

МЕХАНИКА НА КАРПИ

МЕХАНИКА НА КАРПИ

Автори

Милорад Јовановски Игор Пешевски Наум Гапковски
Универзитет „Св.Кирил и Методиј“, Градежен факултет – Скопје

Рецезенти

проф. д-р Спасен Ѓорѓевски

проф. д-р Дарко Мославац

CIP - Каталогизација во публикација
Национална и универзитетска библиотека "Св. Климент Охридски", Скопје

624.12/.13(075.8)

ЈОВАНОВСКИ, Милорад
Механика на карпи / Милорад Јовановски, Игор Пешевски, Наум
Гапковски. - Скопје : Градежен факултет, 2020. - 572 стр. : илустр. ; 25
см

Библиографија: стр. 573-580. - Содржи и: Анекси

ISBN 978-608-4510-41-3

1. Пешевски, Игор [автор] 2. Гапковски, Наум [автор]
а) Механика на карпи - Геотехника - Високошколски учебници

COBISS.MK-ID 51239173

МЕХАНИКА НА КАРПИ

Милорад Јовановски Игор Пешевски Наум Гапковски

Универзитет „Св.Кирил и Методиј“, Градежен факултет – Скопје

Скопје, 2020

Со одлука на Наставно-научниот совет на Градежниот факултет во Скопје од 02. 03. 2020 год. овај ракопис е одобрен како основен универзитетски учебник по предметите Механика на карпи, Подобрување на карпи и Инженерска механика на карпи на Градежниот факултет при Универзитетот „Св. Кирил и Методиј“ – Скопје

© Сите права се заштитени. Ниту еден дел, ниту целиот труд не смее да биде преведуван или копиран без писмена дозвола од издавачот.

Лектура

Лидија Тантуровска

Техничка подготовка

ГЕОМАП, Скопје

Дизајн на корица

Филип Маркоски

Печати

Студентски сервис, Скопје

Тираж

300 примероци

За авторите



Д-р Милорад Јовановски е професор по предметите: Инженерска геологија, Механика на карпи, Подобрување на карпи, Применета хидрогеологија, Геотехнички истражувања, Свлечишта и стабилност на косини, Процена на ризици во геотехниката и други при Градежниот факултет во Скопје. Одржувал настава на: Рударско-геолошкиот факултет во Штип, Воената академија во Скопје и Интердисциплинарните студии по инженерство на животна средина во Скопје. Завршил Рударско-геолошки факултет во Штип, насока за геологија. Магистрирал на насоката за геотехника при Рударско-геолошкиот факултет во Белград, Р Србија. Докторирал на Градежниот факултет во Скопје. Член е на: Друштвото за геотехника на Македонија, Македонското геолошко друштво, Меѓународното друштво за механика на почви и геотехничко инженерство, Меѓународното друштво за механика на карпи и други стручни здруженија. Бил претседател на Оделението за геотехника при Комората на овластени архитекти и овластени инженери и на Друштвото за геотехника на Македонија и потпретседател на Инженерската институција на Македонија. Учествовал при истражување, проектирање и изведба речиси на сите значајни објекти во последните 30 години во Р Македонија. Како автор или коавтор, објавил голем број трудови на SCI-листата и над 180 трудови на меѓународни и национални собири. Еден е од авторите на книгите „Општа геологија“ и „Инженерска геологија“. Добитник е на Голем златен медал на честа од Австриското задружение на архитекти и на инженери.



Д-р Игор Пешевски е вонреден професор по предметите: Инженерска геологија, Механика на карпи, Подобрување на карпи, Свлечишта, Проценка на ризици во геотехниката и други при Градежниот факултет во Скопје. Завршил Рударско-геолошки факултет во Штип, насока за геологија. Магистрирал и докторирал на насоката за геотехника при Градежниот факултет во Скопје. Активно учествува при истражување, проектирање и изведба на речиси сите значајни објекти во периодот од 2008 па наваму. Член е на: Друштвото за геотехника на Македонија, Македонското геолошко друштво, Меѓународното друштво за механика на почви и геотехничко инженерство и Меѓународното друштво за механика на карпи. Секретар е на Друштвото за геотехника на Македонија. Автор и коавтор е на голем број научни и стручни трудови, кои се публикувани во земјата и во странство. Еден е од авторите на книгата „Инженерска геологија“.



Наум Гапковски, долгогодишен професор по предметите: Инженерска геологија, Механика на карпи, Подобрување на карпи, Реологија на карпи и Инженерска геологија и хидрогеологија при: Градежниот факултет во Скопје, Рударско-геолошкиот факултет во Штип и Воената академија во Скопје. Завршил Рударско-геолошки факултет во Белград, поранешна СФР Југославија. Учествовал при истражување, проектирање и изведба речиси на сите значајни објекти во Р Македонија и на некои капитални објекти во поранешна Југославија. Член е на: Друштвото за геотехника на Македонија, Македонското геолошко друштво, Меѓународното друштво за механика на почви и геотехничко инженерство, Меѓународното друштво за механика на карпи. Автор е на голем број научни и стручни трудови, кои се публикувани во земјата и во странство. Еден е од авторите на книгата „Општа геологија“ и „Инженерска геологија“. Тој е еден од доајените на геотехничката наука и практика кај нас, за што добил признание од Комората на овластени архитекти и овластени инженери.

ЛИСТА НА ОСНОВНИ ПОИМИ

Симбол	Значење	Единица
A	Оптоварена површина на пробно тело или карпеста маса	m^2
a	Пречник на подземен кружен отвор	m
a	Емпириска константа во Хек-Браунов критериум на лом	-
α_i	Азимут на падна права кај структурен елемент	$^\circ$
B	Ширина на објект	m
b	Димензија на монолит	m
β_i	Паден агол кај структурен елемент	$^\circ$
c	Кохезија	кПа, МПа
c_{rez}	Резидуална кохезија	кПа, МПа
γ	Волуменска тежина на карпеста маса	kN/m^3
D	Модул на деформација	МПа, GPa
D	Коефициент на пореметеност на масив (од англ. Disturbance factor)	-
D	Пречник на цилиндричен примерок	m
D	Пречник на хидротехнички тунел	m
D_s	Модул на деформација на смолкнување	МПа, GPa
$\Delta\sigma_h$	Намалување на хоризонтален напон поради ерозија	kN/m^2
$\Delta\sigma_v$	Намалување на вертикален напон поради ерозија	kN/m^2
Δt	Временски интервал	s, min, h
δ_v	Вкупна деформација	mm
δ_e	Еластична (повратна) деформација	mm
δ_{i_e}	Идеална еластична деформација	mm
δ_t	Трајна деформација	mm
E	Модул на еластичност	МПа, GPa
E_{dyn}	Динамички модул на еластичност	МПа, GPa
E_h	Просечен модул на еластичност на надслој во хоризонтален правец	МПа, GPa
E_i	Модул на идеална еластичност	МПа, GPa
E_{rm}	Модул на деформација на карпест масив	МПа, GPa
$ERM R$	Excavation Rock Mass Rating (класификација за ископ на карпести маси)	-
ε_h	Хоризонтални дилатации	%
ε_v	Вертикални дилатации	%
F	Сила во момент на лом	N, kN, MN
φ	Агол на внатрешно триење	$^\circ$
φ_b	Базичен агол на внатрешно триење	$^\circ$
φ_{rez}	Резидуална вредност на агол на внатрешно триење	$^\circ$

Симбол	Значење	Единица
θ	Агол во поларен координатен систем при одредување на напон во некоја точка	°
G	Модул на смолкнување	MPa, GPa
g	Земјино забрзување	m/s ²
K, k	Коефициент на бочен притисок	-
k	Коефициент за форма, зависен од методата на испитување на деформабилност	-
ζ	Коефициент на оштетеност на карпеста маса	%
G_{dyn}	Динамички модул на смолкнување	MPa, GPa
GSI	Геолошки индекс на јакост од англ. Geological Strength Index	-
H	Висина на објект, висина на надслој	m
h	Висина на надслој	m
I_s	Индекс на јакост	MPa
J_v	Волуменски коефициент на испуканост	p/m ³
L_s	Средно растојание меѓу пукнатини, средна димензија на блок	m
Lu	Лижонова (Lugeon) единица за мерење на водопропустливост	l/min/m/10bar
λ	Коефициент на бочен притисок	-
MR	Однос на модул на деформација на карпест масив кон модул на монолит E_{rm} / E_i	-
m	Поасонов број	-
m_b	Емпириска константа на карпеста маса во Хек-Браунов критериум на лом	-
m_i	Емпириска константа на монолит во Хек-Браунов критериум на лом	-
n	Порозност на карпест масив	%
ν	Поасонов коефициент	-
Q	Индекс на квалитет на карпеста маса	-
P	Сила	N, kN
p	Притисок при испитување	MPa, MN/m ²
REV	Репрезентативен елементарен волумен	m ³
RMR	Rock Mass Rating – квалитет на карпеста маса	-
RQD	Rock Quality Designation, ознака за квалитет на карпест масив како показател на испуканост	%
R	Коефициент на детерминација	-
r	Коефициент на корелација	-
r	Радиус на подземен отвор	m
ρ	Густина	kg/m ³
s	Константа во Хек-Браунов критериум на лом	-

Симбол	Значење	Единица
σ	Напон во карпеста маса	MPa
$\sigma_c (\sigma_p)$	Јакост на притисок на монолит	MPa
σ_{cd}	Јакост на притисок на монолит со одреден дијаметар	MPa
σ_{c50}	Јакост на притисок на монолит за дијаметар од 50 mm	MPa
σ_{cm}	Јакост на притисок на карпест масив	MPa
σ_h	Примарен хоризонтален напон	MPa
σ_v	Примарен вертикален напон	MPa
σ_r	Радијален напон	MPa
σ_t	Тангентен напон на притисок	MPa
$\sigma_t(\sigma_z)$	Јакост на затегнување	MPa
σ_1	Максимален главен напон	MPa
σ_3	Минимален главен напон	MPa
T	Сила на затегнување	N
t	Време	s, min, h
τ	Напон на смолкнување	kPa, MPa
u_r	Поместување во радијален правец	mm
U_h	Хоризонтално поместување	mm
V_p	Брзина на надолжни сеизмички бранови	m/s, km/h
V_s	Брзина на попречни сеизмички бранови	m/s, km/h

ПРЕДГОВОР

Механиката на карпи е една од носечките дисциплини во геотехничкото инженерство заедно со: инженерската геологија, механиката на почви и темелењето бидејќи има голема примена во решавањето на комплексни проблеми при градба кај објекти на површината на теренот или во подземјето.

Таа користи теоретски и практични сознанија од сите сродни научни дисциплини во градежното и во геолошкото инженерство, рударството и во други индустриски гранки, кои се занимаваат со: ископ, градба и зачувување на составните елементи на природната средина.

Имајќи го предвид овој факт, но и потребата за запознавање на студентите и на инженерите со комплексноста на оваа материја, е подготвен овој учебник насловен како: Механика на карпи.

При неговата подготовка се користени сознанија од слични учебници во светот. Низ содржините е преточено и дел од долгогодишното искуство на авторите здобиено при: истражување, проектирање, изведба и експлоатација на најразновидни објекти од градежен и од рударски карактер.

Всушност, содржините во учебникот се прилагодени кон наставната програма по предметните програми: Механика на карпи, Подобрување на карпите и на Инженерската механика на карпи, кои се дел од студиските програми на прв, втор и трет циклус на студии при Градежниот факултет во Скопје. Ова значи дека одредени поглавја се однесуваат на основите на механиката на карпи, а некои на можностите за практична примена во инженерството.

Учебникот, пред сè, е посветен на студентите за да ги стекнат потребните знаења од механиката на карпи и од инженерството во карпестите маси. Исто така, една од основните цели при неговото подготвување е да им се помогне на сите лица што се занимаваат со инженерството на теренот, при решавање на различни практични проблеми.

За оваа намена, на крајот од секое поглавје се прикажани кратки прашања, додека во анексите се додадени некои значајни постапки и табели корисни за практична примена. Содржината е илустрирана со голем број фотографии, кои се направени, главно, од страна на авторите. Тука, авторите изразуваат голема благодарност кон доајените на геотехниката и на механиката на карпите: проф. Хајнц Брандл од Австрија, проф. Решат Улусај и проф. Ахмет Сагламер од Турција, д-р Ник Бартон од Норвешка, проф. Благоја Маркоски од Институтот за географија при Природно-математичкиот факултет, м-р Ацо Велевски и други колеги, за дозволата да се искористат некои нивни слики во учебникот.

Може да се каже дека содржините на овој учебник се логично продолжение на материјата изложена во претходните изданија на авторите, во вид на универзитетски учебници, под наслов: Општа геологија и Инженерска геологија.

На крајот, авторите изразуваат голема благодарност кон сите што помогнаа во издавање на книгата, како и кон рецензентите проф. Спасен Ѓорѓевски и проф. Дарко Мославац, кои, со своитевидувања, дадоа голем придонес кон подобро обликување на содржините.

Од авторите

СОДРЖИНА

ПРЕДГОВОР

1 ОПШТО ЗА МЕХАНИКАТА НА КАРПИ	1
ВОВЕД	1
КРАТОК ОСВРТ ЗА РАЗВОЈОТ НА МЕХАНИКАТА НА КАРПИ	4
РАЗВОЈ НА МЕХАНИКАТА НА КАРПИ ВО МАКЕДОНИЈА	11
ПРЕДМЕТ И МЕТОДИ НА ИСТРАЖУВАЊЕ ВО МЕХАНИКАТА НА КАРПИ	16
МЕТОДИ НА МЕХАНИКАТА НА КАРПИ	18
2 КАРПЕСТИТЕ МАСИ ВО СКЛОП НА РЕАЛНА ГЕОЛОШКА СРЕДИНА	21
ВОВЕД	21
ПОИМ ЗА ТЕРЕН, КАРПЕСТ МАСИВ, МОНОЛИТ И ПОЧВА	22
ЕФЕКТ НА РАЗМЕРОТ	27
3 ОСНОВНИ ПОИМИ ЗА НАПОНИ И ДЕФОРМАЦИИ КАЈ КАРПИТЕ	31
ОПШТИ ПОИМИ	31
ДВОДИМЕНЗИОНАЛНА СОСТОЈБА НА НАПОНИ	37
РАМНИНСКА СОСТОЈБА НА НАПОНИ	37
РАМНИНСКА СОСТОЈБА НА ДЕФОРМАЦИИ	37
НАПОНИ И ДЕФОРМАЦИИ ВО ПОЛАРЕН КООРДИНАТЕН СИСТЕМ	39
4 ОСНОВНИ ТЕХНИЧКИ СВОЈСТВА НА МОНОЛИТНИТЕ ДЕЛОВИ НА КАРПИТЕ	41
ВОВЕД	41
ФИЗИЧКИ СВОЈСТВА	41
СПЕЦИФИЧНА ТЕЖИНА, ВОЛУМЕНСКА ТЕЖИНА, ПОРОЗНОСТ И ВЛАЖНОСТ НА КАРПИТЕ	42
БАБРЕЊЕ И СОБИРАЊЕ НА КАРПИТЕ	45
ТОПЛОТНИ СВОЈСТВА НА КАРПИТЕ	45
МЕХАНИЧКИ СВОЈСТВА	47
ЈАКОСТ НА КАРПИТЕ	47
ЈАКОСТ НА ПРИТИСОК	48
ЈАКОСТ НА ЗАТЕГНУВАЊЕ	51
ЈАКОСТ НА СВИТКУВАЊЕ	52
ИНДЕКС НА ЈАКОСТ	53
ЈАКОСТ НА СМОЛКНУВАЊЕ КАЈ ПРИМЕРОЦИ НА ЦВРСТИ КАРПИ	56
ДЕФОРМАБИЛНОСТ НА МОНОЛИТ	57
ЖИЛАВОСТ НА КАРПИТЕ	59
АБЕЊЕ НА КАРПИТЕ	60
ВПИВАЊЕ ВЛАГА	61
ТВРДИНА	61
АБРАЗИВНОСТ	62
ТЕСТ ЗА ДЕФИНИРАЊЕ НА ИНДЕКС НА ПРОДИРАЊЕ СО ИГЛА	64
ТЕХНОЛОШКИ СВОЈСТВА	65
5 ДИСКОНТИНУАЛНОСТ НА КАРПЕСТИ МАСИ	67
ОПШТО ЗА ДИСКОНТИНУАЛНОСТ	67
ИСПУКАНОСТ НА КАРПЕСТИТЕ МАСИ	68
ПАРАМЕТРИ И КЛАСИФИКАЦИЈА НА ИСПУКАНОСТА	70
ПАРАМЕТРИ И КЛАСИФИКАЦИЈА НА ПОЕДИНЕЧНИ ПУКНАТИНИ	71
ПАРАМЕТРИ И КЛАСИФИКАЦИЈА НА СИСТЕМИ НА ПУКНАТИНИ	75
ПАРАМЕТРИ И КЛАСИФИКАЦИЈА НА ПУКНАТИНСКАТА МРЕЖА	76
ПОКАЗАТЕЛИ НА ИСПУКАНОСТА НА КАРПЕСТАТА МАСА	77
ГРАФИЧКО ПРЕТСТАВУВАЊЕ НА ЕЛЕМЕНТИТЕ НА ДИСКОНТИНУАЛНОСТА	81

6 ХЕТЕРОГЕНОСТ И АНИЗОТРОПИЈА НА КАРПЕСТИТЕ МАСИ	87
ОПШТО	87
ПОИМ ЗА ХОМОГЕНОСТ И ХЕТЕРОГЕНОСТ	87
НЕКОИ НАЧИНИ ЗА ДЕФИНИРАЊЕ НА ХЕТЕРОГЕНОСТА	89
АНИЗОТРОПИЈА НА КАРПЕСТИТЕ МАСИ	91
ОПШТО	91
НЕКОИ НАЧИНИ ЗА ДЕФИНИРАЊЕ НА АНИЗОТРОПИЈАТА	96
АНИЗОТРОПИЈА НА ИСПУКАНОСТА	100
ПРИМЕНА НА ГЕОФИЗИЧКИ МЕТОДИ ЗА ДЕФИНИРАЊЕ НА АНИЗОТРОПИЈАТА	102
7 СОСТОЈБА НА РАСПАДНАТОСТ НА КАРПЕСТИТЕ МАСИ	103
ОПШТО	103
ПОСТАПКИ ЗА ДЕФИНИРАЊЕ НА СОСТОЈБАТА НА РАСПАДНАТОСТ	105
8 СОСТОЈБА НА ПОДЗЕМНИ ВОДИ	109
ОПШТО ЗА СОСТОЈБА НА ПОДЗЕМНИТЕ ВОДИ	109
ОПШТО ЗА ДВИЖЕЊЕТО НА ПОДЗЕМНИТЕ ВОДИ ВО ЦВРСТИТЕ КАРПИ	112
ОСНОВНИ ЗАКОНИ ЗА ДВИЖЕЊЕ НА ПОДЗЕМНИТЕ ВОДИ	113
НЕКОИ МЕТОДИ ЗА ДЕФИНИРАЊЕ НА ФИЛТРАЦИСКИТЕ ПАРАМЕТРИ НА КАРПЕСТИТЕ МАСИ	115
НЕКОИ ТЕРЕНСКИ МЕТОДИ ЗА ИСПИТУВАЊЕ НА ВОДОПРОПУСЛИВОСТА	118
9 ПРИМАРНИ И СЕКУНДАРНИ НАПОНИ ВО КАРПЕСТИТЕ МАСИ	125
ОПШТО ЗА НАПРЕГНАТОСТ ВО КАРПЕСТИТЕ МАСИ	125
ПРИРОДНА НАПОНСКА СОСТОЈБА	126
ПОИМ ЗА СЕКУНДАРНИ НАПОНСКИ СОСТОЈБИ	137
СЕКУНДАРНИ НАПОНСКИ СОСТОЈБИ ОКОЛУ ТУНЕЛ СО КРУЖЕН ОТВОР СПОРЕД ТЕОРИЈАТА НА ЕЛАСТИЧНОСТ	137
НАПОНСКИ СОСТОЈБИ ОКОЛУ ТУНЕЛ СО КРУЖЕН ОТВОР СПОРЕД ТЕОРИЈАТА НА ПЛАСТИЧНОСТ	142
РЕШЕНИЕ ЗА ТУНЕЛ СО КРУЖЕН ПРЕСЕК СО ПРИМЕНА НА МОР-КУЛОНОВ КРИТЕРИУМ НА ЛОМ	143
РЕШЕНИЕ ЗА КРУЖЕН ОТВОР ЗА КРИТЕРИУМ НА ЛОМ СПОРЕД ХЕК И БРАУН МЕТОДИ НА ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИСТРАЖУВАЊА НА НАПОНСКАТА СОСТОЈБА	145
МЕТОДА НА ОБЕРТИ И USBR (ОД UNITED STATES BUREAU OF RECLAMATION)	146
ТИНСЕЛИНОВА МЕТОДА	147
МЕТОДА СО ПРИМЕНА НА ХИДРАУЛИЧНИ ПЕРНИЦИ СПОРЕД ISRM	148
МЕТОДА СО ЦЕНТРАЛНА ДУПНАТИНА	149
МЕТОДИ СО ОСЛОБОДУВАЊЕ НА НАПОНИТЕ ВО ДУПНАТИНИТЕ	150
МЕТОДА НА ХИДРАУЛИЧЕН ЛОМ СПОРЕД ПРЕПОРАКИ НА ISRM	150
МЕТОДА НА USMB (UNITED STATES BUREAU OF MINES)	152
МЕТОДА СО ПОСТАПКА НА МЕРЕЊА СО ПОСЕБНИ СОНДИ ПОСТАВЕНИ ВО ДУПНАТИНИ СПОРЕД CSIRO	153
НЕКОИ ДРУГИ ПОСТАПКИ ЗА ОПРЕДЕЛУВАЊЕ НА НАПОНИТЕ	154
10 КАРПЕСТИТЕ МАСИ КАКО МЕХАНИЧКИ СРЕДИНИ	159
ВОВЕД	159
ДЕФИНИЦИЈА НА КВАЗИКОНТИУМ И КВАЗИХОМОГЕНОСТ НА КАРПЕСТИТЕ МАСИ	159
МОДЕЛИ ЗА ИДЕАЛИЗАЦИЈА НА КАРПЕСТИТЕ МАСИ	166
ОСНОВНИ ФИЗИЧКИ МОДЕЛИ НА КАРПЕСТИТЕ МАСИ	166
МЕХАНИЧКИ МОДЕЛИ НА КОНТИНУАЛНА СРЕДИНА	170
КРИТЕРИУМИ ЗА ЛОМ НА КАРПЕСТА МАСА	172
11 ИНЖЕНЕРСКИ КЛАСИФИКАЦИИ НА КАРПЕСТИТЕ МАСИ	177
ВОВЕД	177
ОПШТА КЛАСИФИКАЦИЈА СПОРЕД ПРЕПОРАКИ НА МЕЃУНАРОДНОТО	178

ДРУШТВО ЗА МЕХАНИКА НА КАРПИ	
ГЕОТЕХНИЧКИ КЛАСИФИКАЦИИ НА КАРПЕСТИТЕ МАСИ	179
КЛАСИФИКАЦИИ ЗА ПРОЦЕНА НА СТАБИЛНОСТ НА ПОДЗЕМНИ ОТВОРИ	180
RMR-СИСТЕМ (ROCK MASS RATING)	181
КЛАСИФИКАЦИЈА СПОРЕД БАРТОН, ЛИЕН И ЛУНД (Q-СИСТЕМ)	184
КЛАСИФИКАЦИЈА СПОРЕД АЈДАН, УЛУСАЈ И ТОКАШИКИ (RMQR)	185
КЛАСИФИКАЦИЈА ЗА АНИЗОТРОПНИ КАРПЕСТИ МАСИ (ARMR)	187
КЛАСИФИКАЦИЈА ЗА ПРОЦЕНА НА ХАЗАРД ОД ОДРОНУВАЊЕ	187
КЛАСИФИКАЦИИ НА КАРПЕСТИ МАСИ КАКО РАБОТНА СРЕДИНА	187
ERMР-СИСТЕМ (EXCAVATION ROCK MASS RATING)	191
КЛАСИФИКАЦИЈА ЗА ПРОЦЕНА НА МОЖНОСТИ ЗА РИПЕРУВАЊЕ	192
КЛАСИФИКАЦИИ ЗА ПРОЦЕНА НА ОТПРОТ ПРИ РИПЕРУВАЊЕ СПОРЕД БРЗИНИ НА ЕЛАСТИЧНИ БРАНОВИ	193
КЛАСИФИКАЦИИ ЗА ПРОЦЕНА НА СТАБИЛНОСТ НА КОСИНИ	193
ПОСТАПКИ ЗА ДЕФИНИРАЊЕ НА ГЕОЛОШКИОТ ИНДЕКС НА ЈАКОСТ (GSI)	193
НЕКОИ ЗАБЕЛЕШКИ ЗА КЛАСИФИКАЦИЈА НА КАРПЕСТИ МАСИ ВО МАТРИКС	196
ОД ПОСЛАБ МАТЕРИЈАЛ (ВІМROCKS)	
СПОРЕДБИ МЕЃУ КЛАСИФИКАЦИИТЕ И НИВНИ ОГРАНИЧУВАЊА	198
12 ДЕФОРМАБИЛНОСТ НА КАРПЕСТИ МАСИ	201
ОПШТО	201
ГЕНЕРАЛНА АНАЛИЗА НА ВЛИЈАТЕЛНИ ФАКТОРИ ВРЗ	202
ДЕФОРМАБИЛНОСТА	
ДИЈАГРАМИ НА ДЕФОРМАЦИЈА ВО ФУНКЦИЈА НА ПРИТИСОК И ВРЕМЕ	204
ДЕФИНИЦИЈА НА МОДУЛ НА ДЕФОРМАЦИЈА И МОДУЛ НА ЕЛАСТИЧНОСТ	208
ВЛИЈАТЕЛНИ ФАКТОРИ ВРЗ ДЕФОРМАБИЛНОСТА НА КАРПЕСТИТЕ МАСИ	210
МЕТОДИ НА ТЕРЕНСКИ ИСПИТУВАЊА НА ДЕФОРМАБИЛНОСТА	211
ТЕРЕНСКИ СТАТИЧКИ МЕТОДИ – ОПИТИ НА ПРИТИСОК	212
ХИДРАУЛИЧНА РАСПОНКА	212
ХИДРАУЛИЧНА ПЕРНИЦА	214
СОЊДАЖЕН ДИЛАТОМЕТАР	216
ПРОБНА КОМОРА	218
РАДИЈАЛНА ПРЕСА	219
МЕТОДА НА БЛОК-ПРЕНОСНИК (ШТАМП)	221
ТРИАКСИЈАЛНИ ИСПИТУВАЊА ВО ГОЛЕМА МЕРКА	222
ТЕРЕНСКИ ДИНАМИЧКИ МЕТОДИ ВО МЕХАНИКАТА НА КАРПИ	223
ПРИМЕНА НА КОМБИНИРАНА ТЕХНИКА НА СТАТИЧКИ И ДИНАМИЧКИ МЕТОДИ	224
ПРОЦЕНА НА ДЕФОРМАБИЛНОСТА ПО ЕМПИРИСКИ ПАТ	231
ДЕФОРМАБИЛНОСТ НА ПУКНАТИНИ	234
13 ЈАКОСТ НА КАРПЕСТИ МАСИ	237
ОПШТО	237
ЈАКОСТ НА СМОЛКНУВАЊЕ	237
ЈАКОСТ НА СМОЛКНУВАЊЕ НА ЦВРСТОВРЗАНИ КАРПИ ВО ГОЛЕМА МЕРКА	239
ТЕРЕНСКИ ОПИТ НА СМОЛКНУВАЊЕ БЕТОН-КАРПА	243
ТЕРЕНСКИ ОПИТ НА СМОЛКНУВАЊЕ ПО ПУКНАТИНА	246
ИСПИТУВАЊЕ НА ЈАКОСТА НА СМОЛКНУВАЊЕ ВО ЛАБОРАТОРИСКИ УСЛОВИ	247
ИСПИТУВАЊЕ ПО ДОЛЖИНАТА НА ПУКНАТИНИ ВО КУТИИ ЗА ДИРЕКТНО СМОЛКНУВАЊЕ	250
ИСПИТУВАЊЕ НА ЈАКОСТА НА СМОЛКНУВАЊЕ НА НЕКОИ КОНТАКТИ ВО КУТИЈА ЗА ДИРЕКТНО СМОЛКНУВАЊЕ	252
ЕМПИРИСКИ МОДЕЛИ ЗА ПРОЦЕНА НА ЈАКОСТА НА СМОЛКНУВАЊЕ	254
ЕМПИРИСКА МЕТОДА ЗА ПРОЦЕНА НА ЈАКОСТ НА СМОЛКНУВАЊЕ СПОРЕД ХЕК И БРАУН	254
ЕМПИРИСКА МЕТОДА ЗА ПРОЦЕНА НА ЈАКОСТ НА СМОЛКНУВАЊЕ СПОРЕД БАРТОН	259
ЕМПИРИСКА МЕТОДА ЗА ПРОЦЕНА НА ЈАКОСТ НА СМОЛКНУВАЊЕ ПО ПУКНАТИНИ	260
НЕКОИ ДРУГИ МЕТОДИ ЗА ДЕФИНИРАЊЕ НА ЈАКОСТА НА СМОЛКНУВАЊЕ	265

14 РЕОЛОГИЈА НА КАРПЕСТИ МАСИ	271
ОПШТО	271
ОПШТО ЗА ПРОЦЕСОТ НА ПОЛЗЕЊЕ	272
ПОВРАТНА И ТРАЈНА ДЕФОРМАЦИЈА	275
МОДЕЛИ ЗА ДЕФИНИРАЊЕ НА ПРОЦЕСОТ НА ПОЛЗЕЊЕ	278
АНАЛИЗА НА ПРИГУШЕНО ПОЛЗЕЊЕ НА ПРИМЕРОЦИ ОД КАРПИ	282
15 НОСИВОСТ И СЛЕГНУВАЊА КАЈ КАРПЕСТИ МАСИ	287
ОПШТО	287
НОСИВОСТ НА КАРПЕСТИТЕ МАСИ	290
МЕТОДИ ЗА ПРЕСМЕТКА НА НОСИВОСТА	291
ЕМПИРИСКИ МЕТОДИ	291
АНАЛИТИЧКИ МЕТОДИ	294
ПРЕСМЕТКА НА НОСИВОСТ СПОРЕД РЕШЕНИЕ НА БЕЛ	297
ПРЕСМЕТКА НА НОСИВОСТ ЗА ТЕМЕЛИ ФУНДИРАНИ НА КОСИНА	28
ПРЕСМЕТКА НА НОСИВОСТ НА ИСПУКАНА КАРПА СО ФОРМИРАНИ	300
ПОТЕНЦИЈАЛНО НЕСТАБИЛНИ КЛИНОВИ	
НОСИВОСТ НА ПЛИТКО ФУНДИРАНИ ТЕМЕЛИ КАЈ СЛОЕВИТИ ФОРМАЦИИ	301
ОСНОВНИ НАПОМЕНИ ОКОЛУ СЛЕГНУВАЊА КАЈ КАРПЕСТИ МАСИ	303
16 СТАБИЛНОСТ НА КАРПЕСТИ МАСИ	307
ОПШТО	307
ОСНОВИ ЗА КИНЕМАТСКИ АНАЛИЗИ НА УСЛОВИТЕ ЗА ЛОМ.	308
ОСНОВИ НА ТЕОРИЈАТА НА БЛОКОВИ, ПРИМЕНЕТА ЗА КОСИНИ	313
ПРИКАЗ НА ОСНОВНИ АНАЛИТИЧКИ МЕТОДИ	320
ОСНОВНИ ПРИНЦИПИ ПРИ АНАЛИЗАТА	320
АНАЛИЗА НА СТАБИЛНОСТ КАЈ РАСПАДНАТИ ИЛИ МНОГУ ИСПУКАНИ КАРПИ	328
АНАЛИЗА НА ПЛАНАРЕН ЛОМ ПО ДОЛЖИНАТА НА ЕДНА ПУКНАТИНА	329
ПРЕСМЕТКА НА СТАБИЛНОСТ НА КАРПЕСТ МАСИВ СО ДВЕ ПУКНАТИНИ СО ИСТА	
НАСОКА НА ПАД.НО СО РАЗЛИЧНИ ПАДНИ АГЛ	330
АНАЛИЗА НА КЛИНОВИДЕН ЛОМ	332
АНАЛИЗА НА ЛОМ СО ПРЕВРТУВАЊЕ	334
ОСНОВИ ЗА АНАЛИЗА НА ЛОМ СО СВИВАЊЕ И СО ПРЕКРШУВАЊЕ	339
НАПОНСКО-ДЕФОРМАЦИСКИ АНАЛИЗИ	342
ОСНОВИ НА АНАЛИЗА НА РИЗИК ОД ОДРОНУВАЊЕ	342
ПОВРАТНИ АНАЛИЗИ	347
КОНЦЕПТ НА АНВЕЛОПА НА ЈАКОСТА	347
КОНЦЕПТ ЗА ДЕФИНИРАЊЕ НА МАКСИМАЛНА ВИСИНА НА ВЕРТИКАЛНИ	
КОСИНИ	348
17 МОДЕЛИРАЊЕ ВО МЕХАНИКАТА НА КАРПИ	351
ВОВЕД	351
СТРУКТУРА НА ГЕОТЕХНИЧКИТЕ МОДЕЛИ	352
ПРИКАЗ НА НЕКОИ ИНЖЕНЕРСКОГЕОЛОШКИ ПРЕСЕЦИ И МОДЕЛИ	354
ОСНОВИ ЗА ЕКСТРАПОЛАЦИЈА НА ПАРАМЕТРИТЕ ВО ПОСТАПКАТА НА	358
ИНЖЕНЕРСКОГЕОЛОШКОТО МОДЕЛИРАЊЕ.	
ОСНОВИ ЗА НУМЕРИЧКО МОДЕЛИРАЊЕ ВО МЕХАНИКАТА НА КАРПИТЕ	363
НАПОМЕНИ ЗА ФИЗИЧКО МОДЕЛИРАЊЕ	365
ИНТЕРАКЦИСКИ МАТРИЦИ ВО МЕХАНИКАТА НА КАРПИ	366
ВИДОВИ НА ИНТЕРАКЦИСКИ МАТРИЦИ	368
МЕТОДОЛОГИЈА ЗА ПРОЦЕНА НА НАЈЗНАЧАЈНИТЕ ПАРАМЕТРИ ВО	
ИНТЕРАКЦИСКИТЕ МАТРИЦИ	374
18 ПОСТАПКИ ЗА ПОДОБРУВАЊЕ НА СВОЈСТВАТА НА	
КАРПЕСТИТЕ МАСИ	383
ВОВЕД	383
ОПШТО ЗА ИНЈЕКТИРАЊЕТО И НЕКОИ ИСТОРИСКИ ФАКТИ	383
ОПШТИ ЗАБЕЛЕШКИ ЗА ЕФЕКТИТЕ ОД ИНЈЕКТИРАЊЕ	384

ОПШТО ЗА ИНЈЕКЦИСКИТЕ СМЕСИ	385
СВОЈСТВА НА ИНЈЕКЦИСКИТЕ СМЕСИ	387
ПОЛЕ НА ПРИМЕНА НА РАЗНИ ИНЈЕКЦИСКИ СМЕСИ И ОСНОВНИ ПРИНЦИПИ ПРИ ИНЈЕКТИРАЊЕ	390
ПЛАКНЕЊЕ НА ДУПНАТИНИТЕ И ПУКНАТИНИТЕ ВО ЗОНАТА ОКОЛУ ДУПНАТИНАТА	392
ПОСТАПКИ ПРИ ИНЈЕКТИРАЊЕ	392
ОСНОВНИ НАЧЕЛА ЗА СЛЕЗНАТА И ИЗЛЕЗНАТА ПОСТАПКА	392
РАДИУС НА ПРОДИРАЊЕ НА ИНЈЕКЦИСКАТА СМЕСА	394
ИНЈЕКЦИСКИ ПРИТИСОЦИ	395
КРИТЕРИУМИ НА ЗАВРШЕТОК И КОНТРОЛА НА УСПЕХОТ НА ИНЈЕКТИРАЊЕТО	396
ОПШТО ЗА ИНЈЕКЦИСКИТЕ ЗАВЕСИ	397
ПРОБНИ ИНЈЕКЦИСКИ ПОЛИЊА	401
ПАРАМЕТРИ ЗА СЛЕДЕЊЕ ВО ФАЗАТА НА ИНЈЕКТИРАЊЕ	404
НЕКОИ СПЕЦИФИКИ ЗА ИНЈЕКТИРАЊЕ КАЈ ПОДЗЕМНИ ОБЈЕКТИ	405
СИДРЕЊЕ НА КАРПЕСТИТЕ МАСИ	407
ОПШТО ЗА СИДРЕЊЕТО И НЕКОИ ИСТОРИСКИ ПОДАТОЦИ	407
ОСНОВНИ ЕЛЕМЕНТИ И МЕХАНИЗАМ НА ДЕЈСТВУВАЊЕ НА СИДРАТА	410
ПОДЕЛБА НА СИДРАТА И НАЧИН НА ВГРАДУВАЊЕ	411
ОПРЕМА И МЕХАНИЗАЦИЈА ЗА ВГРАДУВАЊЕ НА СИДРА	426
ПРИМЕНА НА ПРСАН БЕТОН	428
ВЕШТАЧКО ЗАМРЗНУВАЊЕ	430
ДРЕНИРАЊЕ	431
19 ГЕОТЕХНИЧКИ МОНИТОРИНГ НА КАРПЕСТИТЕ МАСИ	433
ВОВЕД	433
ОПШТО ЗА ПРОГРАМИТЕ И ИНСТРУМЕНТИТЕ ЗА ГЕОТЕХНИЧКИ МОНИТОРИНГ	435
ВО МЕХАНИКАТА НА КАРПИ	
ПРОГРАМИ ЗА ГЕОТЕХНИЧКИ МОНИТОРИНГ	435
ИЗБОР НА ИНСТРУМЕНТИ ЗА ГЕОТЕХНИЧКИ МОНИТОРИНГ	436
ОПШТИ КАРАКТЕРИСТИКИ НА ИНСТРУМЕНТИ ЗА ГЕОТЕХНИЧКИ МОНИТОРИНГ	438
МЕТОДИ НА ГЕОТЕХНИЧКИ МОНИТОРИНГ ВО МЕХАНИКАТА НА КАРПИ	439
ГЕОДЕТСКИ МОНИТОРИНГ	440
МЕРАЧИ НА НАКЛОН	443
МОНИТОРИНГ НА ПУКНАТИНИ СО СИГНАЛНИ УРЕДИ	444
МОНИТОРИНГ НА ПОМЕСТУВАЊА ВО КАРПИ СО ИНКЛИНОМЕТРИ И ЕКСТЕНЗИОМЕТРИ	444
МОНИТОРИНГ СО ИНКЛИНОМЕТРИ	444
ЕКСТЕНЗОМЕТРИ	446
МЕРЕЊА НА НАПРЕГАЊА И ПРИТИСОЦИ	448
МЕРЕЊА НА СИЛИ ВО АНКЕРИ	450
МОНИТОРИНГ НА ПОДЗЕМНА ВОДА И ПОРНИ ПРИТИСОЦИ	450
МЕРЕЧИ НА ПРИТИСОК ОД ВОДА ВО ПОРИТЕ (ПОРЕН ПРИТИСОК)	453
МОНИТОРИНГ НА МИКРОСЕИЗМИЧКАТА АКТИВНОСТ И НА АКУСТИЧНИТЕ ЕМИСИИ	453
МОНИТОРИНГ НА ТЕМПЕРАТУРНИ ПРОМЕНИ КАЈ ТУНЕЛИ	454
20 ПРИНЦИПИ ПРИ ИСТРАЖУВАЊЕ И ПРИ ПРОЕКТИРАЊЕ ВО КАРПЕСТИ МАСИ	457
ВОВЕД	457
ОСНОВНИ ФАЗИ НА ПРОЕКТИРАЊЕ И НА ИСТРАЖУВАЊЕ	458
ПРОГРАМИРАЊЕ НА ОБЕМ И ВИД НА ИСТРАЖНИТЕ РАБОТИ	463
ПРЕПОРАКИ ЗА БРОЈ И ЗА РАСПОРЕД НА ИСТРАЖНИ РАБОТИ КАЈ БРАНИТЕ	469
ПРЕПОРАКИ ЗА ИСТРАЖУВАЊЕ НА УСЕЦИ И ТУНЕЛИ	472
21 АНАЛИЗА НА УСЛОВИ ЗА ИЗВЕДБА НА ОБЈЕКТИ НА ПОВРШИНА НА ТЕРЕНОТ	475
ВОВЕД	475
УСЛОВИ ЗА ИЗВЕДБА НА ИСКОПИ КАЈ ЛИНИСКИ ОБЈЕКТИ	475

ОПШТО ЗА МЕРКИ ЗА ЗАШТИТА НА КОСИНИ КАЈ ЛИНИСКИ ОБЈЕКТИ	480
УСЛОВИ ЗА ИЗВЕДБА НА БРАНИ	489
УСЛОВИ ЗА ИЗВЕДБА НА МОСТОВИ И ВИЈАДУКТИ	497
ПРИМЕНА НА МЕХАНИКАТА НА КАРПИТЕ КАЈ ПОВРШИНСКИ КОПОВИ И КАМЕНОЛОМИ	504
ОПШТО ЗА ДЕФИНИРАЊЕ НА ПРИФАТЛИВО НИВО НА РИЗИК	507
ОПШТО ЗА СПЕЦИЈАЛНИ ТЕХНИКИ НА МИНИРАЊЕ	511
РАДИУС НА ОПАСНА ЗОНА ОД СЕИЗМИЧКО ДЕЈСТВО НА ЕКСПЛОЗИВОТ	515
22 АНАЛИЗА НА УСЛОВИТЕ ЗА ИЗВЕДБА НА ОБЈЕКТИ ВО ПОДЗЕМЈЕ	519
ВОВЕД	519
ОПШТИ ПРИНЦИПИ ЗА АНАЛИЗА НА ПОДЗЕМНИТЕ РАБОТИ	522
АНАЛИЗА НА ПРОБЛЕМИ КАЈ СТРУКТУРНО-КОНТРОЛИРАНА НЕСТАБИЛНОСТ	530
АНАЛИЗА НА ПРОБЛЕМИ НА НАПОНСКИ КОНТРОЛИРАНА НЕСТАБИЛНОСТ	536
НЕКОИ АСПЕКТИ ЗА ДЕФИНИРАЊЕ НА СТАБИЛНОСТ КАЈ ЧЕЛО НА ИСКОП КАЈ КАРПЕСТИ МАСИ	543
СО НИЗОК КВАЛИТЕТ	
ПРОБЛЕМИ НА ДЕФОРМИРАЊЕ КАЈ КАРПЕСТИ МАСИ, ИЗЛОЖЕНИ НА ВИСОКИ КОНЦЕНТРАЦИИ НА НАПРЕГАЊА	547
ПРИКАЗ НА ОСТАНАТИ РИЗИЦИ ПРИ ИЗВЕДБА НА ПОДЗЕМНИ РАБОТИ	550
ПОЈАВА НА ШТЕТНИ ГАСОВИ ПРИ ИЗВЕДБА НА ПОДЗЕМНИ РАБОТИ	550
ПОЈАВА НА ВИСОКИ ТЕМПЕРАТУРИ	551
ВЛИЈАНИЈА НА ПОДЗЕМНИТЕ ВОДИ	551
НЕКОИ ЗАБЕЛЕШКИ ОКОЛУ ТЕХНИКАТА НА ИСКОП ВО ПОДЗЕМЈЕ	552
НЕКОИ ОСНОВНИ ПРИНЦИПИ ЗА ИЗВЕДБА НА РУДАРСКИ РАБОТИ ВО ПОДЗЕМЈЕ	556
ПРИНЦИПИ ЗА ОДРЕДУВАЊЕ НА ЕЛЕМЕНТИ НА СИДРЕЊЕ КАЈ ПОДЗЕМНИТЕ РАБОТИ	565
ФАКТОР НА СИГУРНОСТ ПРИ СИДРЕЊЕ ВО МЕКИ КАРПИ	569
ФАКТОР НА СИГУРНОСТ ВО КАРПИ СКЛОНИ КОН ГОРСКИ УДАР	571
ЛИТЕРАТУРА	573
АНЕКС 1 - ЛИСТА НА ПРЕПОРАЧАНИ МЕТОДИ СПОРЕД ISRM	
АНЕКС 2 - КАТАСТРИ ЗА ОПИС НА ПУКНАТИНИ И КАРПЕСТА МАСА	
АНЕКС 3 - ПРЕТСТАВУВАЊЕ НА СТРУКТУРНИТЕ ЕЛЕМЕНТИ НА ГЕОЛОШКИТЕ СТРУКТУРИ	
АНЕКС 4 - КЛАСИФИКАЦИИ НА КАРПЕСТИТЕ МАСИ	

1

ОПШТО ЗА МЕХАНИКАТА НА КАРПИ

ВОВЕД

Механиката на карпите (англ. Rock Mechanics) е теоретска и практична наука, која се занимава со изучување на однесувањето на карпестите маси при дејство на физичко поле на напрегања, кои влијаат врз нив во реален простор и во реално време, како и изучување на сите промени предизвикани во нив при изведба на различни инженерски интервенции.

Според Статутот на Меѓународното друштво за механика на карпи и за инженерство во карпите (англ. International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering, понатаму ISRM): „**Полето на истражување на механиката на карпи ги вклучува сите анализи на физичкото и на механичкото однесување на карпите и на карпестите маси и примена на сознанијата од анализите за подобро разбирање на геолошките процеси врз инженерството**”.

Во литературата може да се сретне и дефиниција: „**Механиката на карпи е научна и техничка дисциплина, која се занимава со испитувањата и истражувањата на цврстосврзаните карпести маси, како природни средини, идни работни средини и средини, кои, во текот на експлоатацијата на градежните објекти, содејствуваат со нив и претставуваат една единствена целина**” (Б. Кујунџиќ 1978).

Во практиката се користи и терминот **инженерство во карпите** (анг. Rock Engineering) кога станува збор за изведба на различни инженерски објекти и инженерски работи во карпестите маси. Терминот **инженерска механика на карпи** (анг. Engineering Rock Mechanics) се однесува на примена на механиката на карпи и на инженерството во карпите при градба на различни инженерски конструкции и работи во градежништвото, во рударството и во нафтното инженерство.

Накратко кажано, кога се зборува за механика на карпи, тогаш се мисли на начин на примена на **основните поставки на механиката применета врз карпестите маси**, додека пак со користење на терминот **инженерство во карпите** се мисли на **сите инженерски активности, кои ги вклучуваат карпите** (Хадсон и Харисон 2000).

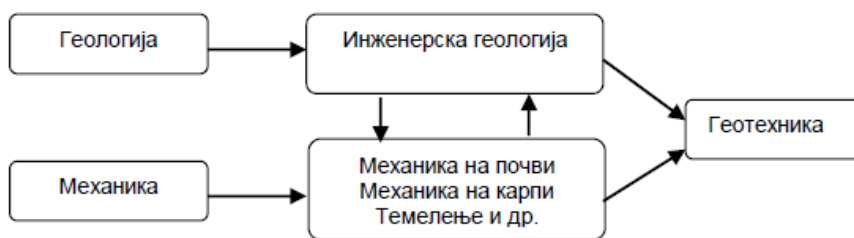
За да се овозможи успешно решавање на широкиот дијапазон проблеми во механиката на карпи, таа користи методи за анализа од голем број фундаментални науки или од сродни технички дисциплини. Поврзаноста со нив е прикажана на Сликата 1.1 и на Сликата 1.2.

Треба да се нагласи дека механиката на карпи неизбежно се применува во различни фази на: истражување, проектирање, градење и експлоатација на објектите и на инженерските работи во карпестите маси и тоа за:

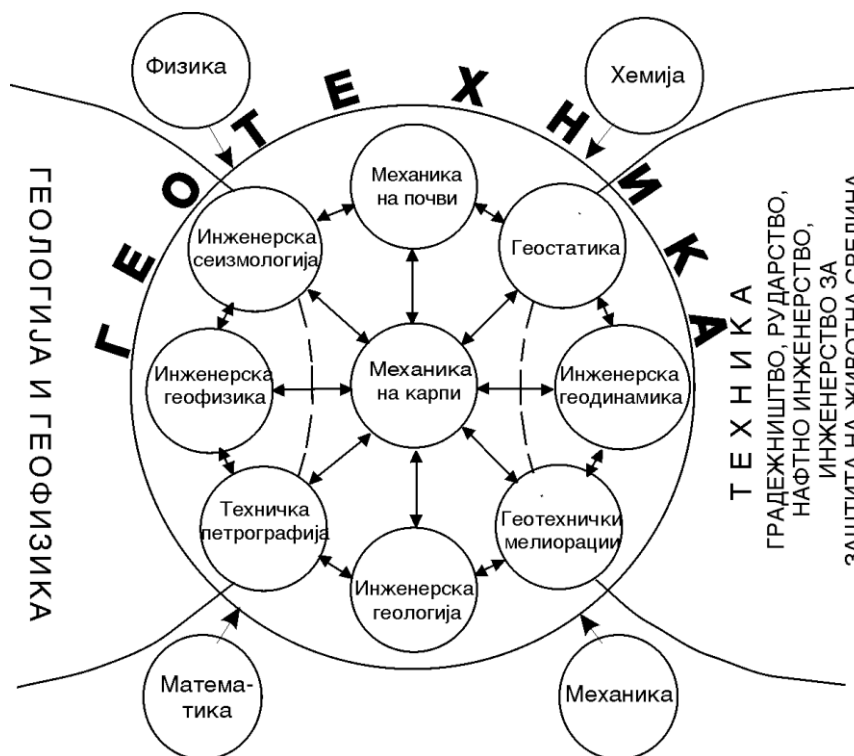
- објекти темелени на површината на теренот;
- подземни градежни и рударски објекти од различен карактер;
- изведба на различни хидротехнички објекти, каде што е посебно значајно влијанието на водата врз објектот и теренот;

МЕХАНИКА НА КАРПИ

- изведба на инженерски работи за обезбедување на стабилноста на падините и на вештачките косини при изведба на инфраструктурните системи како што се: патишта, железници, површински копови и др.;
- примена на механиката на карпите при заштита на историски објекти;
- изведба на технички операции во нафтеното инженерство;
- изведба на подземни складишта за депонирање на радиоактивен отпад и друго.

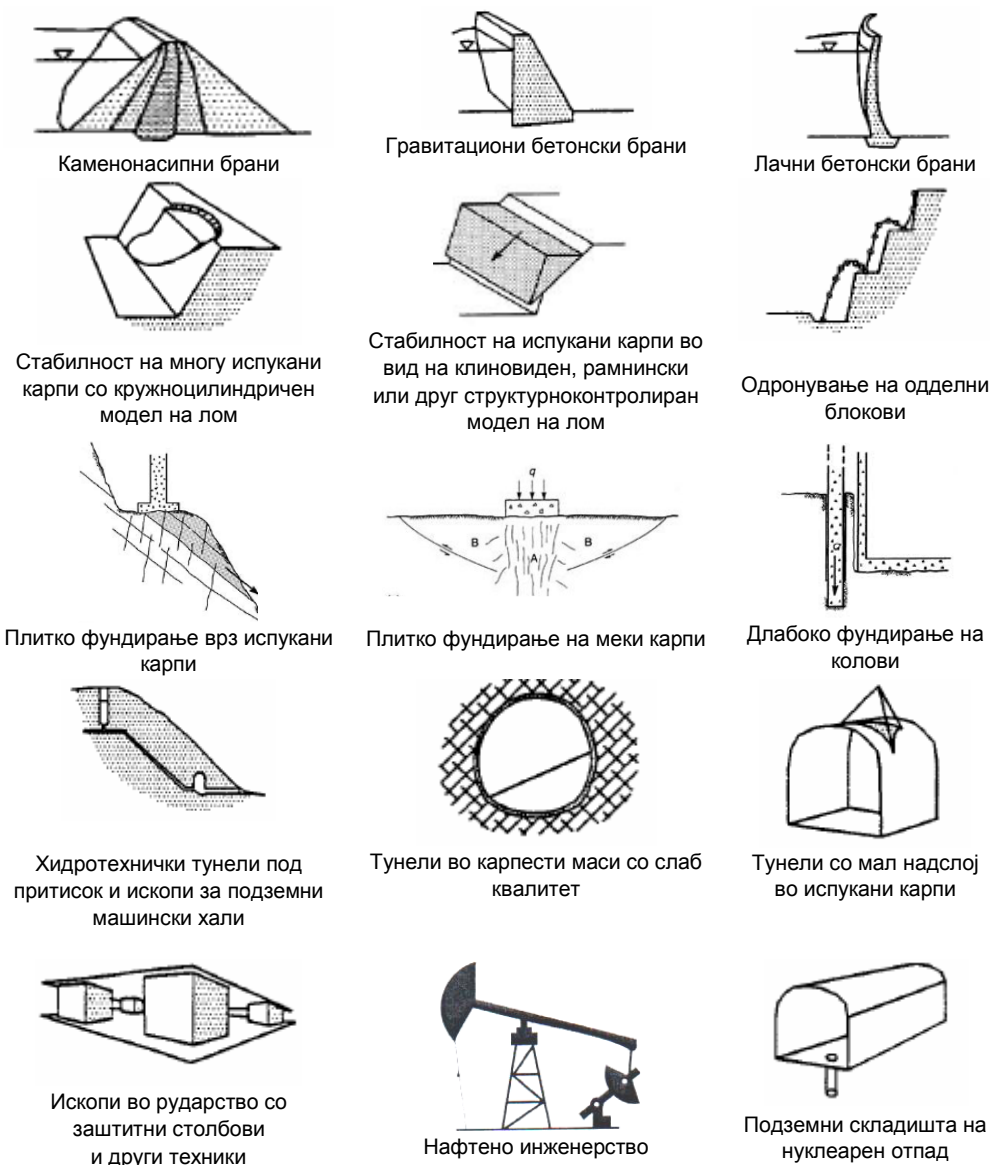


Слика 1.1 Врски меѓу геологијата, механиката и основните носечки дисциплини во геотехниката



Слика 1.2 Врски меѓу механиката на карпи со одделни научни дисциплини и врски со базичните науки (модифицирано според Вујаниќ и др. 2005)

Со сето ова, веднаш може да се согледа практичното значење на механиката на карпи кај голем број инженерски проблеми (Слика 1.3).



Слика 1.3 Некои значајни инженерски проблеми за анализа во механиката на карпите

Сите наведени инженерски проблеми се разгледуваат низ призмата на заемните влијанија меѓу теренот и вештачките конструкции од што произлегува дека една од основните задачи на механиката на карпи е анализа на **интеракцијата** меѓу **теренот**, како природна геолошка конструкција и **инженерските објекти**, како вештачки конструкции.

Поради сите овие аспекти, механиката на карпи е исклучително ценета научна и практична дисциплина. Нејзиното значење посебно се нагласува ако се знае дека за градба на вештачките објекти стојат на располагање терени со сè понеповолни инженерскогеолошки карактеристики, а инженерските интервенции имаат сè поголеми димензии и сè посложени конструктивни решенија.

Очигледно е дека инженерите, кои ја посветиле својата професионална кариера на областа на механиката на карпите, имаат широко поле за истражување во градежното или во рударското инженерство, истражување на теренот, заштита на животната средина и други области.

КРАТОК ОСВРТ ЗА РАЗВОЈОТ НА МЕХАНИКАТА НА КАРПИ

Механиката на карпи е наука, која постепено се оформувала и се развивала низ долг временски период. Во почетокот, тоа било поврзано со развојот на геологијата и на геотехниката, а подоцна, низ развојот на сопствени методологии, таа се издвојува како посебна научна и практична дисциплина.

Во принцип, нејзиниот развој може да се следи од предисторијата, сè до денес. Познато е дека во предисторијата карпите се користеле како природен градежен материјал и како средство за изведување на градежните работи во природните живеалишта. Во палеолитот се изработувани првите груби орудја за работа, додека во неолитот каменот веќе започнал да се обработува, да се дупчи и да се полира. Со тоа се подготвувале функционални форми на орудјата со кои се вршело грубо дотерување на пештерите како најчести живеалишта. Ова е утврдено според остатоци од рудници во: Белгија, Франција, Англија и др. места.

Во бронзениот период рударството доживеало бурен развој, при што за изведба на рударските работи се користеле различни техники на ископ.

Независно од рударството, работите во карпестите маси се развивале и во градежништвото. Ова е посебно изразено при изработка на подземни храмови и гробници од страна на старите Египјани и Индуси. Вреди да се истакне дека првите тунели, изведени од нив, биле обично водоводни, а е карактеристично што некои и денес се во функција.

Познато е дека во Вавилон пред 4000 години е направен тунел под реката Еуфрат, а слични објекти изведувале и старите Грци, Римјани и други стари цивилизации. Должината на овие тунели изнесувала и по неколку километри, а нивниот напречен пресек бил најчесто со димензии од 3.0 x 1.8 м, поради техниката на работа. Некои од тунелите се изведувани на длабини и до 270 м.

Некои од овие градби и ден-денес се сметаат за ремек-дела на човековиот интелект. Голем дел од овие градби се прифатени како светски чуда и се обвинени со мистерија бидејќи не е разјаснето докрај како се градени (Слики: 1.4, 1.5 и 1.6).

Посебно зачудува вештината со која се ѕидани камените блокови кај одредени градби, поради големината на камените блокови, полираноста и формите на спојување.

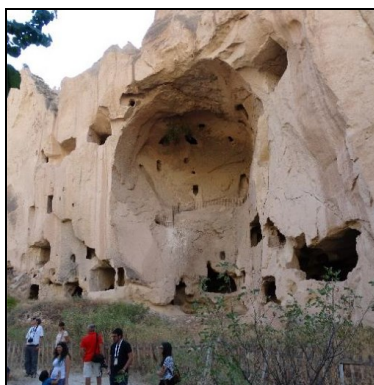
Средниот век се карактеризира со одредено опаѓање на културата, што индиректно влијае на забавување на развојот на градежништвото. Сепак, во ова време, потребата од изведба на подземни и надземни работи во карпестите маси довело до пронајдокот на барутот и до негова примена во рударството и во градежништвото.



Слика 1.4 Големата сфинга од Гиза во Египет, која е обликувана од основна карпа пред пирамидата на фараонот Кафре (2558 – 2532 пр. н.е.)



Слика 1.5 Мачу Пикчу (град на Инките од 15 век), Перу, Јужна Америка (лево) и типични детали на сидови со идеално вклопени форми на каменот (десно)



Слика 1.6 Приказ на изработени подземни градби во Кападокија, Турција (со одобрение на Решат Улусај)

Од историски записи е познато дека барутот за прв пат е применет во градежништвото во 1697 година при пробивањето на тунелот Ланкведок во Франција, кој ја соединува Рона со Гарона и служи за пловидба.

Вреди да се спомнат и некои податоци за првите почетоци на експериментални испитувања во механиката на карпите. Според одредени сознанија, првите експерименти во оваа област ги извршил Гетхеј (1770 година) за потребите на проектирањето и на фундаирањето на столбовите за црквата Света Женевјева во Париз. Значаен датум во развитокот на техниката на ископ во карпите е 13.1.1861 година, кога за прв пат се применува пневматска дупчалка, со што постепено се надминува ископ со рачна употреба на чекан и длето.

Развојот на механиката на карпи на крајот на деветнаесеттиот век и на почетокот на дваесеттиот век е поврзан со градбата на поголеми инфраструктурни системи од железничкиот транспорт. Со тоа започнува и поинтензивна изградба на: тунели, мостови, значителни ископи и други инженерски активности во карпестата средина.

За овој период, во стручните и во научните кругови, особено е ценет швајцарскиот геолог Алберт Хајм, за чие име се врзува формирањето на механиката на карпи како научна дисциплина. Тој, во своите капитални дела со оригинални наслови „Mechanismus der Gebirgsbildung“ од 1878 година и „Geologische Nachlese“ од 1905 година, воведува определени теоретски принципи, кои во основа се прифатени и денес од современата механика на карпите. Тој прв ја согледал разликата меѓу механичките својства на карпестата маса во теренски услови и на изолираниот „здрав“ дел од карпестата маса, кој се нарекува монолитно парче, а придонел за формулирање на некои хипотези за **напонската состојба** во карпите. Треба да се истакне и влијанието на швајцарскиот геолог Михаел Лижон, којшто, на почетокот на дваесеттиот век, предложил постапка за испитување на **водопропустливоста** на цврстите карпи, која и ден-денес се применува.

Може да се каже, дека за развојот на механиката на карпите големо значење имаат и некои катастрофални рушења на објекти или на делови од теренот. Тие, иако се непосакувани и неповолни случувања, индиректно помагаат, преку анализа на причините за нивната појава, да се развијат нови теоретски методи и пристапи за нивно решавање.

Во овој контекст можат да се истакнат некои карактеристични случаи, кои дале поттик и многу помогнале во развојот на механиката на карпите.

На пример, по појавата на повеќекратно пукање на бетонската облога на доведен тунел под притисок кај швајцарската хидроелектрана Ритом во 1920 година, формирана е специјална Комисија. Таа имала задача да ги анализира причините за појавата, при што како појдовна точка бил фактот, дека, во проектот било претпоставено „**дека карпата под дејство на притисокот не се деформира**“. Во реалноста оваа претпоставка не била исполнета, односно било утврдено дека самата карпеста маса значително се деформирала под дејство на внатрешниот хидростатички притисок. Се покажало и дека формата на напречниот пресек на тунелот во вид на потковица е неповолен за хидротехнички тунели под притисок, односно кружната форма е најповолно решение за вакви објекти.

Потоа, посебна Комисија за тунели под притисок извршила голем број теренски испитувања, за кои се смета дека се првите систематски изведени експериментални истражувања во областа на механиката на карпите. Испитувања на карпестата маса и тунелската облога се извршени 1925 година на хидроелектраната Амстег. При тоа, се дошло до фундаментални откритија дека **„под дејство на внатрешниот хидростатички притисок, карпата се деформира, дека деформациите се констатирани како кај помеките карпи така и кај многу цврстите карпи, при што во помеките карпи тие се поголеми, дека деформациите на карпите се вршат во насока на хидростатичкиот притисок и тоа непосредно и без значајно временско задоцнување, и дека деформацијата била делумно еластична и делумно пластична“.**

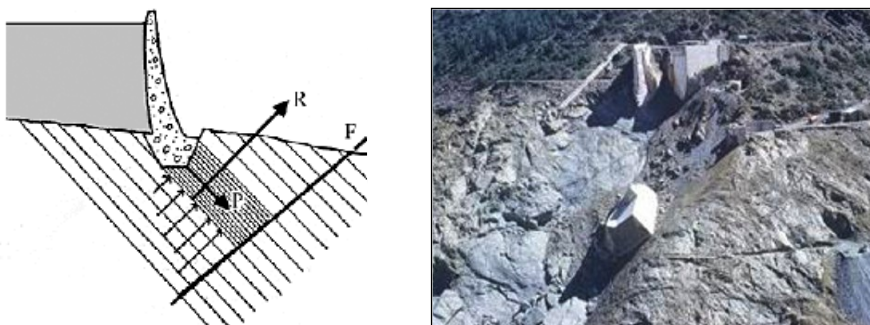
Овие заклучоци биле од извонредно практично и теоретско значење бидејќи дотогаш се претпоставувало дека карпите не се деформираат, а со самото тоа, не предизвикуваат ни притисок врз конструкциите.

Сознанијата од овие испитувања биле поттик за испитувања и на други места во Европа. Така, во периодот и после Втората светска војна позначајни испитувања се извршени во 1944 година од страна на Ото Фрау Баер на швајцарската хидроелектрана Луцендро, потоа од страна на Г. Оберти – во 1943 и во 1946 година на италијанската хидроелектрана Ловеро и други.

Друг значаен поттик поврзан со анализа на стабилноста на природните падини и вештачките косини, кои се изградени од цврсти каменити или полукаменити карпести маси, е поврзан со значајни и многу големи појави на свлечишта. Тука можат да се спомнат многубројните проблеми при изведба на Панамскиот Канал, којшто го започнале со изведба француските инженери во 1884, а го продолжило Американското здружение на инженери во 1908 година. По градбата, во текот на долг временски период, од 1910 до 1964 година, биле регистрирани серија големи поместувања и нестабилности на теренот. Овие појави покажале дека стабилноста на ископите била доминантно поврзана со структурната градба на карпестите маси, иако во тоа време се применувале други концепти на анализа од денешните (Хек 2000).

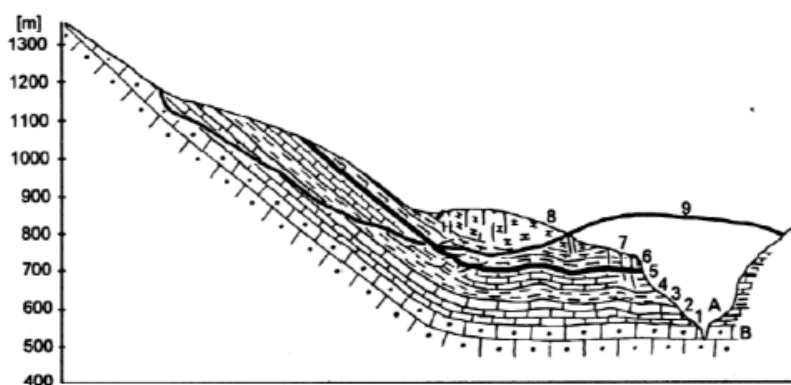
Посебно се интересни појавите на лом од големи размери кај браните, како Малпасе во Франција (1959 година) и Вајонт во Италија (1963 година). По нив, целосно е сменет концептот и приодот при анализа на ваквите проблеми.

Браната **Малпасе** била тенка лачна брана со двојна кривина; градена 1950 – 1952 година на реката Рејран, близу местото Фремис на Азурниот Брег, Јужна Франција. Браната била со висина 65 m. На 2.12.1959 година, во периодот на првото полнење, браната ненадејно се срушила. Од поплавниот бран загинале 421 жител, а направената штета изнесувала околу 68 милиони долари. Според проектантското биро „Коин и Белје“, причините за катастрофата се поврзани со карактеристиките на геолошката градба на подлогата, која е изградена од гнајсеви. Во гнајсевите, раседните структури и шкрилавоста го предодредиле формирањето на нестабилен блок во вид на **диедар**, на приконтактната зона на браната на левиот брег. Долната страна на диедарот била формирана од расед, наполнет со глинест материјал, а горната страна на блокот се формирала по рамнините на шкрилавоста (фолијацијата) во гнајсевите (Слика 1.7).



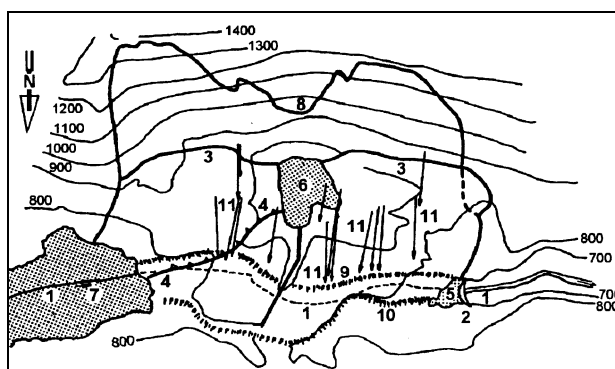
Слика 1.7 Лево - модел на лом на лачната брана Малпасе: F) расед; P) сила од браната; R) резултантна сила од хидростатски притисок и сила од браната (забелешка- шкрилавоста е означена со коси црни линии); Десно -поглед кон смолкнат блок диедар кој довел до рушење на браната (Дуфо, 2013)

Во научната и стручната литература најпозната е појавата на големото свлекување на дел од брегот од акумулацијата **Вајонт** (Италија). Се работи за лачна брана, висока 265 m со должина во круната од 190 m. Браната е изведена во тесен кањон, изграден од доломитски варовник. Полнењето на акумулацијата започнало во март 1960 год. Неочекувано, истата есен, дошло до движење на теренот во левиот брег на акумулацијата, блиску до браната. Тогаш било забележано површинско лизгање на маса од 700 000 m³, оконтурена со пукнатини во теренот долги 2000 m и ширина 1200 m. Оваа маса почнала да се движи со максимална брзина од 4 cm дневно. Без навлегување во детали за појавата, која е опишана во голем број стручни и научни трудови, тука истакнуваме дека во 1963 година дошло до нагло свлекување на теренот со брзина од околу 2500 cm/s. Лизгањето дошло по меѓуслојните површини, кои биле исполнети со прослојки од глиновит материјал. Токму јакоста на тој материјал била меродавна за стабилноста на падината, а не јакоста на карпестата маса или рапавите нерамни површини (Слика 1.8).

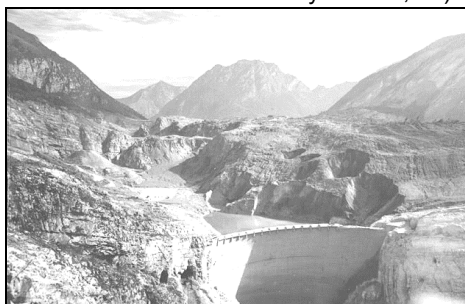


Слика 1.8 Реконструиран геолошки пресек на падината на акумулацијата Вајонт (A) во кањонот Вајонт; (B) карпести формации од горна јура; (3),(4),(5) формации од долна креда; (6),(7),(8) формации од горна креда; (9) површина на терен после свлекување

Карпестата маса од околу 250 милиони m^3 се поместила хоризонтално за 400 m и истиснала 40 милиони m^3 вода која е подигната за 260 m повисоко од нивото на акумулацијата и се прелила преку браната. Течејќи низводно по клисурата на реката, поплавниот бран буквално го збришал гратчето Лонгарон и три села, што покрај другите штети довело и до загуба на 2000 животи. Самата брана практично останала неоштетена иако врз неа се прелил млаз висок 100 m. Наредните неколку слики многу јасно ја илустрираат специфичноста и последиците од овој феномен.



Слика 1.9 Свлечиште на акумулацијата Вајонт: 1) река Вајонт; 2) брана; 3) јужна граница на свлечиште; 4) расед; 5) Западно езеро; 6) Централно езеро; 7) Источно езеро; 8) граница на пукнатината во 1963 год. 9) косина пред свлекувањето; 10) косина по свлекувањето; 11) поместувања на некои точки



Слика 1.10 Приказ на акумулацискиот простор по свлекување на материјалот, при што е создаден поплавен бран со висина над 100 метри, кој целосно ја прелил браната која е малку оштетена



Слика 1.11 Остатоци од градот Лонгарон по полавата, при што градот е уништен речиси целосно, а се проценува дека имало над 2000 човечки жртви (<https://www.thelocal.it/20181009/in-pictures-the-vajont-dam-disaster>)

По систематската анализа на овие примери, целосно е сменет концептот и приодот при анализа на ваквите проблеми во механиката на карпите.

Инаку, се смета, дека вистинскиот научен развиток на механиката на карпите започнува по Втората светска војна (период по 1945 година). Во тој период се појавува потреба од искористување на водниот потенцијал за надминување на последиците од воените разурнувања. Така, започнува период на интензивно градење на: големи брани, хидроелектрани, хидротехнички тунели и окна под притисок, вештачки подземни отвори, специфични решенија за фундаирање во цврсти карпи и други различни видови геотехнички работи на површината на теренот и во подземјето. Со тоа, се појавува потребата од развој на нови експериментални и теоретски методи во механиката на карпите на научно ниво. Во овој период, механиката на карпи бележи интензивен развој во градежништвото и во рударството, пред сè, во земјите со планински релјеф, како што се: Австрија, Франција, поранешна СФР Југославија, Италија, САД, Канада, поранешниот СССР, Швајцарија, Португалија и други.

Во нејзиниот развој голем придонес дале многу автори, кои работеле на разрешување на проблеми на лабораториско и на теренско испитување на: својствата и состојбите на карпестите маси, класификација на карпестите маси, методологија на геотехничко моделирање, методи на математичка статистика, методи на интеракциски матрици, разни аналитички и нумерички постапки и др.

Истражувања на **дисконтинуалниот** карактер на карпестите маси вршеле голем број истражувачи, како на пример: Дон Дир (1967), Б. В. Михајлов и др. (1972), Анон (1970), Ролофс и Бејер (1981) и др.

Во поглед на анизотропијата и нехомогената распределба на степенот на испуцаност, како најкомплетни се сметаат трудовите на П. Локин (1973 и 1978).

Во поглед на истражување на **јакоста** на монолитните делови на карпите, можат да се споменат трудовите на Френклин (1970), Френклин и др. (1971), Биенавски (1974), Гудичини и др. (1977), М. Цветковиќ (1977) и др.

За развојот на **емпирискиот** пристап преку афирмирање на класификациски методи се заслужни посебно: Биенавски (1974 и 1979) со воведување на т.н. RMR-систем (од англ. Rock Mass Rating), како и Бартон, Лиен и Лунд (1974) со воведување на т.н Q-систем (од англ. Quality). Овие класификации биле основа за развојот на голем број системи, кои се прикажани соодветно во рамките на учебникот.

Придонес кон разработка на **емпириските критериуми на лом** во карпестите маси, дале Хек и Браун (1980, 1983, 1988). При тоа се разработувани и методи за процена кај карпести маси со послаб квалитет (Хек, Вод и Шех 1992). Овие постапки се засновани на дефинирање на квалитетот на карпестите маси, кој се нарекува Geological Strength Index. Овој параметар е истражуван од Хек, Кајсер и Боуден (1995); Хек и Браун (1997), Хек, Маринос и Бениси (1998); Маринос и Хек (2000, 2001); Хек, Каранза Торес, Коркум (2002); Маринос В., Маринос П. и Хек (2005); Хек и Дидрих (2006) и други автори.

За дефинирање на **деформабилноста** и **јакоста на смолкнување** на карпестите маси, голем придонес дале научници од поранешна Југославија. Посебен придонес е даден на полето на развој на оригинални теренски методи и тоа од: Б. Кујунџиќ, Б. Чолиќ и други (1965, 1966, 1974, 1977, 1983). Јакоста на

смолкнување по должина на пукнатини е истражувана од Бартон и Чобе (1994); Биенавски (1993) и други.

Поврзано со **ефектот на размер** треба да се истакнат трудовите на: Милер (1969); Кујунџиќ (1977, 1983); Хергет (1988); Роша (1974); Мартин и др. (1990); Рац М. В. (1968); Лапчевиќ (1996, 2005) и др.

Хипотези за распределба на **примарните напони** ги истакнуваме трудовите на Хајм (1878); Терцаги и Рихарт (1952); Хергет (1973); Браун и Хек (1978); Хек (2000); Шорс (1994) и други.

Многу е значаен концептот за анализа на **интеракциите** меѓу инженерската дејност и природната средина. Основите се поставени од страна на Џ. А. Хадсон (1993). Овој автор ги разработува постапките за дефинирање на проблемите преку т.н. Инженерски системи кај карпестите маси (од англ. Rock Engineering System – RES).

Развојот на компјутерското инженерство во последните декади многу влијае врз развојот на голем број **аналитички и нумерички решенија** со примена на: методот на гранични елементи, методот на конечни елементи и други методи.

Вреди да се спомене примената на механиката на карпи при истражување и заштита на **историски споменици** од минатото. Тука може да се спомнат трудовите на Ајдин и Улусај (2003, 2012, 2019) и др.

Очигледно е дека постојат голем број проблеми за изучување во механиката на карпите. Затоа, поради огромниот број на расположиви податоци, различни резултати и толкувања, е природно да се јави тежнеење за размена на сознанијата и информациите. Ова нужно довело до оформување на научни и на стручни друштва на национално и на меѓународно рамниште. Моментално, во светот матично меѓународно здружение претставува здружението **ISRM**, кое е формирано во 1962 година од легендарниот проф. Леополд Милер од Австрија. Од 2016 година друштвото е преименувано и сега се нарекува International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering (Меѓународно здружение за механика на карпи и на инженерство во карпите). Како резултат на самостојното егзистирање на оваа научна дисциплина, првиот меѓународен конгрес за механика на карпи е одржан во Лисабон, Португалија, во 1966 год. Речиси паралелно, во поранешна СФРЈ е одржан Првиот конгрес за механика на карпи во Белград (1966 год.), каде што активно партиципираат и специјалисти од Р Македонија.

Во сегашноста, се тежнее да се воспостави соработка меѓу здруженијата, кои се занимаваат со геотехника, а се под чадорот на Федерацијата на Меѓународни геотехнички друштва (англ. Federation of International Geotechnical Engineering Societies (FedIGS)). Во оваа Федерација се прават напори да се координираат заедничките дејности на ISSMGE (англ. International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering), IAEG (англ. International Association for Engineering Geology) и ISRM.

РАЗВОЈ НА МЕХАНИКАТА НА КАРПИ ВО МАКЕДОНИЈА

Развојот на механиката на карпи во Македонија е секако поврзан со нејзината централна позиција на Балканот и со испреплетеноста на различни влијанија и култури. Ова многу јасно се следи преку различни наоди од предисторијата до денес. На пример, многу се значајни наодите на карпеста

МЕХАНИКА НА КАРПИ

уметност во вид на: луѓе, животни, симболи, создадени со: гравирање, сликање или изработка на релјеф врз карпите. Според д-р Душко Алексовски, Македонија е резерват на карпеста уметност, а таа почнала да се создава пред повеќе од 15 000 години, уште од времето на праисториските луѓе. Се претпоставува дека на територијата на денешна Македонија има над еден милион карпести гравури.



Слика 1.12 Траги на карпеста уметност кај Катлановска Бања, Скопско

Според Светската федерација за карпеста уметност, Македонија е светски лидер на полето на истражувањето на карпестата уметност. На листата на НАСА, т.н. мегалитската опсерваторија на Кокино Брдо е на четврто место (Слика 1.13). Сето ова зборува, дека интуитивното размислување и работа во карпите има длабока традиција кај нас.



Слика 1.13 Приказ на изгрејсонце кај мегалитската опсерваторија Кокино Брдо (4 век пр. н. е.)

Значајно е да се истакне дека во Македонија има долга традиција на експлоатација на: злато, сребро, олово, цинк, бакар и архитектонско-градежен камен. Трагите на оваа дејност се следат уште од времето на Античките Македонци, што укажува дека методите за ископ во карпести маси е имплицитно применето одамна.

За потврда на овој факт, на следните слики се прикажани некои карактеристични градби од камен, кај нас. Ова е многу добра илустрација на

традицијата и на умешноста на старите рудари и градители во различни временски периоди, како и имплицитна примена на знаења од механиката на карпите.



Слика 1.14 Локација за вадење на камени пирамиди од мермер во Прилепско (горе), според Н. Думурџанов (2012) и изведба на ископи за престојување на монаси кај Цоцев Камен, Кумановско (долу)



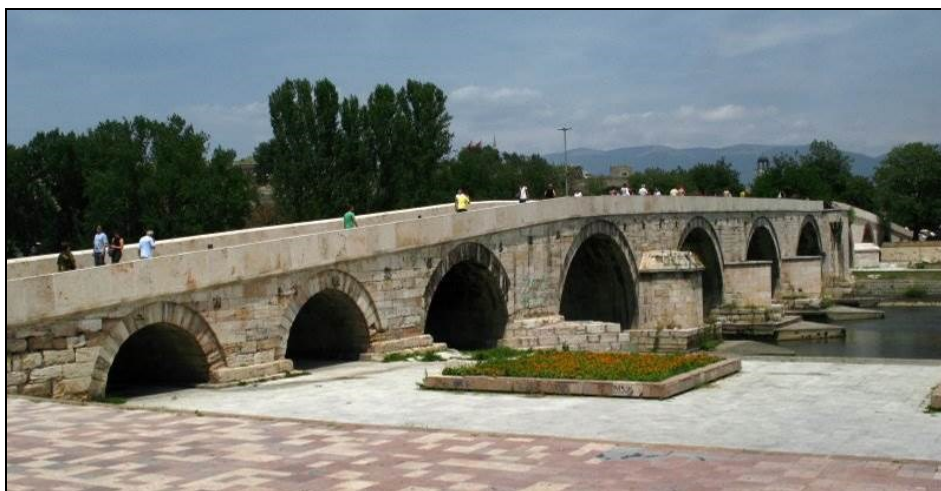
Слика 1.15 Статуи од доломитски мермер во Хераклеа (лево) и стар амфитеатар во Стоби (3^{ти} век пр. н. е., десно)



Слика 1.16 Мост во градот Кратово (15-16^{ти} век),
преземено од Т. Николовски и др. (2013)



Слика 1.17 Еленски скок на реката Гарска од 16^{ти} век
(преземено од Т. Николовски и др. (2013)



Слика 1.18 Камен мост во Скопје, симбол на градот (6^{ти} век или порано).

Механиката на карпи во Република Македонија се развивала паралелно со светските трендови. При тоа се следени сите современи сознанија од другите земји по Втората светска војна, кога постоела многу силна групација на научници во сите републики од поранешна СФР Југославија. Тие имале пионерска улога во развојот на посебни методи во делот на експерименталните теренски испитувања. На пример, уште во 1950 година во Институтот за водопривреда „Јарослав Черни“ во Белград, Р Србија, е формирана група од специјалисти, во која најзначајно место и улога има проф. Бранислав Кујунџиќ, којшто се смета за еден од пионерите во механиката на карпите. Овој Институт развил неколку нови оригинални статички и динамички методи за испитување на механичките карактеристики на карпестите маси „in situ“ (на самото место). Некои од нив и ден-денес се сметаат како стандардни методи. Тие се елаборирани низ поголем број трудови (Кујунџиќ и други, 1965, 1966, 1974, 1977, 1983 и др.), како и низ светската литература.

За Република Македонија е особено значајна **1951** година кога е започнато со систематски испитувања на Х.Е. „Маврово“. Тој период може да се одбележи како прво чекорење на научната примена на механиката на карпи кај нас. Тука е особено значајно што, при истражувањата на мавровскиот хидросистем, за **прв пат во светот** е применета **метода на радијална преса**, која денес се смета како една од стандардните методи за теренско испитување на деформабилноста на карпите, пред се во тунелите.

Во поглед на наставната дејност, е значајно да се истакне дека предавања по: механика на карпи, подобрување на карпи и инженерска механика на карпи се одржуваат во неколку високошколски установи, на студиски програми по: геотехника, градежништво и рударство. Многу е значајно дека предавања по предметот Механика на карпи започнале на Градежниот факултет во Скопје, речиси паралелно со сите светски центри во седумдесеттите години од дваесеттиот век. На почетокот наставата е одржувана од страна на проф. Тодор

Митров, а подоцна од страна на проф. Наум Гапковски, па продолжува со проф. Милорад Јовановски и проф. Игор Пешевски.

Матично инженерско здружение кај нас, каде што на стручно и на научно ниво се анализираат проблемите од областа на механиката на карпите, е Друштвото за геотехника на Македонија. Ова друштво е член на Меѓународното друштво за механика на почвите и за геотехничко инженерство (во оригинал: International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering - ISSMGE) и ISRM.

ПРЕДМЕТ И МЕТОДИ НА ИСТРАЖУВАЊЕ ВО МЕХАНИКАТА НА КАРПИ

Механиката на карпите, како и секоја научна дисциплина, има одредени фундаментални појдовни принципи, од кои понатаму се развиваат сите нејзини полиња на истражување. Поголем број автори, како што се: П. Локин (1988), Џ. А. Хадсон (1993), Н. Павловиќ (1996), М. Јовановски (2001) и др., се согласуваат дека секој објективен пристап во процесот на истражување и на проектирање кај цврстите карпести маси треба да се биде заснован на следните принципи:

- карпестите маси се хетерогени, дисконтинуални, анизотропни и претходно напрегнати средини;
- карпестите маси во склоп на теренот, поради различните влијанија низ кои поминале во геолошката историја, имаат различни физичко-механички, структурни и хидраулични својства, кои секогаш се јавуваат во нивна единствена комбинација, што важи дури и за еден ист петролошки вид карпа;
- цврстоврзаните карпести маси, во склоп на теренот, се карактеризираат со сложеност и разноликост на својствата, состојбите и механичкото однесување, со голема просторна и временска променливост;
- карактеристиките на природната средина, односно карпестата маса, се најзначаен елемент во процесот на интеракција со инженерските објекти, но и карактеристиките на објектот имаат големо значење врз однесувањето на природната средина;
- меѓусебните влијанија меѓу природната конструкција – теренот и вештачките објекти или инженерските интервенции се најчесто многузначни и се во тесна меѓусебна зависност.

Поаѓајќи од овие ставови, понатаму, се развиени повеќе полиња за детаљни истражувања. На пример, механиката на карпи е посветена на проучување на **физичко-структурните** и на **механичките** својства на карпите и карпестите маси и нивните механички однесувања под дејство на различни оптоварувања, растоварувања и напонски состојби. Тука се посветува внимание на проучување на основните **физички, механички и технички својства** на монолитните делови од карпите, како што се: специфичната тежина, волуменската тежина, порозноста, водопропустливоста, топлотните, електричните, магнетните и други својства.

Од механичките својства, многу големо внимание му се посветува на проучување на **деформабилноста** на карпестите маси. За таа цел, таа ги разработува методите на лабораториски и експериментални испитувања на деформабилноста.

Механиката на карпите ги проучува **механичките јакости** на карпестите маси, како што се: јакост на притисок, затегнување, свивање и смолкнување. Тука посебно се значајни методите на испитување и толкување на добиените резултати поврзани со јакоста на смолкнување на карпест масив и по должина на пукнатините.

Од посебно значење е истражувањето на **физичко-структурните** својства на карпестите маси. Посебно е значајна **испуканоста** односно **дисконтинуалноста** на карпестите маси бидејќи има влијание на голем број други својства. Не помалку се значајни **хетерогеноста** и **анизотропијата**, кои речиси редовно се застапени во карпестите маси и имаат одраз на нивното однесување.

Изучувањето на **напонските состојби** е еден од најважните, но и најсложените проблеми, кои ги проучува механиката на карпите. Таа настојува да ги протолкува **примарните** напонски состојби во карпестите маси пред интервенцијата на човекот, потоа **секундарните** напонски состојби, кои се јавуваат во карпестите маси при ископи на површината или во подземјето, и **терциерните напонски состојби**, кои се предизвикани со дополнителните оптоварувања.

Кај подземните работи, покрај секундарните напонски состојби, механиката на карпите се занимава и со проучувањето на **подземните притисоци**, посветувајќи внимание на: механизмот на настанувањето, начинот на манифестирање и начинот на нивното совладување.

Проблемите на **состојбите на напоните и деформациите**, кои се предизвикани со оптоварувањето на карпестите маси при фундаирањето на големите објекти, како и влијанието на подземните работи врз теренот и објектите, исто така се предмет на проучувањето во механиката на карпите.

Од посебно значење е проучувањето на: статичкото, динамичкото, хемиското и физичкото дејство на **водата** врз механичкото однесување на карпестите маси, или врз објектите, кои се градат во нив и на нив.

Механиката на карпите го истражува и проблемот на **стабилноста** на теренот и објектите во природни услови, при изложеност на дејство на водата под притисок на вештачките водени акумулации, при изведба на вештачките усеци, косини кај површинските копови и друго. Во определени случаи е значајна и **носивоста** на подлогата, градена од цврсти карпи.

Дејството на **опремата за ископ и експлозивот**, поврзано со влијанието на сеизмичките дејства, дупчењето, минирањето, сечењето, дробењето, политирањето, мелењето и други технолошки операции врз карпестите маси, се исто така проблеми што ги проучува механиката на карпите.

Временски дефинираното однесување на карпестите маси при дејство на одредено поле на напони и деформации, исто така во одредени случаи може да биде значајно за карпестите маси, па затоа и на овој проблем се посветува соодветно внимание.

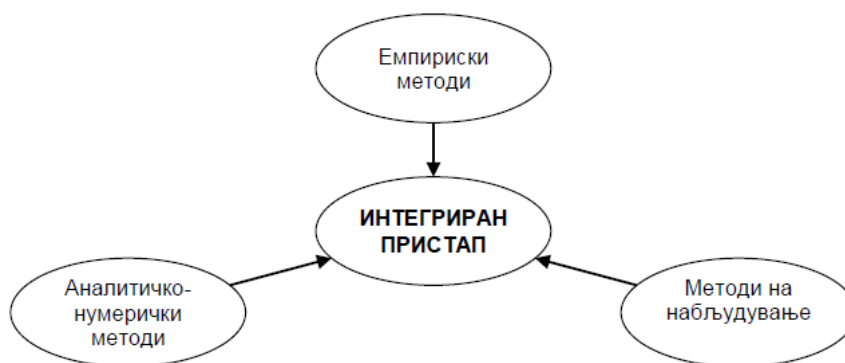
Треба да се истакне дека значаен дел од механиката на карпи е посветен на примената на проучување на постапките на **подобрување на карпестите маси**, односно на примената на различни **геотехнички мелиорации** во вид на: инјектирање, сидрење, торкретирање, замрзнување, дренажа на теренот и др.

МЕТОДИ НА МЕХАНИКАТА НА КАРПИ

Во рамките на механиката на карпите постојат различни приоди при истражувањето и при проектирањето на инженерските работи и решавањето на теоретските и практичните проблеми.

Теоретските методи се многу значајни и за механиката на карпите. Потпирајќи се на резултатите на експерименталните истражувања и испитувања, се создаваат услови за воопштување на резултатите, а на крајот и кон опишување за законитоста на појавата со математичкиот јазик. На тој начин тие овозможуваат и развото на стандардната примена на нумеричките методи на анализа.

При решавањето на практичните проблеми, во принцип, се издвојуваат три основни приоди и тоа: емпириски, аналитичко-нумерички и набљудувачки пристап (Слика 1.19).



Слика 1.19 Основни пристапи за анализа на проблеми во механиката на карпите

Емпириските или искуствените методи се засновани на: собирање, анализа, систематизација и класификација на геолошките и на геотехничките податоци и искуства од претходно изведени објекти. Најчесто кај овие методи се применува постапка на **класифицирање** на карпестите маси во **категории** или **групи** со слични својства, кои се релевантни за инженерските проблеми.

Аналитичко-нумеричките методи се многу значајни бидејќи врз основа на резултатите од експерименталните испитувања се воспоставуваат аналитички врски меѓу одредени параметри и се опишува нивното напонско-деформациско однесување.

Пристапот заснован на **набљудување** или **оскултација** на објектот во фаза на изведба или експлоатација, овозможува контрола на претпоставките, кои се усвоени при проектирањето на објектите во карпестите маси. Во одредени случаи, поради крајно сложените природни својства и состојби на карпестите маси, методот на оскултација дури преставува и водечки метод на изведба на објектите.

Во денешницата, сите овие постапки се користат **интегрално**. Во одредени случаи, предност може да се даде на некоја од прикажаните пристапи, но на крајот сите резултати треба критички да се проанализираат пред да се донесе крајното решение. На пример, во почетните фази на проектирање, кога не

постојат доволно теренски испитувања, предност може да се даде на емпириските методи. Понатаму, во напредните фази на проектирање, предност имаат аналитичко-нумеричките постапки, а во фаза на изведба или експлоатација најзначајна е постапката на техничко набљудување.

Во принцип, за развојот на механиката на карпи, посебно значење имаат **експерименталните** методи, со чија примена се врши систематско собирање на фактографски материјал и податоци за механичките карактеристики на карпестите маси како реални средини.

Според карактерот на прилагањето на оптоварувањата, експерименталните методи се делат на **статички** и **динамички**. Статички методи се оние каде што карпестата маса се испитува под дејство на статичко оптоварување, кое во текот на времето се менува многу бавно. Динамички методи се оние методи со кои карпестата маса се испитува со дејство на динамичко оптоварување, кое многу бргу се менува во функција на време. Во ваквите случаи, оптоварувањето се врши со помош на брз удар врз карпестата маса или преку експлозив.

Експерименталните испитувања можат да се изведуваат во **теренски** или **лабораториски** услови. Во принцип, треба да се укаже дека механиката на карпи е повеќе ориентирана на теренските методи, кои се изведуваат во реални теренски природни услови или „in situ“ (на самото место). Лабораториските испитувања се вршат на пробни тела, кои се земаат од карпестата маса и дополнително, во лабораторија, се обработуваат во различни форми и димензии.

Методата на моделирање е една од најраспространетите во механиката на карпите. При тоа, се користат различни постапки на **физичко** и на **математичко** моделирање. Физичките модели се поедноставена физичка репродукција на вистинските услови во склоп на теренот. Испитувањата на физичките модели може да се прават и во лабораториски испитувања во вид на фотоеластични испитувања. Во геотехниката е особено развиена методологијата на **инженерскогеолошко моделирање** по параметри, кои се од интерес за проектирање (Кујунџиќ 1978). Примената на **нумеричките методи**, со развојот на електронските пресметувачи, овозможува опфаќање и варијација на поголем број параметри при анализа на поединечните проблеми. За потребите на механиката на карпите посебно е корисен **методот на конечни елементи**.

Во оваа смисла, **методите на сродните науки**, како што се: статистичките методи, класичната математика, информатиката и други, во одреден случај имаат големо значаение и за самата механика на карпи.

Со големо ангажирање на научниот кадар, кој посветено работи преку специјализирани Комисии, денес голем дел од теоретските и од експерименталните методи се систематизирани во поголем број изданија на Меѓународното друштво за механика на карпи.

Најзначајни се т.н. Жолта, Сина и Портокалова книга на **Препорачани** методи за опис на карпестите маси, нивно испитување и набљудување (анг. The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring). Жолтата книга е издадена во 1981 година, Сината – во 2007, додека Портокаловата – во 2015 година. Досега анализираните методи во наведените книги се наброени во АНЕКС 1 на учебникот.

Очигледно е дека полето на истражување на механиката на карпи е неисцрпно, што е добра основа и во иднина таа да биде исклучително ценета научна и практична дисциплина.

Можеби најдобар израз со кој се опишува возбудливоста на оваа професија е насловот на едно предавање на д-р Ник Бартон, пред млади инженери во Санкт Петербург, Русија, 2018 година, каде што стои: „**Кариерата во механиката на карпите и инженерството на карпите е избор за којшто никогаш нема да зажалите**“.

ПРАШАЊА ЗА ДИСКУСИЈА

- Што се подразбира под терминот механика на карпи, а што под терминот инженерска механика на карпи?
- Кои се основните пристапи за анализа во механиката на карпите?
- Кои се основните проблеми што се анализираат во механиката на карпите и што се подразбира под терминот интеракција?
- Со кои научни дисциплини е поврзана механиката на карпите и кое е нејзиното место во геотехниката?
- Кој е најзначаен момент за механиката на карпите во Република Македонија?
- Што се анализира во т.н. Препорачани методи на Меѓународното друштво за механика на карпи?

2

КАРПЕСТИТЕ МАСИ ВО СКЛОП НА РЕАЛНА ГЕОЛОШКА СРЕДИНА

ВОВЕД

При проучување на карпестите маси секогаш прво треба да се тргне од нивните карактеристики во реални теренски услови. Во механиката на карпи, еден од основните постулати е дека карпестите маси во реални услови се карактеризираат со многу сложена градба поради нивната: **хетерогеност, анизотропност, природна напрегнатост и дисконтинуалност**. Ова значи дека има потреба од анализа на голем број својства и состојби на карпестите маси, кои се многу значајни при решавање на инженерските проблеми. Главните својства и состојби се прикажани на Сликата 2.1.

СВОЈСТВА И СОСТОЈБИ НА КАРПЕСТИТЕ МАСИ		
СОСТОЈБИ		СВОЈСТВА
Распаднатост	→	Општи физички
Дисконтинуалност		Општи структурни
Оводнетост		Механички
Температурна состојба		Водопропустливост
Напонска состојба		Геоелектрични
Карстификација		Простирање на сеизмички бранови

Слика 2.1 Приказ на основни својства и состојби на карпестите маси

Квантитативен израз на својствата на карпестите маси се **параметрите** на состојбата, чие познавање е основа за успешно дефинирање на нивното инженерско однесување. **Својствата** на карпестите маси се запис од сите процеси во геолошката историја, кои влијаеле врз нивниот состав и градба. **Состојбите** се објективен израз на влијанието на сите геолошки процеси, кои довеле до сегашниот изглед на карпестите маси. Важно е да се спомене дека некои од својствата и состојбите не се константни и се временски зависни, односно при промена на термодинамичките услови некои од нив можат да се променат.

Се наметнува општиот заклучок дека карпестите маси, како реални средини, се исклучително комплициран систем, за кој е многу тешко да се пронајде едноставен математички начин со кој ќе се претстави неговото механичко однесување. Затоа, на денешното ниво на развојот на применетата механика на карпи, при анализите на напонско-деформациската состојба обично се врши идеализација на реалната средина за да се дојде до задоволително решение.

Во принцип, според Харисон и Хадсон (2000) за анализа треба да се применува концептот, кој се нарекува **DIANE** (Discontinual, Inhomogenous,

Anisotropic, Non - Elastic). Постои можност, со определени трансформации и екстраполација, да се примени и на т.н. **CHILE**-концепт (од **C**ontinual, **H**omogenous, **I**sotropic **L**inear-**E**lastic), кој може да се користи при моделирање на однесувањето на **една квазихомогена карпеста маса**.

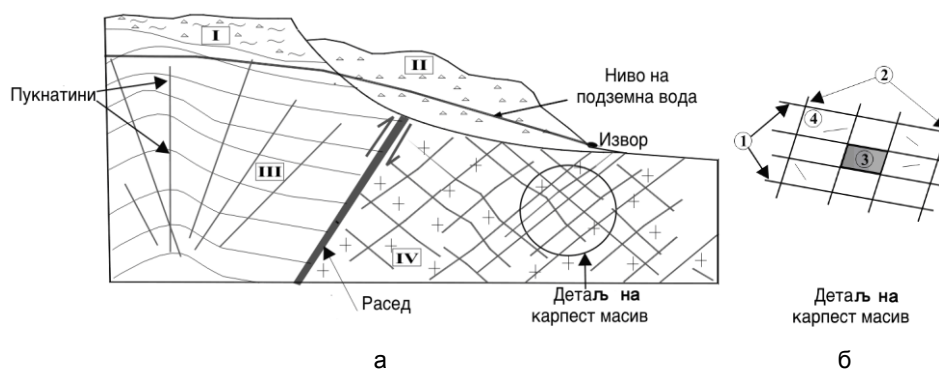
На овие прашања, во учебникот се посветени соодветни анализи со цел првенствено да се осознае сложеноста на карпестите маси во реални услови, за подоцна, со примена на соодветни постапки на анализа, да се дојде до задоволителни решенија за сложените инженерски проблеми.

ПОИМ ЗА ТЕРЕН, КАРПЕСТ МАСИВ, МОНОЛИТ И ПОЧВА

Во геотехниката е многу значајно да се направи јасна разлика меѓу поимите: **терен, карпеста маса, карпест масив, карпа, камен и почва**. Под поимот **терен** во инженерскогеолошка смисла се подразбира релативно плиток дел од литосферата во простор во кои се чувствува заемното влијание на инженерската дејност и влијанието на атмосферата, хидросферата и биосферата. Во механиката на карпи под поимот **карпа** се подразбираат само цврстосврзаните материјали, а слабоврзаните и неврзаните материјали се именуваат како **почва**. Се напоменува дека некаде се користи и термин **градежна почва**, со цел да се направи разлика од **земјоделската** обработлива почва.

Со ова се прави разлика од дефинициите во општата геологија, каде што под поимот карпа се подразбираат сите цврстосврзани, слабоврзани и неврзани природни материјали, кои ја сочинуваат Земјината кора.

Графичка илустрација, која ќе помогне за дефинирање на овие поими, е прикажана на Сликата 2.2.



Слика 2.2 а) Шематски приказ на карпест масив: I до IV различни петролошки и генетски видови карпи, (I – делувиум; II – свлечиште; III – набрани шкрилци; IV – гранит во тектонски контакт со шкрилците), б) детаљ од карпест масив со пукнатини (1 и 2) и монолитни делови (3 и 4)

Кај цврстите карпи, под примерок од карпа или **МОНОЛИТ** (анг. Intact Rock) се подразбира изолирано парче на карпата, кое петрографски е најчесто хомогено и составено од иста група минерали (Слика 2.2-б). Монолитот е без надворешно видливи дефекти во неговата градба и за него, во најголем број случаи, вajat

поставките на теоријата на еластичност, пластичност и теории, кои ја разгледуваат средината како континуум.

Под поимот **карпеста маса** (анг. Rock Mass) се подразбира дел од теренот со сите својства и состојби, кои се резултат на различни влијанија во текот на геолошката историја.

Во практиката, како синоним се користи и терминот **карпест масив**, составен од повеќе петролошки видови карпи со различно потекло и положба во просторот, различна старост, различни инженерскогеолошки својства во различни делови и др.

Од Сликата 2.2 се гледа дека карпестиот масив може да се карактеризира со појава на: раседи, подземна вода, пукнатини и друго. Самите пукнатини прават контури на монолитните делови.

Хадсон врши поделба на т.н. **точкасти** својства за интактните делови (анг. point property), односно на **волуменски** својства за масивот (анг. volume property).

Значајно е да се истакне дека физичките и механичките својства на монолитот битно се разликуваат од механичките својства на дисконтинуираната карпеста маса во природата. Имено, кај монолитите овие својства редовно ги надминуваат на повеќекратно вредностите во однос на карпестиот масив.

За да се стекне впечаток за мноштвото различни својства и комбинации на монолитни парчиња, дисконтинуитети и други геолошки елементи, на следните фотографии се прикажани различни геолошки структури во различен размер.

Понекогаш, структурите во карпестиот масив поради влијание и на ерозивни процеси имаат изглед на прекрасни живописни форми на кои народниот мудрец им дал некое име (Слика 2.9).

Од овие слики е очигледен бескрајниот број комбинации на својства и состојби во рамките на карпестиот масив, кои треба да се разгледуваат и од аспект со нивните односи кон објектите.



Слика 2.3 Приказ на систем на коси пукнатини по фолијација и два попречни системи на засек за пат до браната „Кнежево“ – Пробиштип, како пример за карпест масив во мал размер (фотографија од М. Јовановски)



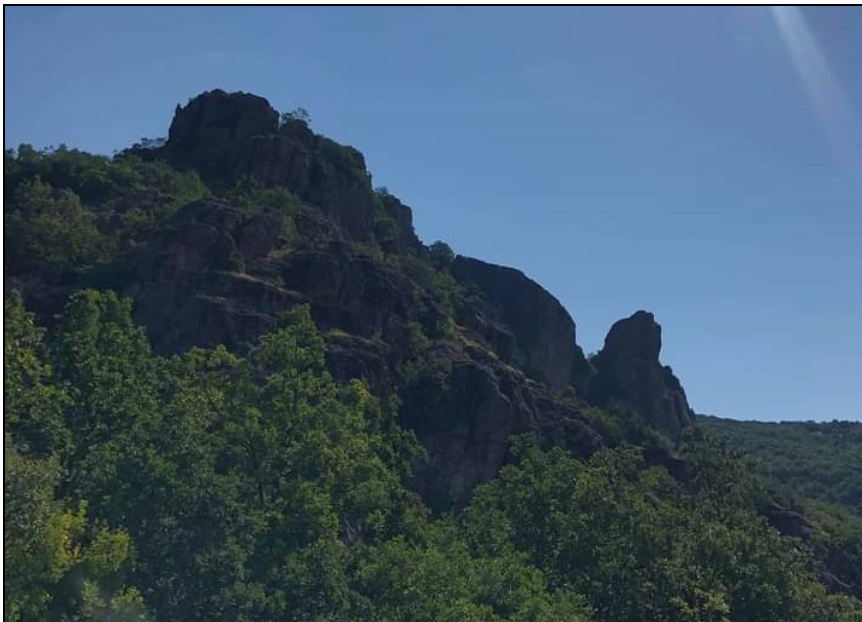
Слика 2.4 Приказ на литолошки „хомоген“ карпест масив во голема мерка со типично лушпесто лачење и испуканост на гранитоидни карпи во близина на Прилеп (анг.onion skin joints), (фотографија од Бл. Маркоски)



Слика 2.5 Приказ на карпест масив во голема мерка во зоната на браната Матка (фотографија од Бл. Маркоски)



Слика 2.6 Приказ на литолошки хетероген и набран карпест масив во голема мера, во зоната на браната, на долината на реката Бабуна, Велешко (фотографија од Бл. Маркоски)



Слика 2.7 Приказ на литолошки хомоген гранитоиден карпест масив во голема мера, над с. Растојца, Демир Хисар (фотографија од И. Поповска)



Слика 2.8 Приказ на геолошки структури од мала мерка: коса синклинала (горе), изоклинална антиклинала (долу) во карбонатни шкрилци на патот Росоман – Плетвар (фотографија од М. Јовановски)



Слика 2.9 Лево - приказ на живописни форми во вулкански туфови од локалитет Куклици кои прават „свадба“ (Кратовско): десно – живописна форма наречена „Мома“ во гранитогнајсеви во близина на с. Селце, Прилеп (фотографија од Т.Самарџиоска)

Ова прави, процесот на анализа кај карпестите маси, да биде проследен со голем број потешкотии, но и да биде многу голем предизвик и возбудлива „авантура“ за да се пронајде оптималното техничко решение за секој конкретен инженерски објект и активност.

ЕФЕКТ НА РАЗМЕРОТ

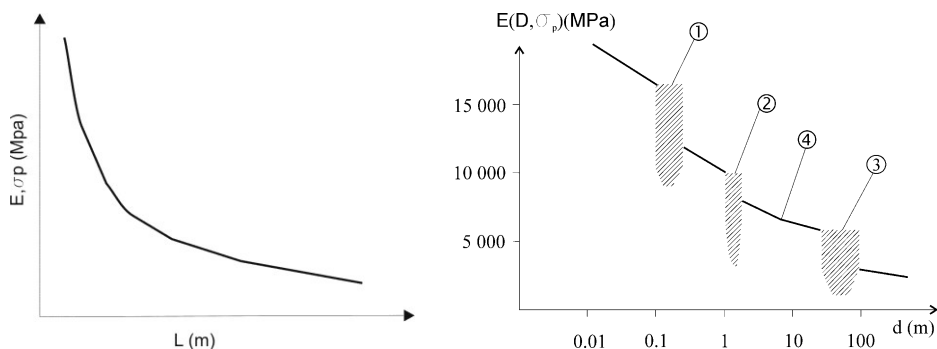
При сите анализи на механичкото однесување на реалните карпести маси, основна појдовна точка е дека физичките и механичките својства на монолитот битно се разликуваат од механичките својства на дисконтинуираната карпеста маса во природата. Ова е изразено најмногу кај параметрите на деформабилност и јакоста на карпата, а се должи на постоењето и влијанието на разни дефекти во карпестите маси, пред сè, на пукнатините и на прскотините.

Овој феномен се нарекува **ефект на размер**. Генералниот закон на механичко однесување, кој го илустрира ефектот на размер, е прикажан на Сликата 2.10.

На Сликата 2.10 (лево) е прикажан ефектот на размер за ниво на примероци со различни димензии, каде што се гледа дека вредностите на модулот на еластичност (E) и јакоста на притисок (σ_p) опаѓаат со зголемување на димензиите на примероците (L).

На Сликата 2.10 (десно), пак, е прикажано слично влијание за карпест масив, каде што со броевите 1, 2 и 3 се означени подрачјата во кои се појавуваат квалитативно нови пукнатини од повисок ред.

Ова значи дека големината и бројот на оштетувањата не растат континуирано со зголемување на набљудуваното подрачје.



Слика 2.10 Ефект на размер на ниво на пробно тело-монолит со димензија L (лево) и на ниво на карпест масив каде d подрачје на разгледување (десно)

Со систематизација на тектонските, геофизичките и инженерскогеолошките истражувања, е познато дека постојат одредени подрачја во кои доаѓа до појава на нови структурни елементи од повисок ред, кои можат точно да се дефинираат.

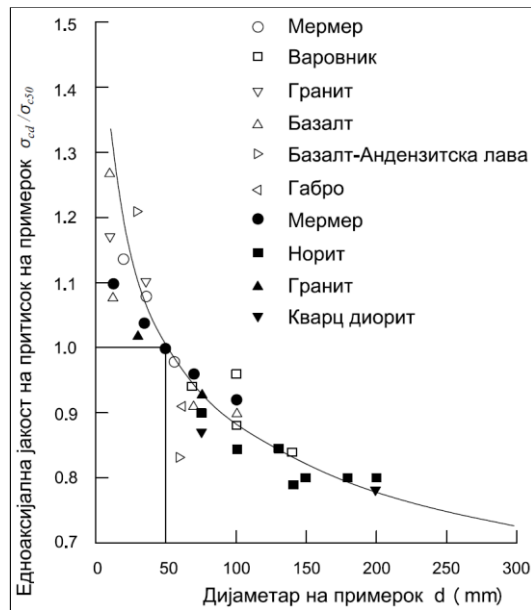
Според Милер, таков ред на големината на подрачје се изразува на околу 20 до 30 cm во врска со појавата на малите пукнатини, или 10 до 20 m при појава на големи пукнатини. Понатаму, таквите подрачја можат да се утврдат од една страна во редот со големина на кристал, а од друга страна – во границите на раседни структури. Во редот на големите подрачја, во кои се појавуваат нови структурни елементи, не е можно карпестата маса да се набљудува како континуална средина, за која би важеле вообичаените законитости од теоријата на еластичност.

Ефектот на размер, доколку има доволно испитувања, може да се дефинира и со одредена аналитичка зависност. На пример, Хек и Браун (1980) го имаат предложено следниот израз меѓу едноосијалната јакост и дијаметарот на испитуваните пробни тела:

$$\sigma_{cd} = \sigma_{c50} \left(\frac{50}{d} \right)^{0,18}$$

Каде што е: σ_{cd} – едноосијалната јакост; σ_{c50} – едноосијалната јакост за примероци со дијаметар $d=50$ mm.

Резултатите се прикажани на Сликата 2.11.

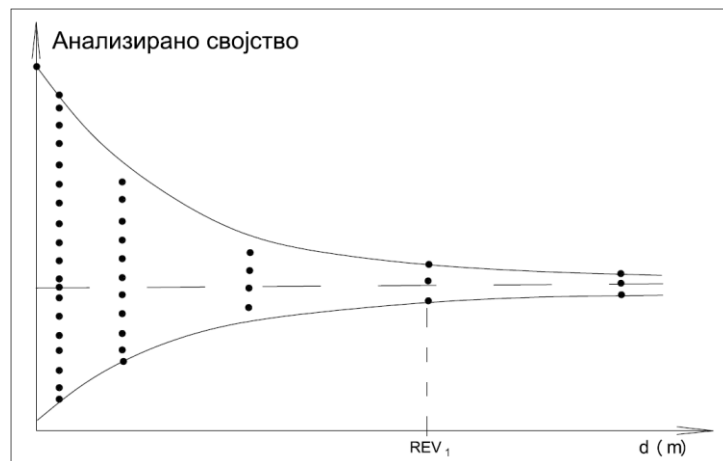


Слика 2.11 Ефект на размер на дијаметар на пробно тело врз јакоста на притисок, Хек и Браун (1980).

Во научните кругови има и дилема дали се работи за ефект на размерот или за зголемено расејување на вредностите кај помалите примероци во однос на поголемите.

Како корисен приод во овој поглед, а поврзано и со ефектот на размерот, претставува дефинирањето на т.н. **репрезентативен елементарен волумен**, за кој промените на дадено својство покажуваат приближно исти вредности.

Ова е прикажано на Сликата 2.12.



Слика 2.12 Концепт на репрезентативен елементарен волумен (REV)

Од Сликата 2.12, се гледа дека горната и долната граница на расејување на мерените вредности се стеснува со зголемување на волуменот, додека средните вредности на својството се во приближно исти граници.

Во секој случај, се работи за сложен повеќезначен феномен на ниво на пробните тела кај монолит, но посебно и на ниво на карпест масив.

Затоа, во механиката на карпи, ова се смета за едно од клучните прашања од кое зависи успешното формирање на моделите за пресметка.

Во принцип, проучувањето на овие феномени е многу тешка задача бидејќи со теренските испитувања, колку и да се реализираат со големи оптоварени површини, никогаш не е можно докрај да се испита директно целиот ангажиран волумен со оптоварувањата од објектите.

Одговор на ова даваат разработени постапки за **екстраполација (пренесување)** на резултатите од испитувања на физичко-механичките карактеристики на карпестите маси од помало на поголемо подрачје, на што соодветно внимание е посветено во други поглавја во книгата.

ПРАШАЊА ЗА ДИСКУСИЈА

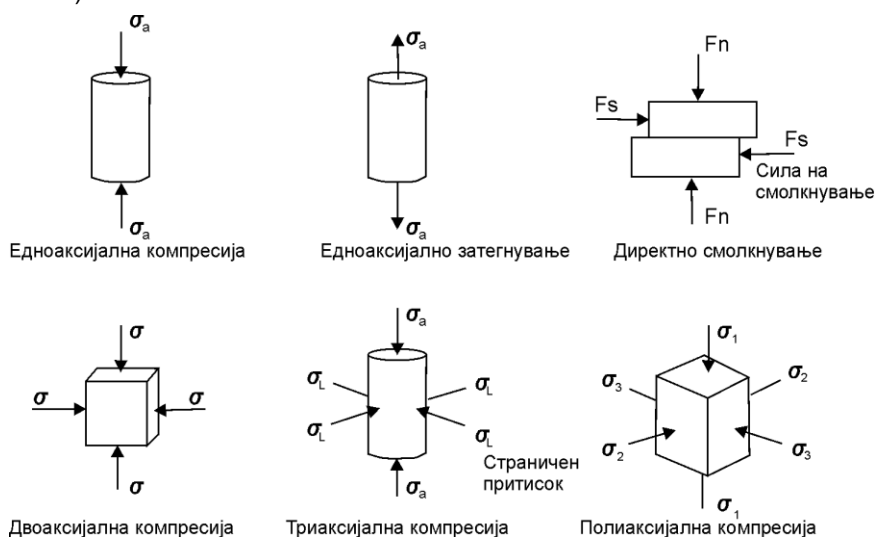
- Кои се основните својства и состојби на карпестите маси?
- Која е основна разлика меѓу: почва, монолит, карпеста маса и терен?
- Како најчесто се дефинира карпестата маса во реални теренски услови, а поради нивните реални својства и состојби?
- Што е ефект на размер, а што репрезентативен елементарен волумен?

3 ОСНОВНИ ПОИМИ ЗА НАПОНИ И ДЕФОРМАЦИИ КАЈ КАРПИТЕ

ОПШТИ ПОИМИ

Карпестите маси во природата се изложени на сложено дејство на различни влијанија. На тоа дејство карпестата маса реагира на одреден начин и пројавува одредено **механичко однесување**. Под поимот механичко однесување се подразбира најчесто **состојбата на напоните, состојбата на деформациите и состојбата на лом кај карпестите маси**.

Овие состојби се предизвикуваат со оптоварување од различни системи на сили, а чести се и појавите на влијанија на растоварување, предизвикани од ископ и од отстранување на дел од карпестата маса на површината или во подземјето. Состојбата на напони во длабина на теренот е просторна со дејство во сите правци, но во одредени случаи, напоните во карпата можат да се претстават шематски како да дејствуваат во еден, два или три главни правци (Слика 3.1).



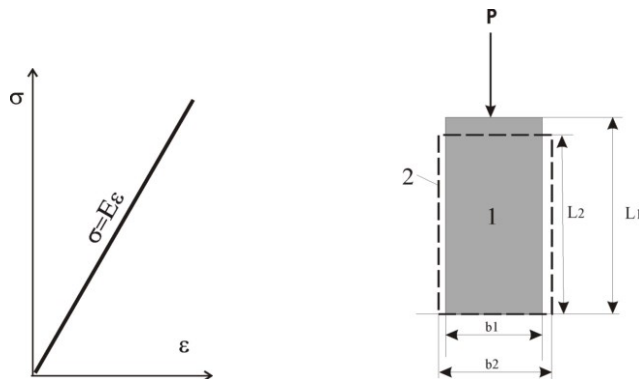
Слика 3.1 Видови на напони кај издвоен елемент од карпеста маса

Во општ случај, терминот напон се изразува како дејство на одредена сила на некоја оптоварена површина, преку следната основна формула:

$$\sigma = P/A$$

Каде што е: P – оптоварување (кN); A – напречен пресек на примерокот (m^2);
 σ – предизвикан напон од силата P [kN/m^2];

Во случаи кога карпите се користат како природен градежен материјал, се испитуваат во **лабораторија** врз карпести примероци (Слика 3.2).



Слика 3.2 Дијаграм на напон – деформација за линеарно еластично Хуково тело

При тоа се мерат почетните (L_1, b_1) и деформираните (L_2, b_2) димензии, а за определено ниво на оптоварување. Како параметар за деформабилноста се користи **модулот на еластичност** (E), кој уште се нарекува и **Јунгов** модул. Други параметри се **модулот на деформација** (D) и коефициентот на напречната деформација, кој се нарекува **Поасонов коефициент** (ν). Реципрочната вредност на ν се нарекува **Поасонов број** (m), кој е еднаков на $m = 1/\nu$.

Врската меѓу напоните и релативните деформации (дилатации) се определува според **Хуковиот** закон, каде што за линеарно еластично тело важи линеарна пропорционалност дефинирана со следните равенки:

$$\sigma = E \varepsilon \quad \text{односно} \quad E = \sigma / \varepsilon; \quad \sigma = P/A; \quad \varepsilon = \frac{\Delta l}{l} \quad \text{и} \quad \Delta L = L_2 - L_1$$

Каде што е: ε – надолжна дилатација во правец на силата P (неименуван број); L_1 – почетна висина на примерок во правец на дејството на силата P ; L_2 – деформирана димензија по приложено оптоварување; Δl - релативна деформација или скратување на примерокот, изразено како промена на висината во правец на дејството на силата P .

Поасоновите коефициент е дефиниран со следната равенка:

$$\nu = \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon}, \quad \varepsilon_b = \frac{\Delta b}{b}, \quad \Delta b = b_2 - b_1$$

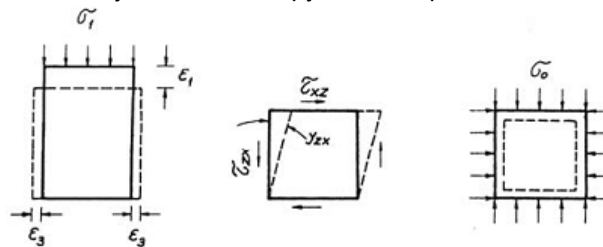
Каде што е: ν – Поасонов коефициент; ε_b – релативна деформација напречно на дејство на силата P ; Δb – деформација на примерокот напречно на силата P ; b_1 – почетна ширина на примерокот; b_2 – промена на димензијата напречно на силата P .

Напоните можат да се изразат како напони на притисок, затегнување или смолкнување, може да бидат аксијални (σ_a) или странични (σ_l). Ако дејствуваат во три ортогонални правци, тогаш тие се нарекуваат главни нормални напони (σ_1 , σ_2 и σ_3). Вообичаено, σ_1 се нарекува **максимален** главен напон, а σ_3 **минимален** главен напон, каде што:

$$\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$$

Ако дејствува само главниот напон σ_1 , тогаш се работи за **едноаксијална компресија**, а ако дејствуваат сите три главни напони со ист интензитет, тогаш станува збор за **изотропна компресија**. Ако на некое тело дејствуваат нормална (F_n) и хоризонтална сила (F_s), состојбата се нарекува **директно смолкнување** (τ). Зависно од интензитетите на главните нормални напони, можат да се појават и состојби на **едноаксијално затегнување**, при различни интензитети на напони во два правци или може да се појави **двоаксијална компресија** или **странично контролирано затегнување**.

При дејство на напоните се развиваат деформации проследени со промена на **волуменот и формата** на телото, промена на **форма без промена на волумен** или само промена на волумен. При тоа, релативните деформации можат да бидат изразени како **дилатации** во различни правци ($\varepsilon_1, \varepsilon_3$) или деформации **на смолкнување** (γ_{zx}). Поедноставен шематски приказ на овие состојби, за различни случаи на оптоварувања, е прикажан на Сликата 3.3.



Слика 3.3 Приказ на деформации за различни случаи на оптоварувања: а) промена на волумен и форма при едноаксијална компресија; б) промена на форма без промена на волумен при смолкнување; в) промена на волумен без промена на форма при изотропна компресија

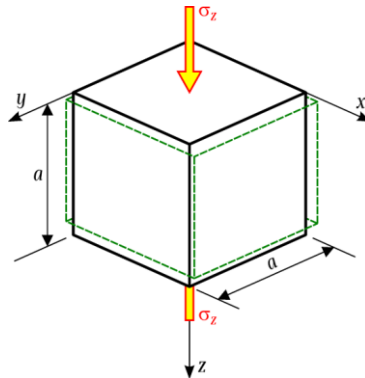
Ако се разгледа карпеста коцка со страна a , вертикално оптоварена со аксијално напрегање σ_z (Слика 3.4), таа, под дејство на оптоварувањето, ќе претрпи и скратување и бочно ширење.

Се претпоставува дека овие деформации кај цврстите карпи се еластични кога нивото на напони е помало од нивната јакост на притисок. Вертикалната димензија ќе се намали за вредност w , додека бочните димензии ќе се зголемат за вредност $u = v$. Линеарната вертикална дилатација е дефинирана како деформација на единечна должина и таа се прикажува со изразот $\varepsilon_z = w/a$. За

линеарно еластичен материјал, оваа дилатација се изразува со вертикалниот напон преку следната равенка:

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E}$$

Каде што: E претставува модул на еластичност на карпата.



Слика 3.4 Приказ на вертикално оптоварен карпест елемент

Бочните дилатации $\varepsilon_x = \varepsilon_y = -(u/a)$ изразени преку вертикалното напрегање изнесуваат:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = -\frac{\nu \cdot \sigma_z}{E}$$

Каде што: ν претставува Поасонов коефициент на материјалот.

Ако е спречено бочното ширење на карпестата коцка во правецот на x -оската со аплицирање на нормално напрегање σ_x , во овој случај линеарните дилатации се определуваат според следните изрази:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E}(\sigma_x - \nu \cdot \sigma_z); \quad \varepsilon_z = \frac{1}{E}(\sigma_z - \nu \cdot \sigma_x); \quad \varepsilon_y = -\frac{\nu}{E}(\sigma_x + \sigma_z)$$

Кога генералната рамнинска состојба на напони ќе се комплетира со аплицирање на парот конјуктивни тангенцијални напони ($\tau_{xz} = \tau_{zx}$), се добива тангенцијална дилатација во рамнината $x - z$. Оваа тангенцијална дилатација γ_{xz} , мерена во радијани, ја претставува промената на првобитниот прав агол, додека таа се изразува со еластичните константи преку следниот израз:

$$\gamma_{xz} = \frac{2(1 + \nu)}{E} \tau_{xz} \quad \text{или} \quad \gamma_{xz} = \frac{\tau_{xz}}{G}$$

Каде што: $G = E/2(1+\nu)$ претставува тангенцијален модул или модул на лизгање на материјалот.

При дејство на изотропна компресија, како еластична константа се користи и **волуменскиот модул на деформација** (K) преку следната равенка:

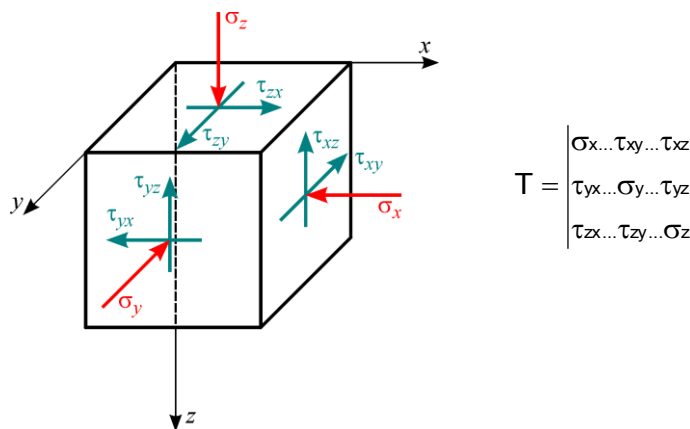
$$K = \sigma_o / 3 \varepsilon_1$$

Кај одредени анализи се користи и т.н. Ламеова константа (λ). Треба да се истакне дека меѓу наведените константи постојат одредени аналитички врски според теоријата на еластичност, прикажани со следните равенки:

$$\lambda = \frac{E \cdot \nu}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)} \quad \text{и} \quad \mu = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

Преглед на сите напони, кои дејствуваат во три ортогонални насоки, за координатен систем со три оски (x, y, z) е прикажан на Сликата 3.5. Ваквото поле се нарекува тензор на напони (T). Од сликата се гледа дека покрај нормалните напони по должина на оските ($\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$), се појавуваат и други шест компоненти на тангенсијални напони ($\tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{yx}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$ и τ_{zy}). Од вкупно девет компоненти во тензорот T е доволно да се познаваат шест бидејќи некои од нив се еднакви. Ова значи дека условите на рамнотежа се задоволени автоматски, односно:

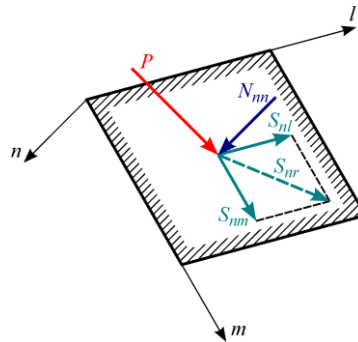
$$\tau_{yx} = \tau_{xy}; \quad \tau_{zy} = \tau_{yz}; \quad \tau_{xz} = \tau_{zx}$$



Слика 3.5 Приказ на напони и деформации во координатниот систем $x y z$

Паровите тангенсијални напони (τ_{xy}, τ_{yx}), (τ_{yz}, τ_{zy}) и (τ_{xz}, τ_{zx}) уште се нарекуваат и **конјуктивни тангенсијални напони**. Вредностите на независните големини ($\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$) се познати како **компоненти на напоните** во точка. Напоните можат да дејствуваат на наклонета рамнина, како дел од карпестата маса. Во најопшт случај, дистрибуцијата на овие сили по рамнината ќе варира и поради тоа е подобро да се анализираат силите, кои дејствуваат на мал правоаголен елемент од таа рамнина (Слика 3.6). Оските l и m се паралелни

со страните на елементот, додека оската n е во правец нормален на рамнината. Ако P претставува вкупната сила аплицирана на елементот од рамнината, генерално оваа сила дејствува под некој агол на рамнината и таа може да се разложи на нормална компонента N_{nm} , која дејствува под прав агол на елементот и тангенцијална компонента S_{nr} , која дејствува во рамнината на елементот. Со цел да се добијат сите компоненти, кои дејствуваат паралелно со трите оски, тангенцијалната сила S_{nr} се разложува на две компоненти (S_{nl} и S_{nm}).



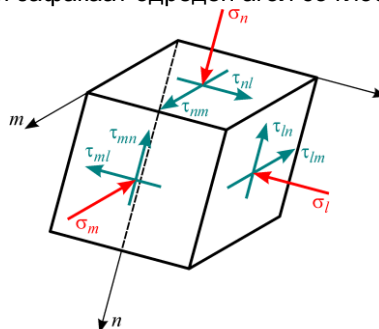
Слика 3.6 Приказ на напони на коса рамнина

Кај нормалната компонента, вториот индекс е идентичен како и првиот, така што наместо N_{nm} може да се напише само N_n . Вредностите на напоните, изразено преку компоненталните сили се добива:

$$\sigma_n = \frac{N_n}{A}; \quad \tau_{nl} = \frac{S_{nl}}{A}; \quad \tau_{nm} = \frac{S_{nm}}{A}$$

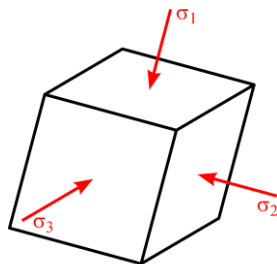
Каде што: σ_n , τ_{nl} и τ_{nm} се компоненти на напони кои дејствуваат на површината на елементот (σ_n е нормално напрегање, а τ_{nl} и τ_{nm} се тангенцијални напони).

Изборот на волуменски елемент со рабови паралелни со x , y и z оската може да е целосно произволно. При решавањето на практични проблеми, во најчест случај рабовите на избраниот елемент се паралелни на систем од локални оски (l, m, n), кои зафаќаат одреден агол со глобалните оски (Слика 3.7).



Слика 3.7 Приказ на напони на простор за елемент со одреден агол на глобалните оски

Врз основа на овој систем на локални оски, компоненталните напони во точката се: σ_l , σ_m , σ_n , τ_{lm} , τ_{mn} и τ_{nl} . Без разлика на состојбата на напони, секогаш постои одредена ориентација на координатните оски, при која исчезнуваат компоненталните тангенцијални напони, односно: $\tau_{12} = \tau_{23} = \tau_{31} = 0$ (Слика 3.8).



Слика 3.8 Приказ на главни напони за локални оски

Овие оски се нарекуваат **главни оски на напоните**, а соодветните рамнини, паралелни на страните на волуменскиот елемент, се нарекуваат **главни рамнини**.

ДВОДИМЕНЗИОНАЛНА СОСТОЈБА НА НАПОНИ

РАМНИНСКА СОСТОЈБА НА НАПОНИ

Тешкотиите при анализата на тридимензионалната состојба на напони често може да се надминат со земање предвид на дводимензионална распределба на напоните во една од главните рамнини. Како рамнинска состојба на напони се дефинира случајот кога сите компонентални напони, кои дејствуваат на една од трите ортогонални рамнини, се нула.

Ако оваа рамнина се усвои да биде рамнината, која е нормална на y -оската (Слика 3.4), тогаш условите за рамнинска состојба на напони се дефинирани во следната форма:

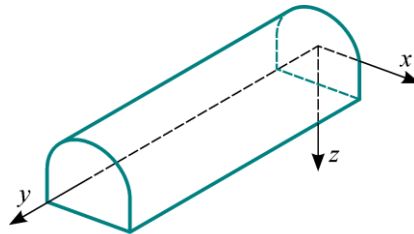
$$\sigma_y = \tau_{yx} = \tau_{yz} = 0$$

Покрај ова поедноставување, со дводимензионалната анализа на напоните можат да се добијат корисни информации за природата на тридимензионалната распределба на напоните.

РАМНИНСКА СОСТОЈБА НА ДЕФОРМАЦИИ

Пред изведбата на каков било ископ, главните напони на одредена длабочина под површината на теренот се константни. Ако се изведе тунел во насока на y -оската (Слика 3.9) со произволен, но константен пресек, доаѓа до редистрибуција на напоните.

При тоа, напоните околу подземниот отвор ќе бидат идентични за секој попречен пресек, освен за оние зони што се блиску до краевите на ископот.



Слика 3.9 Приказ на рамнинска состојба на деформации кај еден тунел

Ваквата состојба е позната како рамнинска состојба на деформации, а нејзините главни карактеристики се: во текот на ископот поместувањата се реализираат во една рамнина (во случајот тоа е рамнината x - z) и поместувањата се идентични за сите попречни пресеци. Ако u , v и w се компоненти на поместувањата, предизвикани со подземниот ископ, за рамнинска состојба на деформации следува $v = 0$. За линеарно еластичен материјал, врските меѓу дилатациите и напоните, кои се индуцирани со изведбата на ископот, се прикажуваат со следните равенки:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E'}(\sigma_x - \nu' \cdot \sigma_z); \quad \varepsilon_z = \frac{1}{E'}(\sigma_z - \nu' \cdot \sigma_x); \quad \varepsilon_y = 0; \quad \gamma_{xz} = \frac{2(1 + \nu')}{E'} \tau_{xz}$$

Каде што се:

$$E' = \frac{E}{1 - \nu^2}; \quad \nu' = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

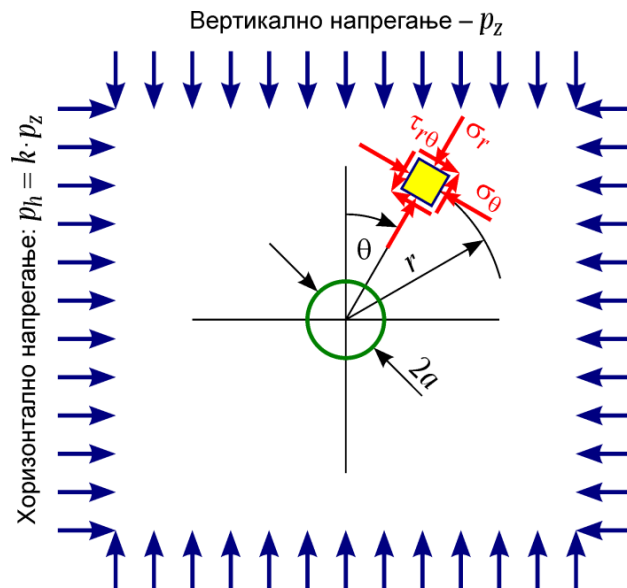
Како погоден начин за претставување на вредностите на главните напони или на напоните, кои се јавуваат под некој агол, се смета приказот во дијаграм $\sigma = f(\tau)$ во вид на т.н. Морови кругови (Слика 3.10).



Слика 3.10. Приказ на главни нормални (σ_3 и σ_1) за конструкција на зависност $\tau = f(\sigma)$ и крива на лом во вид на анvelopa на Морови кругови на напони

НАПОНИ И ДЕФОРМАЦИИ ВО ПОЛАРЕН КООРДИНАТЕН СИСТЕМ

Во механиката на карпи, посебно кај подземните објекти, е значајно да се определат напоните и деформациите во поларен координатен систем (Слика 3.11).



Слика 3.11 Геометриски приказ на подземен ископ со кружна форма во поларен координатен систем со детал на елемент од просторот

Решението за случајот на Сликата 3.11 во аналитичка форма за дводимензионална распределба на напоните околу кружен подземен отвор за еластично тело го предлага Кирш (1898), што подетално е прикажано во поглавјето 9.

Во поларниот координатен систем напоните се дефинирани како сили, кои дејствуваат на елемент лоциран со радиус r и поларен агол θ .

Како сублимат на прикажаните основни врски меѓу напоните и деформациите, може да се констатира дека односите меѓу напоните и дилатациите за рамнинска состојба на напони и рамнинска состојба на деформации имаат иста форма, но се со различни коефициенти.

Исто така, треба да се истакне дека при која било инженерска анализа треба прво да се осознаат можните физички модели на теренот и реалната состојба на карпестите маси во склоп на теренот, со цел да се пронајде најсоодветен начин за претставување на карпестите маси, како механички идеализирани средини, за да биде можно да се извршат потребните пресметки со некој аналитички или нумерички апарат.

ПРАШАЊА ЗА ДИСКУСИЈА

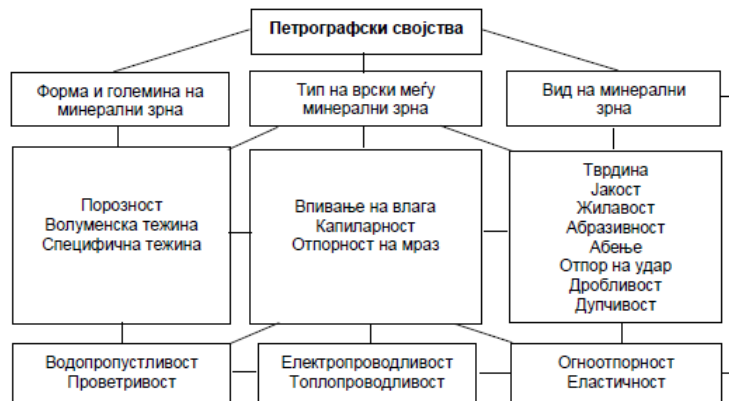
- Кои се основните термини со кои се опишува механичкото однесување на карпите?
- Набројте ги најзначајните напонски состојби!
- Што подразбираш под терминот главно нормално напрегање?
- Што подразбираш под терминот дилатација?
- Објаснете ги главните материјални константи на една карпеста маса со кои се објаснува односот меѓу напоните и деформациите!
- Објаснете на кој начин се формираат т.н. Морови кругови?

4

ОСНОВНИ ТЕХНИЧКИ СВОЈСТВА НА МОНОЛИТНИТЕ ДЕЛОВИ НА КАРПИТЕ

ВОВЕД

Како што е познато, заради ефектот на размер, кај реалните карпести маси од првостепена важност, е познавањето на својствата на поголем волумен од карпест масив, кој е мерлив со димензиите на објектот. Сепак, за одредени услови, се значајни и техничките својства на монолитите. Такви се случаите при: нивно користење како градежен материјал, класификација на карпестите маси, изведба на подземни работи кај рудници, прогнозирање на условите за ископ на теренот и др. Генерално, техничките својства на монолитите зависат од петрографските својства иако, меѓусебното влијание, најчесто може да се согледа само на индиректен начин (Слика 4. 1).



Слика 4.1 Шема за процена на влијанија меѓу петрографските и техничките својства на карпите (делумно изменето од кај Јањиќ, 1982)

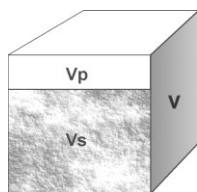
Во технички својства припаѓаат: физичките, механичките и технолошките својства, кои на еден или на друг начин се значајни за различни проблеми во градежништвото и во рударството.

ФИЗИЧКИ СВОЈСТВА

Физичките својства се природни карактеристики на карпите, со чија помош се врши нивно опишување на квантитативен начин. Во најголема мерка зависат од: минералошкиот состав, структурата и текстурата на карпестата маса. Од инженерска гледна точка, за монолитните делови на цврстите карпести маси се значајни поголем број физички својства, како што се: специфична тежина, волуменска тежина, порозност, влажност, бабрење, топлотни и акустични својства на карпите и друго.

СПЕЦИФИЧНА ТЕЖИНА, ВОЛУМЕНСКА ТЕЖИНА, ПОРОЗНОСТ И ВЛАЖНОСТ НА КАРПИТЕ

Специфичната тежина, волуменската тежина, порозноста и влажноста на карпите се меѓусебно зависни параметри бидејќи волуменот од карпа е составен од цврста маса (минерална супстанција) и пори исполнети со воздух или вода. Ова значи дека карпите се во принцип трифазен систем, каде што застапеноста на цврстата маса е генерално константна големина, додека содржината на вода и на воздух се променливи, во зависност од надворешните фактори (Слика 4.2).



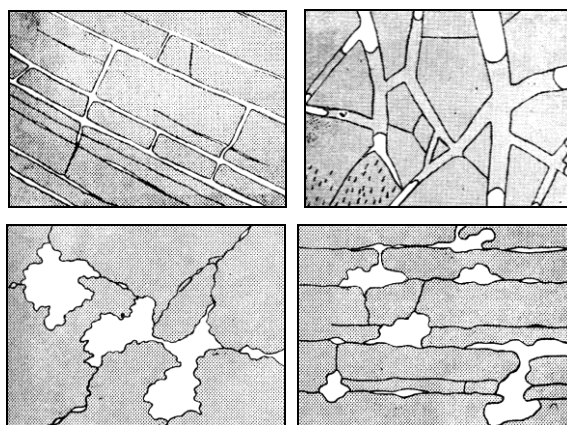
Слика 4.2 Шема за претставување вкупен волумен (V), волумен на цврстата маса (V_s) и волумен на порите (V_p) во еден елементарен дел од карпестата маса

Специфична тежина (γ_s) се изразува како тежина на цврстите честички на карпата во единица на волумен на истите. Ова значи дека при пресметка на специфичната тежина не се зема предвид учеството на пори и на пукнатини во вкупниот волумен на карпата. Специфичната тежина кај карпите најчесто се движи во границите од $\gamma_s = 26-32 \text{ kN/m}^3$. Генерално може да се смета за константна вредност за одреден вид карпа, а дијапазонот на вредностите е во границата на средната вредност на специфичната тежина на поважните петрогени минерали.

Волуменска тежина (γ) се изразува како тежина на единица на волумен на карпест примерок заедно на минералната супстанција и нејзините пори. Таа може да се определи на терен или во лабораториски услови со познати стандардизирани методи. Волуменската тежина не е константа големина и нејзината вредност директно зависи од порозноста и од влажноста.

Порозноста на карпата (n) се дефинира со соодносот на волуменот на порите и вкупниот волумен на карпата. Таа е една од најважните својства бидејќи влијае на поголем број физички и механички својства на карпите, како што се: водопропустливоста, збиеноста, волуменската тежина, јакоста, деформабилноста, топлотната и звучната изолација и друго. Порозноста не се определува по директен лабораториски пат, туку по пат на пресметка. Во практиката се користи и параметрот наречен **коэффициент на порозност (e)**, кој се дефинира со помош на формулите во Табелата 4.1. Според времето на постанокот, порозноста може да биде **примарна** и **секундарна**. Примарната порозност настанува истовремено со постанокот на самата карпа, а секундарната се јавува дополнително под дејство на различни фактори. Во карпите порозноста може да биде манифестирана на различен начин и тоа како: **изолирана**, кога порите се без меѓусебни контакти, без оглед на нивната големина, форма или нивното време на постанок; **ефективна**, кога порите се меѓусебно поврзани и **вкупна** порозност, дефинирана како вкупен волумен на сите пори, без разлика на формата и големина и дали се тие или не се меѓусебно поврзани. **Изолираната порозност** нема влијание врз водопропустливоста, но е значајна за други физичко-механички својства на карпите. Најкарактеристична е за глинестите карпи, но

поретко може да се сретне кај некои типови базалти. **Ефективната порозност** овозможува движење на течности и гасови низ порните агрегати на карпата и има покрај другото големо влијание врз нивната водопропустливост. Некои од основните типови на порозност кај цврстите карпи се прикажани на Сликата 4.3.



Слика 4.3 Главни структурни типови на порозност кај цврсти карпи: правилна пукнатинска (горе лево); неправилна пукнатинска (горе десно); кавернозност (долу лево и десно), делумно изменето според Мајцер (1923) и Б. Степановиќ (1962)

Според својата форма, порите можат да бидат: кружни, цевкасти, цревасти, елипсоидни, издолжени, извиткани и сосема неправилни.

Според големината можат да се поделат на **макропори**, кои се гледаат со око и **микропори**, кои можат да се видат само под лупа или микроскоп. Покрај тоа, според апсолутната ширина, порите се делат на:

- суперкапиларни пори со дијаметар $d > 0,5 \text{ mm}$;
- капиларни пори со дијаметар $d = 0,0002 - 0,5 \text{ mm}$;
- субкапиларни пори со дијаметар $d < 0,0002 \text{ mm}$.

Во меѓусебноповрзаните суперкапиларни пори водата се движи слободно по законите на гравитацијата и има доминантно влијание врз водопропустливоста на карпите.

Во капиларните пори се јавува феноменот на капиларност, односно на вертикално искачување на водата, спротивно на гравитацијата.

Субкапиларните пори се толку ситни, што во нив атхезионите сили имаат влијание од едниот до другиот „сид“ на порите. Така, водата, која, со капиларно впивање, еднаш ќе дојде во овие пори, се задржува во нив како физички сврзана вода и нема влијание врз водопропустливоста на карпите.

За илустрација на поврзаноста меѓу прикажаните физички параметри е дадена Табелата 4.1.

Табела 4.1 Приказ на основни зависимости меѓу физичките својства

Физичко својство и ознака	Формула за пресметка и димензии
Специфична тежина (γ_s)	$\gamma_s = \frac{G_s}{V_s} (\text{кN} / \text{m}^3)$
Волуменска тежина во природновлажна состојба (γ)	$\gamma = \frac{G}{V} (\text{кN} / \text{m}^3)$
Волуменска тежина во сува состојба (γ_d)	$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+(w/100)} (\text{кN} / \text{m}^3)$
Волуменска тежина во заситена состојба (γ_{zw})	$\gamma_{zw} = \gamma_d + n \gamma_w (\text{кN} / \text{m}^3)$
Волуменска тежина во потопена состојба (γ')	$\gamma' = \gamma_{zw} - \gamma_w (\text{кN} / \text{m}^3)$
Порозност (n)	$n = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_s} = 1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s} \cdot 100(\%)$ $n = \frac{V_p}{V} = \frac{V_p}{V_p + V_s} \cdot 100(\%)$
Коефициент на порозност (e)	$e = \frac{V_p}{V_s} = \frac{n}{1-n} \cdot 100(\%); \quad e = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d}$

Ознаките се однесуваат на следните параметри:

G_s – тежина на сува минерална супстанција (кN), V_s – волумен на минералната супстанција (m^3), G – тежина на карпест примерок во природна состојба (кN), $V = V_s + V_p$ – вкупен волумен на примерок (m^3), V_p – волумен на порите (m^3) и γ_w – волуменска тежина на водата = $10 \text{ кN} / \text{m}^3$.

Влажност на карпите е способност да примаат и да задржат одредено количество вода во нивните пори. Разликуваме неколку видови влажност:

- природна влажност (W);
- хигроскопна влажност (W_h);
- максимална молекуларна влажност (W_{mmol});
- капиларна влажност (W_k);
- влажност на целосно заситена карпа (W_z).

Природната влажност карпата ја содржи во природата во некој конкретен период на мерење. Се определува според следната формула:

$$W = \frac{W_w - W_s}{W_s} \cdot 100(\%)$$

Каде што е: W_w – тежина на природновлажен карпест примерок, W_s – тежина на истиот примерок во сува состојба.

Мајданската влажност уште се нарекува и многувековна природна влажност, која ја содржи карпата додека се наоѓа на местото на својот постанок. Таа се губи по подолготрајна изложеност на карпата на сонце и на воздух. Изгубената мајданска влага тешко може да се поврати. Оваа влага има големо влијание при експлоатацијата и обработката на каменот во каменоломите

(мајданите). **Хигроскопната влажност** е способност на минералните честички на карпите да впиваат влага од воздухот. **Максималната молекуларна влажност** претставува максимална количина на физички сврзаната вода, која, со честичките на минералната материја, се држи преку интермолекуларното привлекување. **Капиларната влажност** се дефинира како количество вода, кое се задржува во карпата под дејство на површинскиот напон. **Влажноста на целоснозаситена карпа** W_z е онаа влажност кога сите нејзини пори се наполнети со вода. Се определува со следната формула:

$$W_z = \frac{n \cdot \gamma_w}{(1-n) \cdot \gamma_s} = e \frac{\gamma_w}{\gamma_s}$$

БАБРЕЊЕ И СОБИРАЊЕ НА КАРПИТЕ

Бабрењето е својство на карпите при впивање вода, да го зголемуваат својот волумен. Обратно, при намалување на влажноста се јавува намалување на нивниот волумен, односно карпите се собираат. Кај карпестите маси, бабрење може да се појави кај: лапорци, анхидрит, глинци, некои видови шкрилци и вулкански туфови. Бабрење кај анхидритот (CaSO_4) се случува при негова хидратација кога тој преминува кон гипс ($\text{CaSO}_4 \times 2\text{H}_2\text{O}$). Кај вулканските туфови и лапорците зависи од количеството и минералниот вид на глиновитата материја. Зголемувањето на волуменот при бабрењето на глинестите карпи обично изнесува 25% – 80%. Најголемо е кај бентонитските глиновити минерали, кои ги има понекогаш кај вулканските туфови, каде што се измерени промени на волуменот дури и до 12 пати. Кај анхидритот се цени дека волуменот може да се зголеми до 60%. Бабрењето се испитува лабораториски, а може да се изрази преку промена на волуменот или промена на влажноста со следните равенки:

$$B_v = \frac{V_b - V_o}{V_o} \quad \text{или} \quad B_w = \frac{W_b - W}{W}$$

Каде што е: B_v – степен на бабрењето изразен како промена на волуменот; V_o – волумен на примерокот пред бабрењето; V_b – волумен на примерок по бабрењето; B_w – степен на бабрењето преку влажноста; W – природна влажност на карпата; W_b – влажност на набабрената карпа.

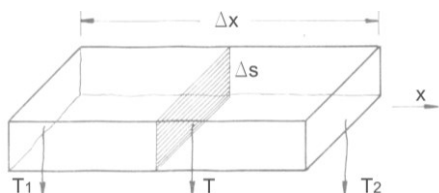
При бабрењето се јавуваат одделно зголемени притисоци врз објектите кои изнесуваат од 300 до 1000 kN/m^2 , што е многу неповолно за нивната стабилност. Бабрењето може да има специфична улога при изведба на подземни работи во меки карпи ако се изложат под дејство на влага.

ТОПЛОТНИ СВОЈСТВА НА КАРПИТЕ

Топлотните својства се важни кога се користат карпите како градежен материјал за обложување на објектите или за други намени. Посебно е значајно кај хидротехничките тунели и окна со вода под притисок ако се градат длабоко под Земјината површина. Тогаш, температурата во карпестата маса може да е значително повисока во однос на температурата на водата, која поминува низ нив. Под дејство на таа разлика доаѓа до разладување на карпестата маса, што

може неповолно да влијае на секундарната напонска состојба околу објектот, да предизвика неповолни напрегања во бетонската облога и до појава на прснатини и други оштетувања на облогата.

Топлотните својства на карпите се определуваат со неколку параметри со кои се дефинира топлотната проводливост, под што се подразбира својство на материјата да пренесува определена топлина низ нејзиниот волумен (Слика 4. 4).

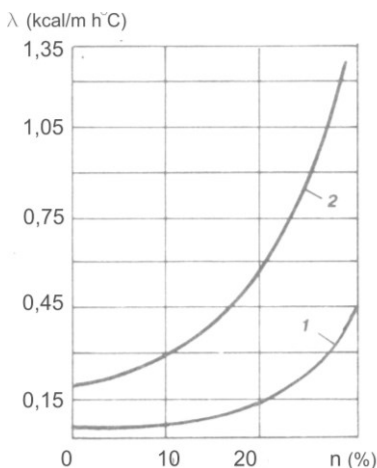


Слика 4.4 Шематски приказ на еднодимензионален тек на топлинска енергија во правец „x“ низ примерок од карпа.

При стационарен топлотен проток, каде што температурата (T_1) е поголема во почетокот на примерокот од температурата (T_2), на крајот на примерокот, количеството на топлина (Q), која минува низ пресекот ΔS за определено време е еднаква на:

$$Q = \lambda \frac{\Delta T}{\Delta x} * \Delta S * t$$

Каде што е: λ – коефициент на проводливост на топлината (cal/cmsec°C); $\Delta T = T_2 - T_1$, разлика на температурата во две точки (пресеци) 1 и 2; Δx – растојание меѓу два пресеци; ΔS – површина на проток на топлината; t – време на мерење.



Топлотните својства зависат од повеќе параметри, а најзначајни се порозноста и влажноста (Слика 4.5).

Слика 4.5 Зависност на топлотната проводливост од порозноста: 1) Крива за проводливост на простор составен од вода и воздух; 2) Крива за проводливост за пори заситени целосно со вода (Ржевскиј и Новик 1978)

Најважни топлински својства на карпестите маси се: **специфичната топлина, проводливоста на топлината, проводливоста на температурата, линеарното и волуменското топлотно ширење**. Под влијание на температурните разлики карпестите маси го менуваат својот волумен, односно се шират или се собираат. Варирањето на димензиите се дефинира со различни коефициенти на **линеарно** или на **волуменско ширење**. Линеарното

издолжување на еден материјал при промена на температурата се дефинира со следната равенка:

$$\Delta L = \alpha * L_o * \Delta t$$

Каде што е: α – топлотен коефициент на линеарно ширење; L_o – должина на примерокот пред загревање; Δt – разлика во температура.

Коефициентот на линеарно топлотно ширење е значаен параметар бидејќи, како резултат на промена на топлинската во механичка енергија, може да дојде до разлики во ширењето на бетонската подлога кога врз неа се поставува камен за обложување.

Проводливост на звукот е акустично својство на карпите врз кое најмногу влијаат текстурните својства на карпата. Најдобри проводници се масивните карпи, без пори и пукнатини. Ако постојат пори и пукнатини, подобри проводници се оние карпи на кои волуменот на тие празни пори е поголем и доколку таа (пората/пукнатината) е исполнета со вода, а не со некоја дробина или минерална материја во која било форма.

Проветривост на карпите е својство да пропуштаат воздух или гасови низ своите пори. Порите мораат да бидат меѓусебно споени, а исто така мора да постои разлика во притисоците или разлика во температурата. За тоа се посебно поволни многупорозните карпи со макропори, како што се: карстифицираните варовници, бигорот, лесот, туфовите, песочниците, конгломератите и др. Познавањето на проветривоста на карпите е значајно при подземната експлоатација на минералните сировини, при изградба на подземни простории за чување животни продукти и одделни видови специфични материјали.

Покрај сите физички својства претходно прикажани, карпите поседуваат и други физички својства, како што се: електрични, магнетични, радиоактивни и други својства. Тие немаат посебно влијание на механичките и на технолошките својства, а се проучуваат во геофизиката и во други геолошки дисциплини.

МЕХАНИЧКИ СВОЈСТВА

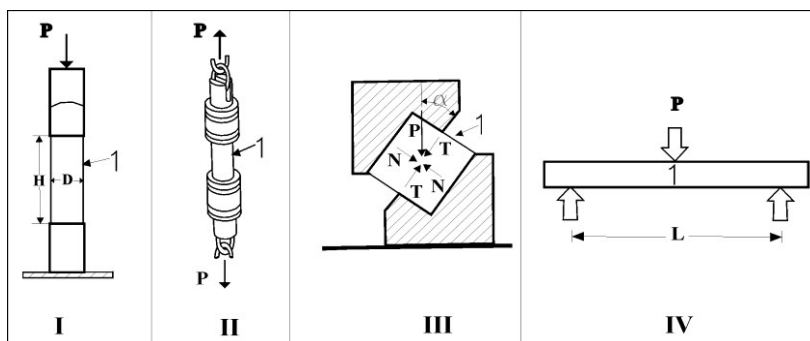
Поимот механички својства се однесува на својства што се манифестираат кога карпите се изложени под дејство на сила или некои надворешни влијанија. Испитувањата за дефинирање на механичките својства се вршат во лабораториски или теренски услови. Резултатите од испитувањата, покрај другото, зависат од формата и од големината на оптоварените површини на примероците, начинот на прилагањето на оптоварувањето на карпата и друго.

Поважни механички својства на монолитните делови од карпите се: **јакост, еластичност, тврдина, деформабилност, жилавост, абразивност, абене** и др.

ЈАКОСТ НА КАРПИТЕ

Јакост на карпите е отпор што го даваат тие кога се изложени на дејство на различни напрегања. Кога приложувањето на товарот е континуирано и постепено, карпата манифестира **статичка јакост**, а кога прилагањето на товарот е краткотрајно и брзо со удар, вибрации и друго, тогаш карпата манифестира **динамичка јакост**. Во зависност од **видот на напрегањето**, кое се предизвикува

врз карпите, разликуваме **јакост на притисок**, **затегнување**, **свиткување**, **торзија** и друго (Слика 4.6 и Слика 4.7).



Слика 4.6 Видови напрегања кај карпите: I) притисок врз цилиндрично пробно тело (1); II) директно затегување на цилиндрично пробно тело; III) смолкнување на пробно тело оптоварено со сила P; IV) свиткување на призматично тело оптоварено со сила P

Јакоста зависи од: тврдината на минералите, начинот на нивна поврзаност, порозноста, свежината на минералите, видот и количеството на врзвото кога зрната се посредно сврзани, влажноста и друго.

ЈАКОСТ НА ПРИТИСОК

Со оглед на тоа што карпите се многу поотпорни кога се изложени на напони на притисок, од интерес во инженерството е најчеста потребата за анализа на јакоста на притисок (σ_p). Се испитува лабораториски на карпести примероци во правилни геометриски форми, кои, во зависност од стандардот што се користи при испитувањето, можат да бидат во вид на: коцки, призми или цилиндри (Слика 4.7).

Во практиката многу е значајна правилната подготовка на примероците, кои се дотеруваат со прецизно сечење и полирање во соодветна апаратура, а на крајот се испитуваат по соодветни стандарди (Слики 4.8 и 4.9).



Слика 4.7 Видови подготвени и испитани пробни тела



Слика 4.8 Опрема за подготовка на пробни тела за испитување: 1) машина со дијамантска пила за сечење примероци; 2) машина за дупчење примероци; 3) машина за полирање



Слика 4.9 Преса за испитување јакост на притисок на карпести примероци со „сопствена контрола“ со поглед кон вкупен систем за приложување на оптоварување (лево); детаљ од пресата со пробно тело поставено за испитување со ознака 1 (средина) и компјутерска единица за автоматска манипулација (десно).

Според Меѓународното друштво за механика на карпи, јакоста на притисок се испитува на цилиндрични пробни тела со димензии $H : D = 2.5 - 3$, каде што H е висина, а D е дијаметар на примерок. Се препорачува дијаметарот на пробното тело да не биде помал од $D = 54 \text{ mm}$. Силата се приложува сè додека не се предизвика лом на примерокот. Таа сила се зема како меродавна за пресметка на јакоста на притисок според следната формула:

$$\sigma_P = P/A \text{ (кN/m}^2 \text{ или MN/m}^2\text{)}$$

Каде што е: P – сила во момент на лом на примерокот (N или MN); A – површина на напречен пресек на примерокот (m^2).

Кога, кај цилиндричните пробни тела, односот $H : D$ е помал од 2, се препорачува корекција на добиената јакост на притисок според следната формула:

$$\sigma_{p2} = \frac{8\sigma_p}{7 + 2(D/H)}$$

Каде што е: σ_p – мерена јакост на притисок; σ_{p2} – коригирана јакост на притисок.

Вака определена јакост се нарекува едноаксијална или моноаксијална јакост на притисок (анг. Uniaxial Compressive Strength – UCS) и претставува гранична јакост на притисок. Во инженерството, за разни пресметки се користи т.н. дозволена јакост на притисок, која се добива со соодносот:

$$\sigma_{doz} = \sigma_p / n$$

Каде што е: n – коефициент на сигурноста, кој се усвојува во зависност од: доверливоста на податоците од испитувањето, нивниот број, намената на податоците и др.

Вредноста на јакоста на притисок зависи и од димензиите на испитуваните примероци, при што во механички поглед се разликуваат неколку фази во текот на опитот (Слика 4.10, Слика 4.11 и Слика 4.12).



Слика 4.10. Карактеристични фази во оптоварување на примерок од карпа во услови на едноаксијална компресија



Слика 4.11. Приказ на влијание на димензии на примерок врз вредноста на јакоста на карпата



Слика 4.12. Приказ на влијание на промена на висина и ширина на примерок врз вредноста на јакоста на карпата

Јакоста на притисок е најголема кај карпестите примероци во сува состојба, помала – во водозаситена, а најмала – кога карпите се изложени на **мрзнење и одмрзнување**. Влијанието на влагата врз намалувањето на јакоста се изразува преку т.н. коефициент на омекнување (K_{om}), кој се пресметува според следната формула:

$$K_{om} = \sigma_p / \sigma_{pv}$$

Каде што е: K_{om} - коефициент на омекнување; σ_p - јакост во сува состојба; σ_{pv} - јакост по заситување со влага.

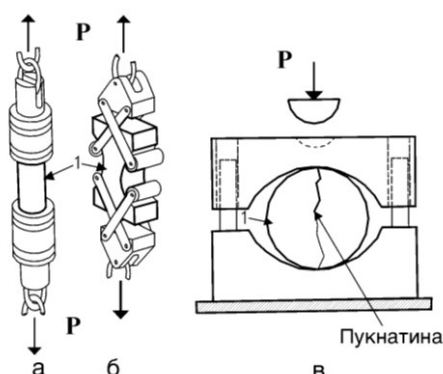
За примена се препорачуваат карпи со вредност на $K_{om}=0.9 - 1$, поретко со вредност $K_{om}=0.6 - 0.9$, а ако коефициентот $K_{om}<0,6$ се смета дека се неповолни за примена во градежништвото. Ова е посебно значајно кај објекти од типот на камено-насипни брани, каде што не се дозволува примена на карпести материјали во нивните потпорни тела, кои се чувствителни на дејство на влагата. Од впивањето на влага, во голема мера зависи и дефинирањето на **отпорноста на карпите кон дејството на мраз**, која се дефинира со помош на т.н. коефициент на отпорност на мраз (K_m) според следната формула:

$$K_m = \sigma_{pm} / \sigma_p$$

Каде што е: K_m – коефициент на отпорност на дејство на мраз; σ_p – јакост на притисок во сува состојба, σ_{pm} – јакост по 25 циклуси на мрзнење и одмрзнување.

ЈАКОСТ НА ЗАТЕГНУВАЊЕ

Јакоста на затегнување на карпите (ang. tensile strength) се испитува лабораториски на карпести примероци со правилни геометриски форми. Според препораките на ISRM, се применуваат методите на директно затегање (direct pull test) и бразилски опит на затегнување (ISRM Brasil test).



Слика 4.13 Видови тестови на затегнување според препораки на ISRM: а) директно затегнување врз цилиндрично пробно тело (1); б) затегнување на тело во вид на „кучешка коска“ (dog bone); в) бразилски опит на затегнување

Примерокот за испитување со директно затегнување се цементира и се зафаќа со посебни метални држачи за поврзување и за прицврстување. Потоа, тој се испитува со директно приложување на силата на затегнување сè до момент на лом. Многу поедноставен и побрз е т.н. бразилски тест, каде што примерокот се става во едноставен калап со сферични лежишта со кои е овозможен точкаст пренос на силата на притисок. При оптоварувањето обично примерокот пука по средина. За испитување се препорачуваат примероци со дијаметар од $D = 54 - 70$ mm со минимална должина од 25 mm, кои не мораат да бидат „идеално“ исполирани на краевите. Јакоста на затегнување, според бразилскиот метод, се пресметува по следната формула:

$$\sigma_z = \frac{2P}{\pi DL}$$

Каде што е: P – сила во момент на лом на примерокот (KN или MN);
 D – дијаметар на примерокот (m); L – должина (дебелина) на примерокот (m).

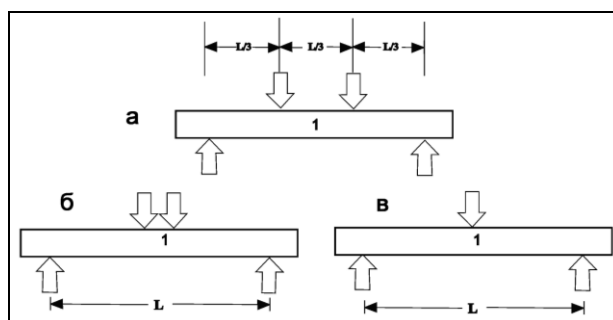
За поточно дефинирање на јакоста на затегнување, се препорачува да се испитаат најмалку пет примероци, а потоа се врши осреднување на резултатите. Обично, јакоста на затегнување е помала од јакоста на притисок за околу 20-40 пати.

ЈАКОСТ НА СВИТКУВАЊЕ

Јакоста на свиткување (σ_s), исто така, се определува во лабораториски услови, најчесто на призматични карпести примероци со различни шеми за оптоварување (Слика 4.14).

Се изразува како однос меѓу максималниот момент на свиткување (M_s) и отпорниот момент (W_s), според следната формула:

$$\sigma_s = M_s / W_s$$



Слика 4.14 Мозни шеми на оптоварување кај тестови на свиткување

За шема на оптоварување во три точки со сила на свиткување (P) на средина од пробното тело (Слика 4.14-в) се пресметува според следните формули:

$$M_s = P \frac{L}{4}; \quad W_s = b \frac{h^2}{6}; \quad \sigma_s = \frac{3PL}{2b * h^2}$$

Каде што е: P – сила во момент на лом на примерокот (κN или MN); L – должина на пробно тело (m); b – ширина на примерокот (m); h – висина на примерокот (m).

За цилиндрични пробни тела, јакоста на свиткување се пресметува според следната формула:

$$\sigma_s = \frac{16PL}{5\pi * D^3}; \quad D - \text{дијаметар на примерокот}$$

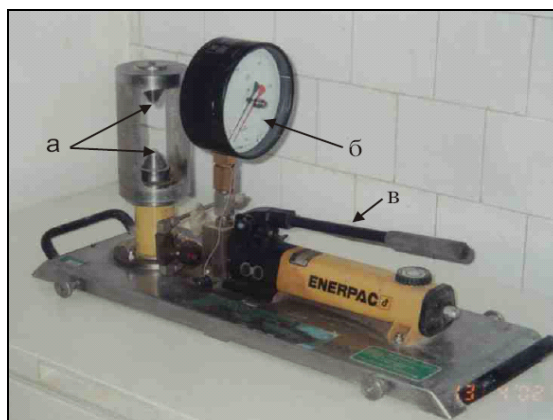
Јакоста на свиткување е исто така многу помала од јакоста на притисок, најчесто за околу 10 - 20 пати. Овој параметар, во инженерската геологија и геотехниката поретко се применува во практика, за разлика од бетонот, каде што има поголемо значење.

ИНДЕКС НА ЈАКОСТ

Индексот на јакост е параметар што се добива со притискање на примерок од карпеста маса со т.н. апарат за точкасто оптоварување (Слика 4.15). Поради тоа, се нарекува и **тест со точкасто оптоварување** (анг. Point Load Test – PLT). Овој опит во практика е многу применуван поради својата едноставност и се смета за најбрз метод за добивање податоци за јакоста на монолит на карпестите примероци.

По своето физичко значење е близок со јакоста на затегнувањето. Се користи за процена на јакоста на притисок по корелација, за класификациски намени на карпестите маси и друго. Методот е стандардизиран по препораки на меѓународното друштво за механика на карпи, според кој индексот на јакост за цилиндрични примероци со дијаметар од 50 mm, се добива како однос меѓу силата при лом (P) и дијаметарот на примерокот (D), според следната формула:

$$J_{S(50)} = \frac{P}{D^2} \text{ (MPa)}$$



Слика 4.15 Преса за испитување на индекс на јакост: а – место, каде што се става примерокот меѓу два шилци; б – манометар за мерење на сила (притисок) при лом; в – преса за задавање притисок.

За цилиндрични јадра со различен дијаметар од 50 mm се воведува т.н. **фактор на корекција** (F). На овој начин се добиваат т.н. **некоригирана** и **коригирана јакост**, со користење на следната постапка:

- некоригирана јакост $J_S = P / D^2$;
- коригирана јакост $J_{S(50)} = F(P / D^2)$;
- фактор на корекција $F = (D / 50)^{0.45}$

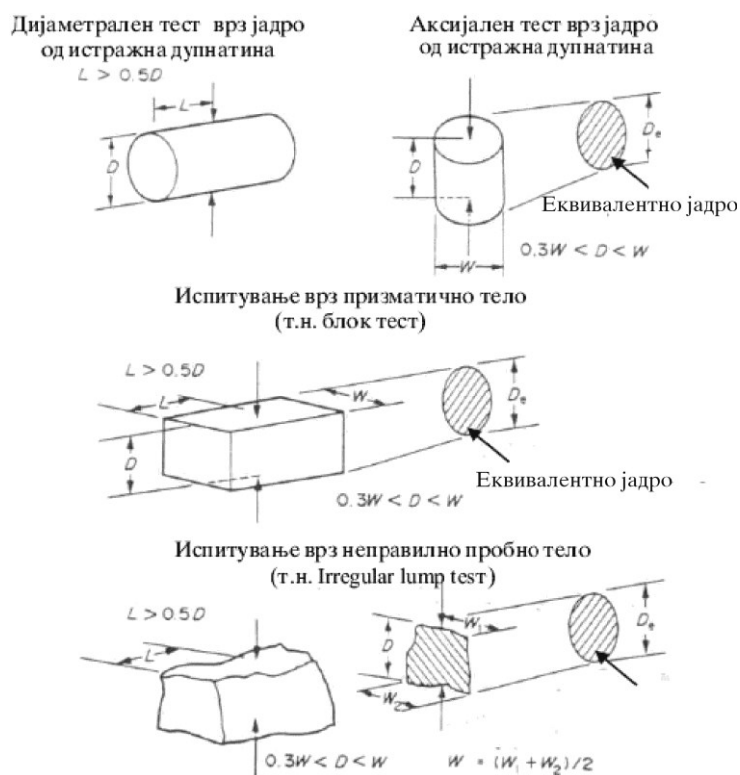
Факторот на корекција F за цилиндрични тела може да се добие и дијаграмски, при што се користи вредност за корекција ако се знае т.н. еквивалентен дијаметар на примерокот D_e .

За примероци со неправилна форма или во вид на призма, еквивалентниот дијаметар (D_e) се пресметува по следните формули:

$$A = WD = \frac{\pi}{4} D_e^2; \quad W = \frac{W_1 + W_2}{2}; \quad D_e^2 = \frac{4}{\pi} WD$$

Каде што е: W – просечна димензија на примерокот меѓу W_1 и W_2 од Сликата 4.16; D_e – еквивалентен дијаметар на примерокот; J_S – некоригирана вредност на индексот на јакост; $J_{S(50)}$ – коригирана вредност на индексот на јакост за дијаметар од 50 mm, A – напречен пресек на примерокот.

Соодветен е за примена поради фактот што можат да се испитуваат карпести примероци со цилиндрична форма, добиени директно од јадрата на дупнатините, на посебно подготвени призматични тела, но и на неправилни примероци без никаква посебна подготовка (Слика 4.16).



Слика 4.16 Видови примероци што можат да се испитуваат со точно оптоварување со препорачани пропорции на димензиите

Кај слоевити и шкрилести карпи, испитувањата треба да се прават во правец на текстурните елементи и нормално на нив, со оглед дека кај нив има силно изразена анизотропија на јакоста (Слика 4.17).



Слика 4.17 Насоки на испитување кај анизотропни карпи

За пресметка на средната вредност се препорачува да се испитаат најмалку десет примероци од еден тип карпа. Ова значи дека кај анизотропни карпи треба да се испитаат и по дваесет примероци.

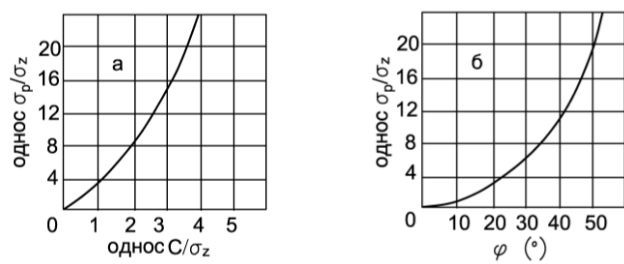
ЈАКОСТ НА СМОЛКНУВАЊЕ КАЈ ПРИМЕРОЦИ НА ЦВРСТИ КАРПИ

Јакоста на смолкнување за примероци на цврсти карпи е ретко меродавна за инженерски анализи бидејќи ломовите во природата главно се случуваат низ некои од постојните пукнатини. Само во определени случаи во рударството може да се појави потреба од познавање на јакоста на смолкнување на монолитните делови.

Таа може да се добие по пресметковен пат, со користење на резултатите за јакоста на притисок (σ_p) и со затегнување (σ_p). Тогаш, кохезијата (c) и аголот на внатрешно триење (φ) на ниво на монолит се добиваат според следните формули или според параболична зависност од дијаграмите на Сликата 4.18:

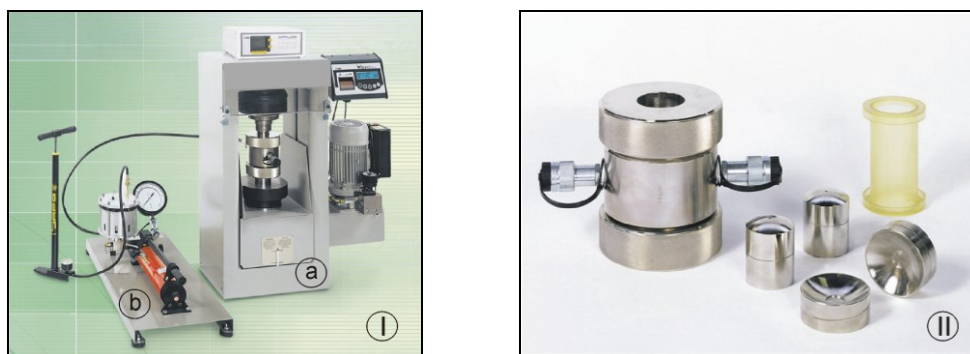
$$c = B * \sigma_z; \quad \varphi = 2 \left[\arctg \left(\frac{\sigma_p * 1}{\sigma_z * 2B} \right) - 45 \right]; \quad B = \sqrt{\left(\frac{\sigma_p}{\sigma_z} + 1 \right)} - 1$$

Каде што е: B – коефициент зависен од односот на јакоста на притисок и затегнувањето.



Слика 4.18 Дијаграми за пресметка на параметрите на јакост на смолкнување кај монолитни примероци (Ржевскиј и Новик 1984)

Може да се извршат и специјални испитувања на монолитни примероци во лабораториски услови, во триаксијална состојба на напрегања, за што се користат специјални ќелии (Слика 4.19).



Слика 4.19 Апаратура (I) и Хекови ќелии (II) за триаксијални испитувања на монолитни делови од карпа: а) преса за испитување, б) пумпа за задавање страничен притисок

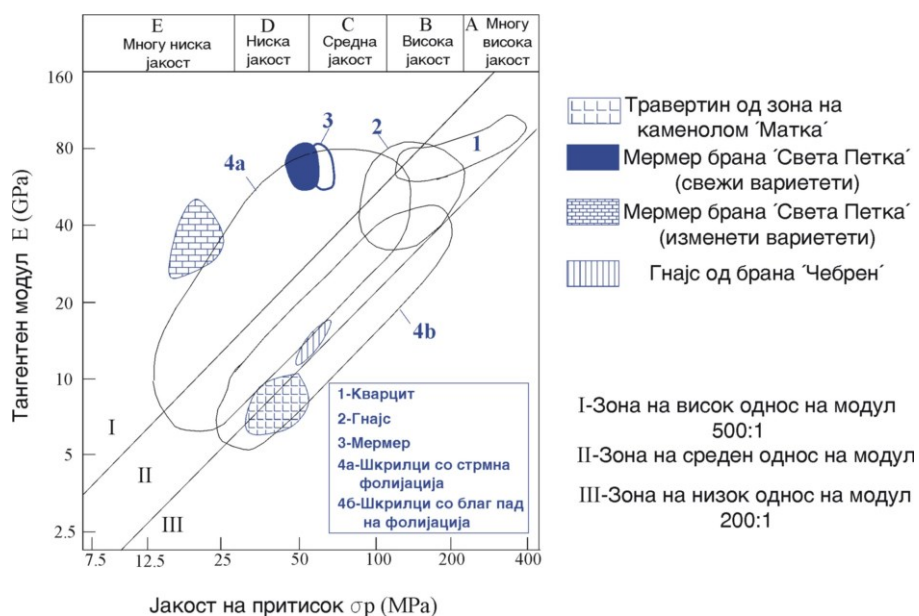
ОСНОВНИ ТЕХНИЧКИ СВОЈСТВА НА МОНОЛИТНИТЕ ДЕЛОВИ НА КАРПИТЕ

Овие испитувања можат да се искористат и за пресметка на емпириските константи на лом кај одредени критериуми на лом (поглавје 10). Даваат меродавни резултати, обично, за карпести маси на големи длабочини, каде што нивоата на оптоварувања се високи, а карпестата маса е слабо испукана. Вакви се случаите на длабоки рудници, каде што доминантен ефект врз однесувањето на карпите има напонската состојба.

ДЕФОРМАБИЛНОСТ НА МОНОЛИТ

Деформабилноста е својство на карпите да го менуваат волуменот и формата кога се изложени на дејство на надворешните сили, при ниво на напони, кои треба да се под граничните вредности за да не се предизвика лом. Во практиката се познати различни начини на испитување и процена на деформабилноста на монолит, но најчесто тоа се врши во услови на едноосијална или триаксијална состојба на напрегања.

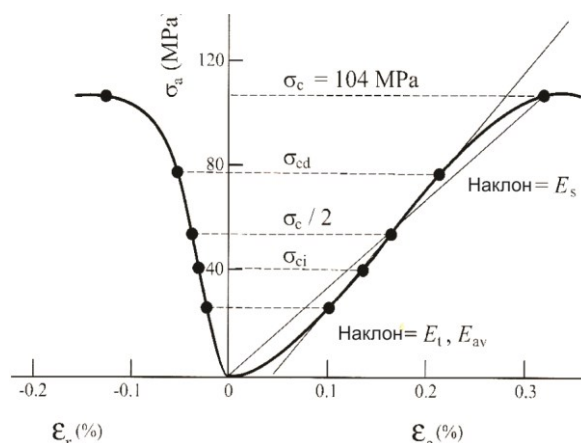
За добивање на реални вредности на модулите, мерењата треба да се вршат во средната зона на примерокот, каде што има рамномерна распределба на напоните на притисок. Испитувањата се прават со истата опрема, која се користи за испитување на јакоста на притисок. Ако јакоста се искombинира и спореди со деформабилноста, може да се дефинира нивниот однос според класификацијата на Дир и Милер (Слика 4.20).



Слика 4.20 Дијаграм со приказ на односи меѓу тангентен модул на еластичност и јакоста на притисок

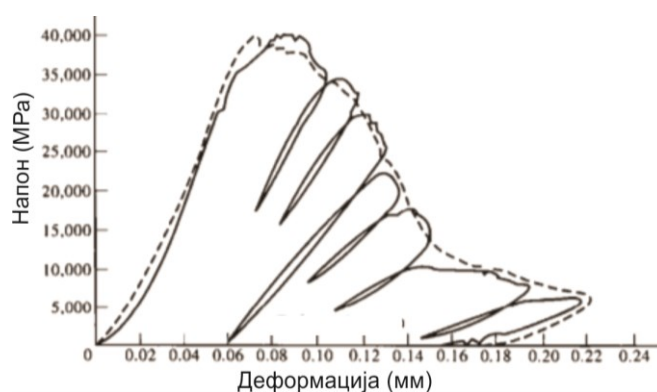
На сликата се прикажани неколку карактеристични зони од каде може да се согледаат соодносите меѓу јакоста и деформабилноста.

Во текот на испитувањата може да се врши и временско регистрирање на деформациите, за да се следи историјата на оптоварувањата и растоварувањата и развојот на деформациите (Слика 4.21).



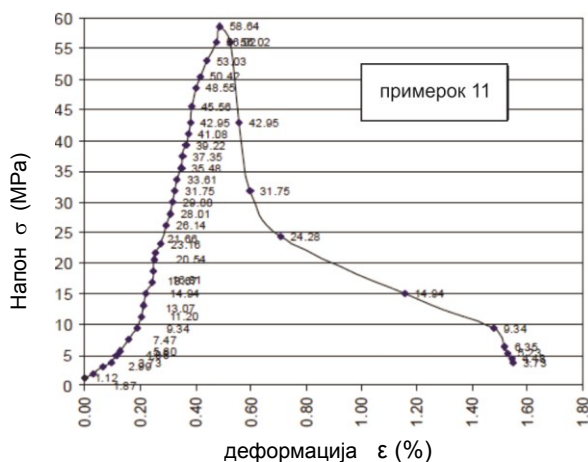
Слика 4.21 Дијаграм притисок – деформација за еден циклус на оптоварување до лом и дефиниција на тангентен (E_t) и секантен (E_s) модул на еластичност (Бреди и Браун 2009)

При тоа се дефинираат т.н. **тангентен** и **секантен** модул на еластичност. Тангентен модул на еластичност се дефинира за ниво на 50% оптоварување од дијаграмите $\sigma=f(\epsilon)$. Секантниот модул е начелно сличен со модулот на деформација, односно се дефинира за вредност на максималното поместување при одреден циклус на оптоварување (Слика 4.22).



Слика 4.22 Дијаграм притисок – деформација за повеќе циклуси на оптоварување и растоварување со приказ на влијание на оптоварувањето врз секантниот модул на еластичност (Биенавски 1968)

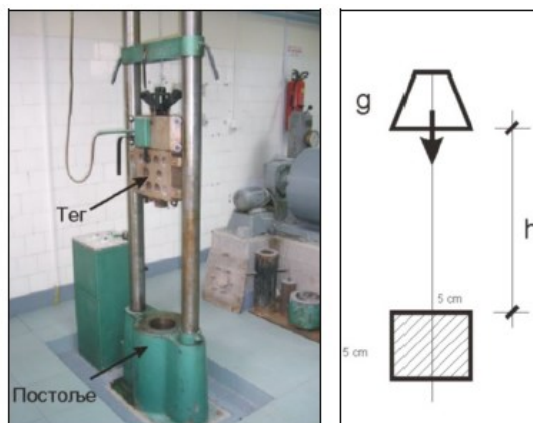
Во одредени случаи има драстично опаѓање на јакоста по моментот на лом (Слика 4.23)



Слика 4.23 Карактеристичен дијаграм притисок – деформација за карпа со крт лом кај бигор (Јовановски, Јосифовски 2006)

ЖИЛАВОСТ НА КАРПИТЕ

Жилавоста е отпор што го даваат карпите кога се изложени на динамички влијанија во вид на удар, вибрации и слично. Затоа, често се нарекува и динамичка јакост. Според важечките стандарди кај нас, таа се определува лабораториски на пробна коцка 5 x 5 x 5 cm врз која се пушта слободно да паѓа тег со тежина од 500 N и тоа од сè поголема висина, сè додека не настапи лом на карпестиот примерок (Слика 4. 24).



Слика 4.24 Приказ на апаратура и шема за испитување на жилавост на карпите (фотографија од Р. Петровски)

Жилавоста се пресметува според следната формула:

$$\sigma_{din} = R/V \text{ [J/cm}^3\text{]}$$

Каде што е: σ_{din} – жилавост или динамичка јакост (J/cm^3); R – работа извршена за лом на карпестиот примерок (J); V – волумен на примерокот (cm^3).

Жилавоста е значајна кога карпите се изложени на минирање или при зачестени вибрации кога се под компресорски постројки, при потреси од тешки возила и слични влијанија.

АБЕЊЕ НА КАРПИТЕ

Абење или трошење на карпите е отпор што го даваат карпите кога се изложени на триење. Најмногу зависи од тврдината на минералите, кои ја градат карпата, начинот на нивната поврзаност, свежината, цепливоста и видот на природното врзиво.



Слика 4.25 Приказ на апаратура за испитување на абење на карпите со метод Лос Анџелес (фотографија од Р. Петровски)

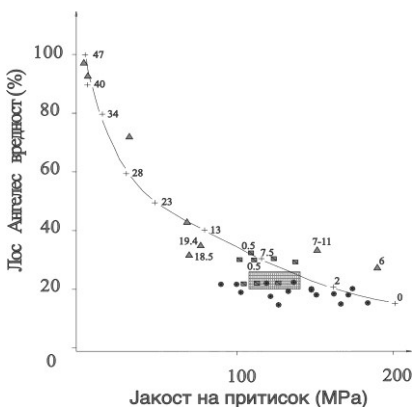
Може да се испитува на повеќе начини, но во практиката најчесто се применува методата наречена **Лос Анџелес**. Опитот се состои од абење на 50 или 100 N дробен агрегат на карпа, кој се става во еден метален барабан, заедно со челични топчиња од 6 до 12. Барабанот ротира околу својата хоризонтална оска (500 – 1000 ротации), по што се врши просејување и мерење на честичките со дијаметар под 1.6 mm, кои настанале со удирање на металните топки и самите парчиња на карпата, едни од други (Слика 4.25). Абењето се изразува со следната равенка:

$$H_a = \frac{M_1 - M_2}{M_1} \cdot 100[\%]$$

Каде што е: M_1 – маса на сувата карпа пред абењето; M_2 – маса на карпата по абењето, која останува на ситото.

Познавањето на ова својство има значење кога карпите се користат за изградба на: патишта, улици, плоштади, скалила, воденички камења, точила и сл.

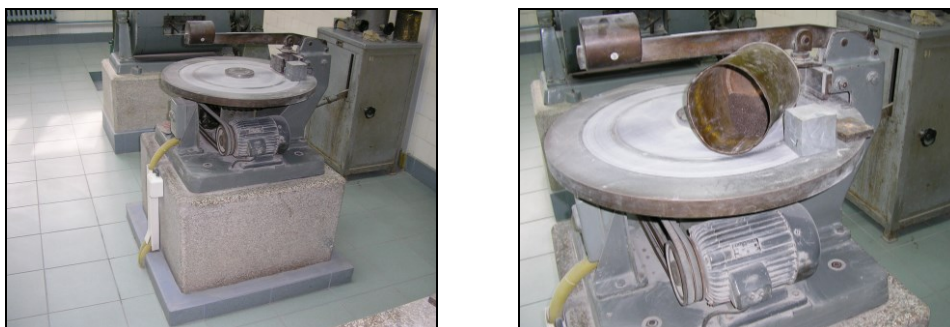
Генерално, се забележува дека карпи со поголема јакост на притисок имаат пониско абење (Слика 4.26).



Слика 4.26 Корелација меѓу вредноста Лос Анџелес и јакоста на притисок (Џерар и Дејр 1984)

Во практиката се користи и методата на Беме, која најмногу одговара на физичката суштина на абењето. Опитот се состои од

триење на пробно тело со димензии 7.09 x 7.09 x 7.09 cm или површина на триење од 50 cm². Пробното тело се поставува врз специјална опрема, која ротира со определен број ротации (Слика 4.27).



Слика 4.27 Приказ на апаратура за испитување на абене на карпите со машина според методата на Беме (лево) и детаљ од ставање на абразивно средство во жлебот на плочата (десно), (фотографија од Р. Петровски)

Врз плочата на апаратурата се поставува абразивно средство, за полесно триење. За да се обезбеди рамномерно триење, коцката се завртува на неколку страни. По овој метод, абенето се изразува како губиток на волумен на коцката во однос на првобитниот волумен во cm³/50 cm². Во светската практика има и други методи за определување на абразивноста на карпите, посебно кога се применуваат како: агрегат за бетон, асфалтни мешавини, дробен камен итн. Овие испитувања не се предмет на анализа во ова поглавје.

ВПИВАЊЕ ВЛАГА

Впивањето на влага или апсорпцијата (U) е значаен параметар кога се дефинираат критериумите за примена на карпите како градежен материјал. Се испитува на примероци со постепено водозаситување во лабораторија, а се изразува според следната формула:

$$U = \frac{G_1 - G_s}{G_s} * 100\%$$

Каде што е: U – впивање на влага во проценти, G_1 – тежина на примерок заситен со вода, G_s – тежина на сув примерок.

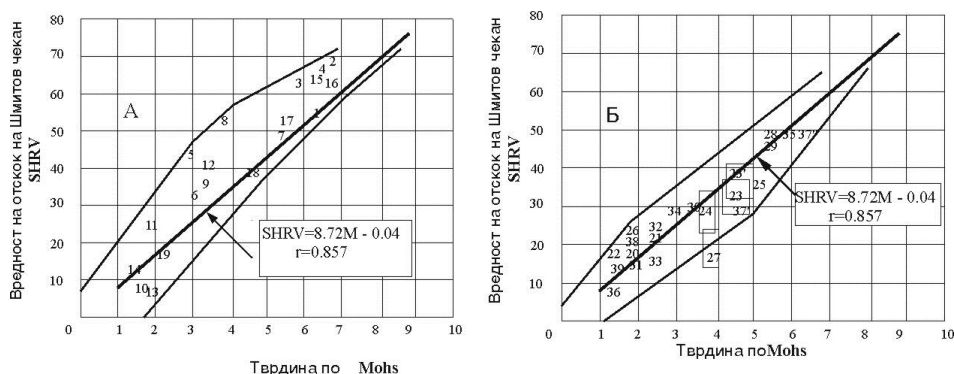
ТВРДИНА

Тврдината се дефинира како отпор што го покажуваат карпестите маси при продирањето на некое друго потврдо тело. Во практиката најчесто се употребува методата заснована на принципот на втиснување челичен преносник врз примерок од карпата. Тврдината се изразува преку односот на силите, кои се потребни да предизвикаат крто дробење на примерокот. При тоа се создава лачна вдлабнатина на политирани примерок. Се пресметува според следната формула:

$$H_{sr} = P_{raz} / S_{st} \quad (N/cm^2)$$

Каде што е: H_{sr} – тврдина на материјалот; P_{raz} – сила потребна за предизвикување крто дробење на примерокот (N); S_{st} – површина на челичниот преносник (cm^2).

Најприменувана е склерометарската метода со Шмитов чекан, а резултатите од испитувањата добро се корелираат со тврдината според Мосовата скала (Слика 4.28).



Слика 4.28 Зависност на тврдина според Мосовата скала и вредност на отскок на Шмитов чекан (SHRV): А – според податоци од литературни извори, Б - за локалитети од Р Македонија (Јовановски М. 2001)

Индириктно се користи и за процена на јакоста на притисок, тврдината според Мосовата скала и јакоста на смолкнување по пукнатините. Постои и едноставна зависност меѓу релативната тврдина според Мосовата скала (M) поголеми од 1 со **коэффициент на јакост** (f) според Протоѓаконов, по следната формула:

$$f = 3.2 M - 2.8$$

Тврдината најчесто служи за процена на отпорот при: ископ, дупчивост и другите технолошки својства на карпестите маси.

АБРАЗИВНОСТ

Абразивноста е дефинирана како способност на карпестата маса да предизвикува трошење на машините поради триење, независно од состојбата на карпестата маса. Абразивноста е посебно значајна при дупчењето и изработката на подземните простории со тунелски машини. Според Шрејнер, коэффициентот на абразивност (K_{ab}) се добива на следниот начин:

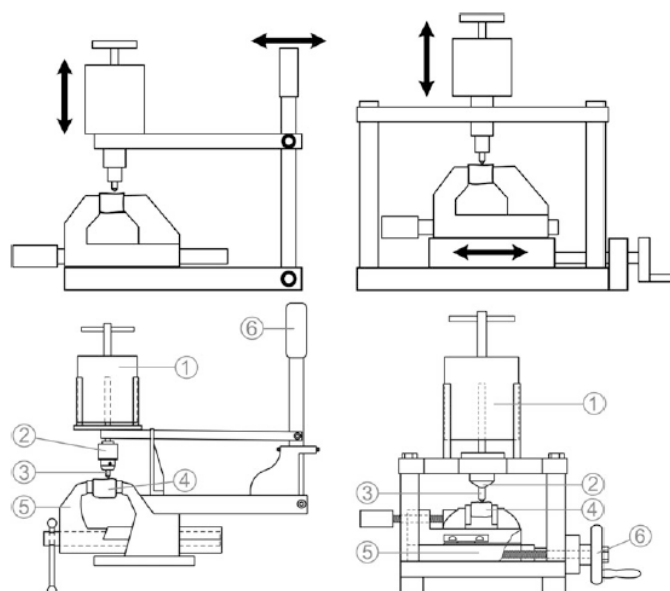
$$K_{ab} = V_s / P \quad (cm^3/m * kg)$$

Каде што е: P – сила со која се врши притискање (kN); V_s – абене на материјалот на прстенот на 1 m пробивање (cm^3/m).

ОСНОВНИ ТЕХНИЧКИ СВОЈСТВА НА МОНОЛИТНИТЕ ДЕЛОВИ НА КАРПИТЕ

Испитување на абразивноста се врши, така што примерокот од карпата се притиска со ротациски прстен, при што се мерат тежините на прстенот пред и по одреден број ротации. Така се пресметува абењето на материјалот на прстенот на 1 m од патот што го поминува низ карпата. Може да се определи и по метод на Росивал преку споредба со тврдината (види Анекс 4).

Според ISRM, за употреба се препорачува т.н. Черчар тест (Слика 4.29). Суштината на тестот се состои во тоа што карпест примерок во форма на диск или со неправилна форма се поставува и се прицврстува во апаратот за тестирање. Иглата што продира во карпата, внимателно се спушта на нејзината површина, при што се мери поместувањето од 10 mm на иглата при товар од 70 N. Површината на абење на иглата се мери под микроскоп со точност од 0,01 mm.



Слика 4.29 Шема за испитување на абразивност со т.н. Черчар тест: оригинална апаратура (лево), модифицирана апаратура за тестот (десно); 1) тег, 2) водилка за игла, која продира во примерокот, 3) игла, 4) примерок од карпа 5) држач, 6) рачен винт (Вест 1989)

Абразивноста се изразува преку т.н. CAI - параметар (од англ. Cerchar Abrasivity Index) како бездимензионална единична вредност и се пресметува со множење на површината на абење наведена во единици од 0,01 mm со број 10.

На пример, ако врвот на иглата се потроши за 0,25 mm, тогаш вредноста на CAI = 2.5.

Во практиката, абразивноста најповеќе зависи од количеството на кварцна компонента во карпестата маса, како минерал кој е многу тврд и најчесто присутен во сите карпи. За негово дефинирање се користат податоци од минералолошко петрографски анализи, каде се дефинира содржината на кварц (Q)

во проценти, или т.н еквивалентна содржина на кварц (EQC од англ. Equivalent Quartz Content), по следната формула:

$$EQC = \sum A_i R_i (\%)$$

Каде што е: A_i – индекс на абразивност за цел примерок, помножена со абразивност според метод на Росивал (R_i) за секој минерал (види АНЕКС 4) каде n е број на минерали во примерокот ($i=1$ до n).

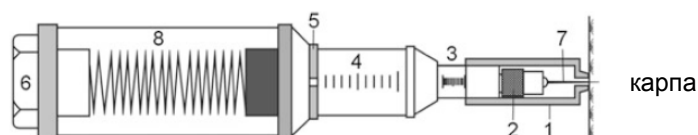
Класификацијата на карпите според CAI индексот е прикажана во Табелата 4.2.

Табела 4.2. Класификација на карпите според вредност на CAI

Вредност на CAI	Класа на карпи според абразивност
0.1 - 0.4	Екстремно ниска
0.5 - 0.9	Многу ниска
1.0-1.9	Ниска
2.0-2.9	Средна
3.0- 3.9	Висока
4.0-4.9	Многу висока
>5	Екстремно висока

ТЕСТ ЗА ДЕФИНИРАЊЕ НА ИНДЕКС НА ПРОДИРАЊЕ СО ИГЛА

Во практиката, во одредени случаи како корисна постапка се користи тест за дефинирање на индекс на продирање со игла. Скратено се означува како NPI од англискиот израз **Needle Penetration Index**. Овој тест е доста едноставен, при што може да се употреби за индиректно дефинирање на некои физичко-механички карактеристики на монолитните делови на карпата. Тестот се изведува со помош на специјален едноставен апарат, кој се нарекува **иглест пенетрометар** или на англиски јазик – **needle penetrometer** (Слика 4.30).

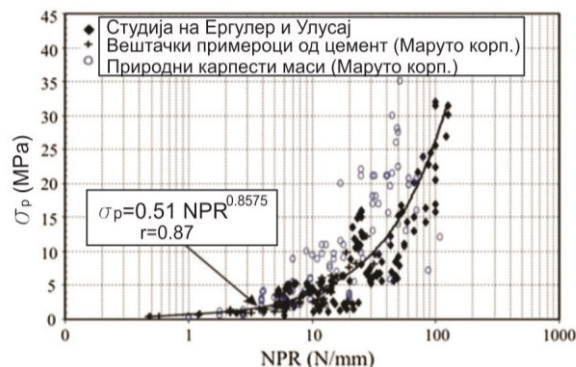


Слика 4.30. Апаратура за испитување на индексот NPI: 1) притиснувач, 2) клип, 3) мерен инструмент за мерење на продирање, 4) уред за регистрација на притисок, 5) прстен, 6) капа на инструмент, 7) игла за продирање во карпата 8) федер

Тестот се смета како соодветен за примена кај меки карпи, заглинети зони, при испитување на камен вграден кај историски објекти и слично, а може да се изведува во лабораториски услови или на терен. NPI вредноста се дефинира како однос меѓу силата, која се приложува при испитувањето (F) со вредноста на продирање на иглата во карпата (D) и се изразува во N/mm , при што за пресметка се користат следните случаи:

- За $F=100\text{ N}$ и $D<10\text{ mm}$ се користи формула: $NPI=100/D$
- За $D=10\text{ mm}$ и $F<100\text{ N}$ се користи формула: $NPI=F/10$

Вредноста на NPR добро корелира со јакоста на притисок, модулот на еластичност и со други параметри. Еден пример во вид на корелација со јакоста на притисок е прикажан на Сликата 4.31.



Слика 4.31 Корелација меѓу индексот NPR и јакоста на притисок (според Ергулер и Улусај 2007)

Очигледно е дека овој параметар може корисно да биде употребен и за процена на напредување на тунелски ископ со тунелски машини, отпор при копање, абразивност и други параметри, па затоа се смета како еден од најкорисните помошни тестови во механиката на карпите.

ТЕХНОЛОШКИ СВОЈСТВА

Технолошки својства на карпите се оние својства што се манифестираат при нивната обработка и при изведувањето на работите во нив. Позначајни технолошки својства се: обработливоста, дупчивоста, дробливоста, отпорноста при мириањето, растреситоста, условите за збиеност и др.

Обработливоста на карпите се манифестира преку условите за обработка на карпите со различни алатки. Таа може да биде полесна или потешка, подобра или послаба, но целта е на карпите да им се даде соодветна форма во вид на: коцка, призматични плочи, блокови и др.

Дробливоста на карпите е отпор што го дава карпата при ситнењето, т.е. кога е изложена на дејство на динамичка сила. Таа е посебно значајна кога се избира машинската опрема за дробење на карпите. Се испитува на повеќе начини, но најпозната е т.н. **Третонова постапка**. Испитувањето се врши во еден метален цилиндар, каде што се поставува дробена карпа врз која се пушта да паѓа тег. Се изразува преку коефициентот на дробењето:

$$K_d = \frac{20 \times n}{L} \text{ [mm}^{-1}\text{]}$$

Каде што е: n – број на удари на тегот; L – висина на столбот од настанатото ситнење на зрна помали од 5 mm во мензура со стандардни димензии (mm).

Според Британските стандарди, на сличен начин се дефинира влијанието на удар врз агрегатот (анг. **Aggregate Impact Value-AIV**). Постапката се користи за дефинирање на квалитетот на дробениот камен кога тој се користи како агрегат. За дефинирање на релативниот отпор при дробење на агрегатот се користи вредноста на дробливост на агрегатот (анг. **Aggregate Crushing Value-ACV**).

Отпор при дупчење на карпите е својство, кое се појавува во фаза на подготовка на истражни дупнатини или дупнатини за минирање. Врз основа на отпорот што го даваат карпите при дупчењето се врши категоризацијата на карпите. Најповеќе зависи од абразивноста, но во практика, како соодветна се користи постапката на Ржевскиј (1973) кој предлага да се користи параметар наречен показател на тежината на дупчење (P_{tb}) којшто се пресметува според следната формула:

$$P_{tb}=0,007 (\sigma_p + \tau) + 0,7 \rho$$

Каде што е: σ_p – јакост на притисок (МПа); τ – јакост на смолкнување (МПа);
 ρ – густина (gr/cm^3).

По овој критериум, се издвоени 5 класи карпи и тоа: класа I – леснодупчиви со $P_{tb} = 1 - 5$; II – среднодупчиви со $P_{tb} = 6-10$; III – тешкодупчиви со $P_{tb} = 11 - 15$; IV – многу тешкодупчиви со $P_{tb} = 16 - 20$ и класа V – екстремно тешкодупчиви со $P_{tb} = 21 - 25$.

Во секој случај, дупчивоста е потребно да се познава при: решавање на проблеми на истражувањето на теренот, дупчење и минирање на карпите, ископ со тунелски машини, експлоатација на вода и минерални сировини и др.

Треба да се спомене дека подетално некои од опишаните методи се прикажани во препорачаните методи на ISRM. Овие методи треба да се применуваат секогаш кога е можно во практиката за да се избегнат проблеми со толкување на резултати добиени од различни испитувања (Улусај 2015).

ПРАШАЊА ЗА ДИСКУСИЈА

- Како се делат техничките својства на карпите?
- Набројте ги основните физички својства на карпите и направете разлика меѓу специфична тежина и волуменска тежина!
- Какви видови волуменска тежина се разликуваат и од што зависи најмногу таа?
- Кои се основните видови на јакост на монолит?
- Што е индекс на јакост?
- Како се дефинира тврдината кај материјалите, кои се основните методи за испитување на абењето и како се дефинира абењето на карпите?
- Набројте ги основните технолошки својства на карпите!

5 ДИСКОНТИНУАЛНОСТ НА КАРПЕСТИТЕ МАСИ

ОПШТО ЗА ДИСКОНТИНУАЛНОСТ

Карпестите маси содржат разни видови на дисконтинуитети, што е основна причина да се третираат како прекинати или дисконтинуални средини, а не како континуум. Во структурната геологија, инженерската геологија и механиката на карпи, како позначајни видови на дисконтинуитети се: испуканоста, слоевитоста, шкрилавоста, цепливоста, лачењето, карстните форми и појави и др. Од механички аспект најзначајна е испуканоста, од која зависат голем број други својства и состојби на карпестите маси.

ИСПУКАНОСТ НА КАРПЕСТИТЕ МАСИ

Испуканоста претставува едно од основните физичко-структурни својства на карпестите маси. Од неа во најголема мера зависат речиси сите физички и механички карактеристики на карпестите маси, нивното однесување при оптоварување и растоварување, хидрауличните својства, можноста за примена на одредени технички интервенции и ефектите од нив, носивоста и стабилноста, техниката и технологијата на ископ итн.

Најчесто во практиката се среќава дефиницијата според австрискиот научник Леополд Милер, според кој под „пукнатини се подразбираат сите површини на прекин во карпестите маси, по кои е нарушена сврзаноста на материјалот, независно од тоа дали се отворени или затворени тие, дали се протегаат на десетина метри или на неколку сантиметри, дали се со рамна или нерамна површина и дали се наполнети со некој вид материјал или не“.

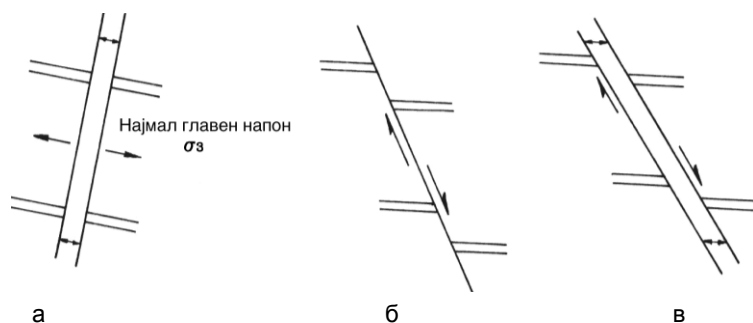
Од механичка гледна точка до појавата на лом во карпестите маси доаѓа во моментот кога силите што дејствуваат врз нив ќе ја пречекорат нивната гранична јакост. Во тој момент доаѓа до прекин на меѓумолекуларните врски и до целосно губење на кохезијата по должината на површините на ломот.

При дејство на триаксијално напрегање во поле се формираат три главни кинематски типови на пукнатини: тензиони, пукнатини на смолкнување и комбинирани системи.

Тензионите или дилатациски пукнатини се пукнатини, кои се создаваат во триаксијално напрегање и имаат површина нормална на најмалото главно напрегање σ_3 .

Пукнатини на смолкнување се јавуваат во парови на системи, кои затвораат агол од 60° и повеќе. По површината на пукнатините на смолкнување се одвива мало поместување по должината на пукнатините создавајќи така тектонски огледала со: стрии, каскади и минерална линеација.

Комбиниран систем на пукнатини на смолкнување и екстензија се создаваат во услови на дејствување на два механизми (Слика 5.1). Треба да се спомне дека постојат и пукнатини на **релаксација**, кои настануваат во рамнините нормални на насоката на максималното напрегање. Релаксацијата настанува во моментот кога престанува дејството на максималното нормално напрегање.



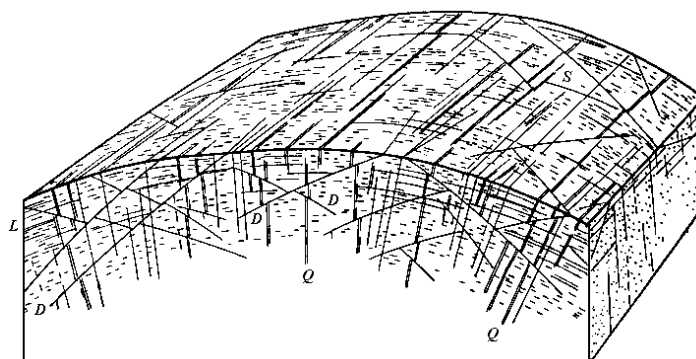
Слика 5.1 Кинематски типови на пукнатини: а- тензиона пукнатина; б - пукнатина на смолкнување (средина); в - комбиниран систем на пукнатина со смолкнување и екстензија

По своето настанување се разликуваат следните генетски видови пукнатини:

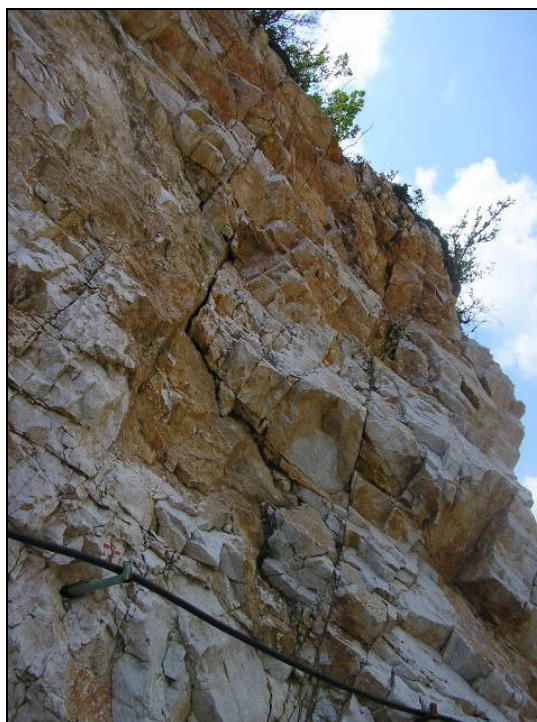
- тектонски пукнатини, кои настанале под влијание на тектонските процеси во Земјината кора (тие се најзастапени и најважни пукнатини во карпестата маса.);
- примарни пукнатини, кои настанале при самото настанување на карпите со процесите на лачењето во магматските карпи и дехидратацијата кај седиментните карпи;
- пукнатини на слоевитоста, кои се јавуваат под должинат на површините на слоевитоста кај седиментните карпи;
- пукнатини што настанале со процесите на физичко-механичкото распаѓање на карпестите маси, сврзани за мали длабини од 15 до 30 m, кои се со неправилна форма, ширина и распоред во волуменот на карпите;
- гравитациски пукнатини, кои настанале по должина на падините и косините предиспонирани за појава на: одрони, свлечишта и слични процеси;
- пукнатини, кои настанале како резултат на ефектот на ослободување на напрегањата во карпестите маси при оформувањето на ерозиските врезови од тип на: речни долини, суводолици и слични морфолошки форми на теренот. Се јавуваат по должината на падините и дната на речните долини и обично се паралелни со овие морфолошки појави.

Пукнатините ретко кога се јавуваат осамени. По правило се јавуваат низа помали пукнатини, со повеќе или помалку правилна местоположба во просторот. Множество на паралелни или субпаралелни пукнатини чинат **еден систем** или **фамилија на пукнатини** (Слика 5.2).

Сите пукнатини од едно подрачје, кои можат да му/им припаѓаат на еден или на повеќе системи сочинуваат **пукнатинска мрежа**. Пукнатинските мрежи пресекувајќи го карпестиот масив во различни правци, формираат во него одделни парчиња – блокови со различна форма и големина. Тие, на масивот, му даваат специфична структура, која е наречена **блоковска структура** (Слика 5.3).

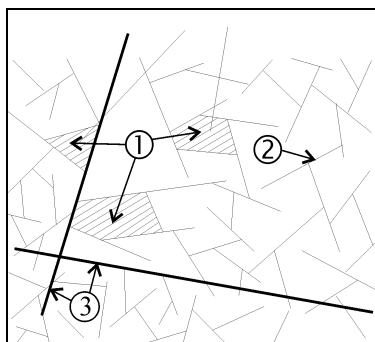


Слика 5.2 Системи на пукнатини во гранитски интрузив (според Х. Клос):
S – надолжни, Q – попречни, L – субхоризонтални, D – дијагонални пукнатини



Слика 5.3 Испукана мермерна карпеста маса со блоковска структура формирана од три приближно ортогонални пукнатински системи (мермери на засек од патот за браната „Света Петка“)

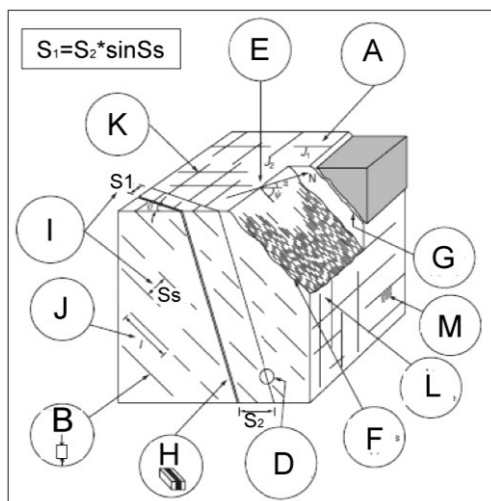
Пукнатини со ограничена должина и незначителен отвор, кои не се протегаат низ целото набљудувано подрачје, се викаат **прснатини**. Деловите на карпестата маса, кои не се наплно одвоени, а се држат меѓусебно преку монолитна маса, се викаат **материјални мостови**.



Слика 5.4 Шематски приказ на дисконтинуален карпест масив: 1 - монолит, 2 - неконтинуирани, прекинати пукнатини со материјални мостови, 3 - континуирани непрекинати пукнатини

ПАРАМЕТРИ И КЛАСИФИКАЦИЈА НА ИСПУКАНОСТА

Во геотехничката практика се развиени методи за квантитативна класификација на испуканоста. Во овој поглед постојат препорачани методи на класификација од Комисијата за стандардизација на лабораториски и теренски испитувања на ISRM. Приказ на параметрите со кои може да биде окарактеризирана карпестата маса се прикажани на Сликата 5.5 и во Табелата 5.1.



Слика 5.5 Параметри за опис на дисконтинуална карпеста маса според ISRM, 1981:
 А - тип на карпа; В - јакост на пукнатини; D - тип на дисконтинуитет (слоевитост, расед, шкрилавост и сл.) Е - ориентација со насока на пад и паден агол; F - рапавост;
 G - отвор; H - вид на наполнител; I - растојание; J - континуитет; K - број на пукнатински системи; L - големина и форма на блок; M - влажење на вода по пукнатина

Табела 5.1 Илустрација на основни параметри на дисконтинуална карпеста маса

Квантитативен опис на дисконтинуитети во карпеста маса				
Опис на карпест материјал	Опис на дисконтинуитети	Заполнител	Опис на карпест масив	Состојба на подземна вода
тип на карпа; јакост на пукнатински ѕид; распаднаост;	тип; ориентација; рапавост; отвор;	вид на заполнител и ширина	растојанија; континуитет; број на пукнатински системи; големина и форма на блокот	влажење, доток на вода низ пукнатини, притисок од вода

Треба да се истакне дека дисконтинуалните карпести маси имаат параметри со кои се опишуваат **поединечните пукнатини** и **пукнатинските системи** кои заедно ја формираат пукнатинската мрежа на целиот карпест масив.

ПАРАМЕТРИ И КЛАСИФИКАЦИЈА НА ПОЕДИНЕЧНИ ПУКНАТИНИ

Пукнатините, како поединечни појави во карпите, се дефинирани ако се познаваат повеќе карактеристики како што се:

- генетски тип на пукнатините;
- положба во просторот;
- ориентација;
- морфологија изразена преку форма и рапавост на пукнатинските површини;
- димензии (должина и просечен отвор);
- вид и карактеристики на наполнителот;
- состојба на карпата околу пукнатините;
- јакост на пукнатинските ѕидови.

Должината на пукнатините се мери по нивните траси. Траса претставува пресек на пукнатинската површина со разгледуваната површина на карпестата маса, без оглед на мереното подрачје, кое се третира. Должината на пукнатините има значајно влијание на степенот на изделеноста на карпестите маси и на привилегираните патишта за движењето на подземните води. Според овој параметар постојат многубројни класификации, а една од почесто применуваните ги користи следните термини:

- дефекти на кристалната решетка, со микроскопски димензии;
- микропукнатини или прснатини со милиметарски или до сантиметри;
- макропукнатини, со условна должина меѓу 0,10 m и 100,0 m;
- големи пукнатини, со условна должина меѓу 100 m и 10,0 km;
- големи тектонски ломови (дислокации), како пукнатини од регионален карактер со должина од десетина до стотина километри.

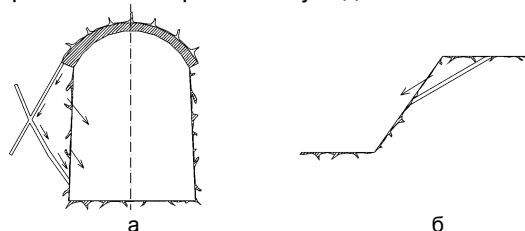
Леополд Милер предложил практична класификација врз основа на релативна поделба на пукнатините, споредено со димензиите на објектите:

- При $l = L/50 - L/5$ се работи за мала пукнатина;

- При $l = L/5 - L$ се работи за голема пукнатина;
- При $l > L$ се работи за многу голема пукнатина.

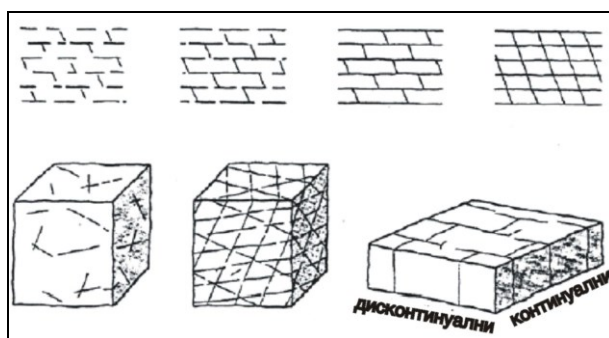
Каде што е: L – карактеристична димензија на објектот при контактната површина со карпата, l – должина на пукнатината.

Во секој случај, должината на пукнатините се смета како еден од најзначајните параметри на карпестиот масив од кој во голема мера зависи стабилноста на површината на теренот и кај подземните ископи (Слика 5.6).



Слика 5.6 Механичка улога на големите пукнатини: а – кај подземен ископ; б – кај косина

Очигледно дека пукнатините, кои, кај столбови од некоја мостовска конструкција, би се сметале како многу големи, кај браните би се класифицирале во мали пукнатини. Големите пукнатини најчесто се поврзани за рамнините на слоевитост, шкрилавост, подолги раседи и сл. Кај косините во карпа или кај фундаментите кај лачните брани, од најголемо значење е да се процени степенот на континуитет на пукнатините, посебно кога се ориентирани неповолно од аспект на стабилноста.












Слика 5.7 Приказ на континуираност на различни системи на пукнатини според ISRM – 1978

Големината на отворот или **ширината на пукнатината** е меѓусебното растојание на сидовите на пукнатината, мерено нормално на пукнатинската површина. Просторот меѓу сидовите е наполнет со: воздух, разновиден материјал или со вода. Големината на отворот е различна кај различни пукнатини и главно зависи од нивното настанување. Во механички поглед, овој параметар има влијание врз подвижноста на монолитните делови во карпестата маса, а со тоа и на нејзината деформабилност и на степенот на водопропусноста.

Под **состојба на сидовите на пукнатините** се подразбираат физичко-хемиските промени, кои се застапени во камената супстанција непосредно до сидот на пукнатината. Изгледот и карактеристиките на **сидовите на пукнатините** има големо механичко значење, пред сè, врз јакоста на смолкување.

Формата на пукнатините или нивната **морфологија** се разгледува најчесто на ниво од метарско до дециметарско подрачје на пукнатините, додека рапавоста на ниво од сантиметарско до дециметарско подрачје. Во овој контекст многу е значајна морфологијата на пукнатинските површини од која зависи подвижноста на блоковите. Влијанието на овој параметар доаѓа до израз кога пукнатините се без наполнител. Според ISRM, пукнатините по овај параметар се делат на: класи, подкласи и типови (Слика 5.8).

Класа	Подкласа	Тип	Шематски приказ
Рамни	Мазни	I	
	Рамни	II	
	Рапави	III	
Брановидни	Мазни	IV	
	Рамни	V	
	Рапави	VI	
Скалести	Мазни	VII	
	Рамни	VIII	
	Рапави	IX	

Слика 5.8 Класификација на пукнатините според нивната морфологија (Комисија за стандардизација на ISRM – 1978)

Ако ориентацијата во потенцијалната насока за смолкнување е позната, **рапавоста** може да биде измерена по должина на линеарни профили, мерени паралелно со таа насока (види поглавје 13). Целта на мерење на **рапавоста** е да се овозможи процена на јакоста на смолкнување и на ширењето на пукнатините при различни нивоа на оптоварување.

Под **пукнатински наполнител** се подразбираат материјалите со кои пукнатината е целосно или делумно наполнета, или со кои се обложени сидовите на пукнатините. Овој материјал може да биде донесен со подземна вода и наталожен во пукнатината или пак да биде трошен материјал на карпестата маса, кој настанал при формирањето на самата пукнатина. Најповолно е кога наполнителот е искристализиран од хидротермалните раствори и е составен од: кварц, калцит, лимонит и др. Во ваквите случаи поволно дејствува во механички поглед, односно како „арматура“ ги поврзува блоковите. Од видот и од карактеристиките на пукнатинскиот наполнител зависи: подвижноста на одделните монолити, деформабилноста, јакоста на смолкнувањето, водопропустливоста, соодветството на карпестата маса за примена на технички мерки за подобрување и друго.

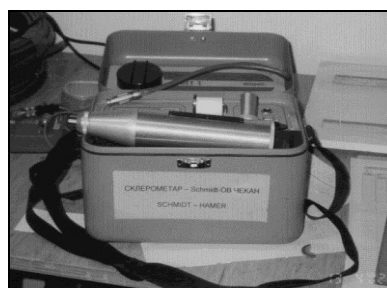
Нормалното растојание меѓу пукнатинските сидови е дефинирано како **ширина** на наполнителот. Кога нема наполнител, се зборува за **отвор** на незаполнетите пукнатини. Со оглед на различните видови на наполнителот,

МЕХАНИКА НА КАРПИ

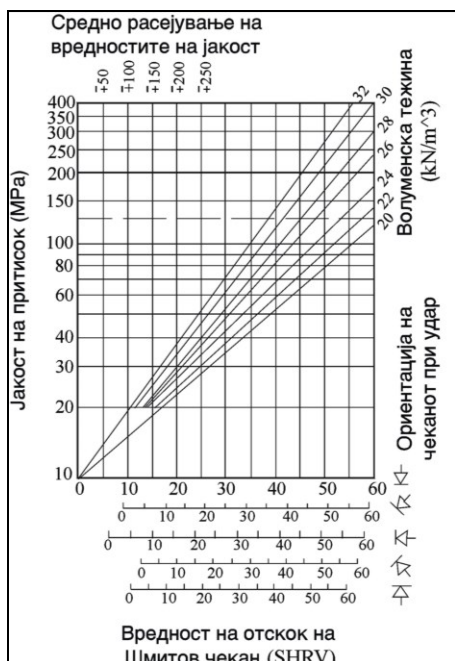
пукнатините можат да покажуваат различна јакост на смолкнување, деформабилност и водопропустност. За испитување на **јакоста** на пукнатинските сидови се користи т.н. Шмитов чекан (Слика 5.9). Според Милер (1965), јакоста на пукнатините се изразува односно може да се процени од Сликата 5.10, конструирана со помош на следната формула:

$$\log_{10} JCS = 0.0008 \text{ SHR}V * \gamma + 1.01$$

Каде што е: *JCS* (Joint Compression Strength) – јакост на пукнатински сид; *SHRV* (Schmidt Hammer Rebound Value) – вредност на отскок, која се мери со Шмитов чекан, кој е бездимензионална бројка, γ – волуменска тежина на пукнатинските сидови.



Слика 5.9 Изглед на Шмитов чекан за испитување на јакоста на пукнатински сидови (лево) и детаљ на дел од инструментот со кој се врши притискање врз карпата (десно)



Слика 5.10 Дијаграм за проценка на јакоста на пукнатинските сидови преку познати вредности на SHRВ и волуменската тежина

Ориентацијата на дисконтинуитетите во просторот е многу значајна карактеристика. Се опишува со падниот агол и со азимутот (насоката) на пад мерено во однос на правецот север. Од ориентацијата на дисконтинуитетите во однос со инженерскиот објект, во најголема мера зависи можноста за појава на нестабилност. Според **големината на падниот агол** се издвојуваат:

- | | |
|---|----------|
| • хоризонтални до субхоризонтални пукнатини | 0 – 10° |
| • пукнатини со благ пад | 10 – 30° |
| • пукнатини со среден пад | 30 – 60° |
| • стрмни пукнатини | 60 – 80° |
| • субвертикални до вертикални пукнатини. | 80 – 90° |

ПАРАМЕТРИ И КЛАСИФИКАЦИЈА НА СИСТЕМИ НА ПУКНАТИНИ

Терминот систем на пукнатини (анг. **joint set**), според оригиналната дефиниција на Сеџвик, се однесува на група паралелни пукнатини со приближно исти карактеристики. Во геотехниката за ваква група пукнатини, која има и иста старост и ист начин на настанување, се користи и терминот **фамилија на пукнатини**. Основен показател на еден систем на пукнатини е нивната густина (G) и средното растојание (L_s). Средното или просечното растојание меѓу пукнатините од еден систем се дефинира на определена мерна должина (L), која е поставена нормално на протегањето на пукнатините на следниот начин:

$$L_s = \frac{L_1 + L_2 + \dots + L_n}{n}$$

Каде што е: L_1 до L_n – поединечни растојанија од една до друга пукнатина;
 n – број на пукнатини во мерната база.

Реципрочната вредност на средното растојание ја дефинира густината на пукнатините:

$$G = 1/L_s (p/m')$$

Густината вообичаено се сведува на мерна база од еден метар. Кога мерната база е поставена во кој било правец, кој не е нормално поставен во однос на протегањето на пукнатините, секогаш се добиваат различен број пресеци за иста мерна база (x_1 до x_n). Ова се нарекува **ефект на пресекот**. Растојанието меѓу пукнатините во голема мера ја предодредува формата на поединечните блокови и е значајна за голем број други аспекти. Начинот на нивното мерење е прикажан на Сликата 5.11.



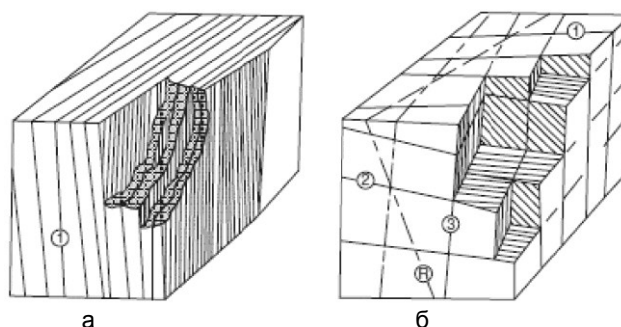
Слика 5.11 Приказ на еден систем на пукнатини со одреден паден агол (α) дефинирани со ширината на отворот (b)

ПАРАМЕТРИ И КЛАСИФИКАЦИЈА НА ПУКНАТИНСКАТА МРЕЖА

Анализите на карактеристиките кај поединечните пукнатини и на системите на пукнатини се основа за дефинирање на вкупните карактеристики на пукнатинската мрежа или на склопот на карпестиот масив. За таа цел се дефинираат следните параметри:

- бројот на застапени системи;
- појавата на поединечни или т.н. **непенетративни** пукнатини со посебно значење кога имаат значителни должини;
- меѓусебните просторни односи на застапените системи;
- вкупната бројност односно зачестеност на сите пукнатини во пукнатинската мрежа.

Механичкото однесување и изгледот на карпестиот масив доминатно е во зависност од **бројот на пукнатинските системи**, кои се пресекуваат меѓу себе (Слика 5.12).

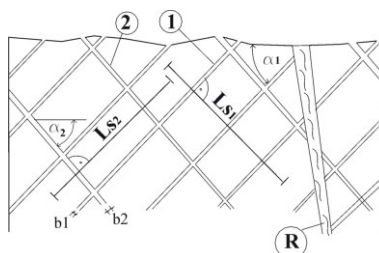


Слика 5.12 Приказ на бројот на застапени системи за различни карпести маси: а – анизотропна карпеста маса со еден систем на пукнатини (1); б – блоковски изделена изотропна карпеста маса со три системи (1,2,3) и расед (R)

Комисијата за стандардизација на ISRM ги предлага следните категории, според овој параметар:

- I – масивна карпа, со ретки случајни пукнатини;
- II – еден пукнатински систем;
- III – еден пукнатински систем плус случајни пукнатини;
- IV – два пукнатински системи;
- V – два системи плус случајни пукнатини;
- VI – три системи;
- VII – три системи плус случајни пукнатини;
- VIII – четири или повеќе системи;
- IX – здробена до трозна карпеста маса до степен на почва.

Понекогаш е многу значајно ако постојат долги **поединечни** пукнатини, кои не припаѓаат на кој било систем. Тогаш, поединечните пукнатини се регистрираат одделно, а за нив се дава детален поединечен опис (Слика 5.13).



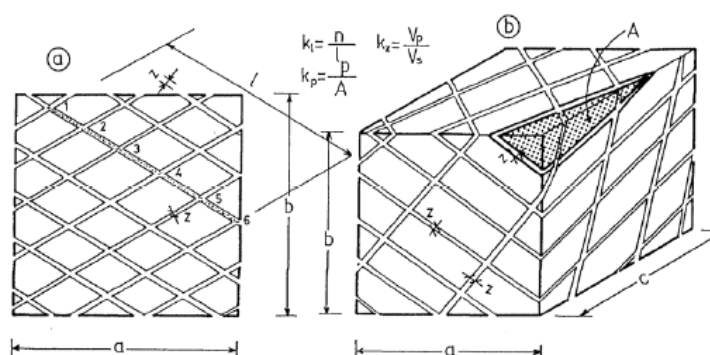
Слика 5.13 Карпест масив со два системи на пукнатини дефинирани со нивните падни агли (α_1 и α_2), отвори (b), средни растојанија (L) и присуство на голема поединечна пукнатина, односно расед (R)

ПОКАЗАТЕЛИ НА ИСПУКАНОСТА НА КАРПЕСТАТА МАСА

За целосно дефинирање на состојбата на испуканост во практиката се користат два основни термини и тоа:

- степен на испуканост, кој покажува до кој степен е карпестата маса изделена со пукнатини, а се дефинира со зачестеноста на пукнатините и на големината на блоковите;
- начин на испуканост, дефиниран со меѓусебните просторни односи на пукнатините и формата на монолитот (блокот), кој е омеѓен со пукнатини.

Постојат повеќе начини за квантитативно искажување на испуканоста, преку **линиски, површински и волуменски коефициенти** (Слика 5.14).



Слика 5.14 Шема за пресметка на линиски, површински и волуменски коефициенти на испуканост

Стини прв го дефинирал линискиот **коефициент на испуканоста** како број на пукнатини на 1m должина од разгледуваната мерна основа (откриена карпеста маса, делница на тунел и сл.), понекаде наречен и густина, интензитет или зачестеност на испуканоста.

$$k_l = n/l \quad [m^{-1}]$$

Каде што е: k_l – линеарен коефициент на испуканоста; n – број на пресек на пукнатини по должина на мерната основа; l – должина на мерната основа.

Реципрочната вредност на овој коефициент дава увид во меѓусебното средно растојание на пукнатините :

$$b_{sr} = \frac{l}{n} = \frac{1}{k_l}$$

Врз база на **линеарниот коефициент** во геотехниката често се применува класификацијата по Л. Милер, каде што карпестата маса се дефинира на следен начин:

- ретка испуканост $0,1 < k_l < 1 \text{ m}^{-1}$
- средна испуканост $1 < k_l < 10 \text{ m}^{-1}$
- честа испуканост $10 < k_l < 100 \text{ m}^{-1}$
- здробена до трошна карпеста маса $100 < k_l < 1000 \text{ m}^{-1}$

Најголем недостаток на линиските коефициенти е што се однесуваат само на една насока, па некритичка примена може да донесе до забуни за реалната состојба на испуканост кај карпи со изразена анизотропија.

Планарниот или **површинскиот коефициент** на испуканост (k_p) се дефинира како однос меѓу сумарната површина на пукнатинските отвори и вкупната површина, која се разгледува, изразено во проценти

$$k_p = (p/P) * 100 (\%)$$

Каде што е: $p = \sum l * z$ – сума на должините (l) помножена со големина на отворот (z); $P = a * b$ – разгледуваната површина на карпестата маса, z -отвор.

По овој коефициент на испуканоста Л. И. Неиштад ја предлага следната класификација на испуканоста:

- слабоиспукани карпи $k_p < 2\%$
- средноиспукани карпи $k_p = 2 - 5\%$
- многу испукани карпи $k_p = 5 - 10\%$
- значително испукани карпи $k_p = 10 - 20\%$
- исклучително многу испукани карпи $k_p > 20\%$

Планарниот коефициент потешко се определува кај карпести маси со променлива форма и големина на пукнатинските отвори и не може да ги земе предвид влијанијата на субпаралелните пукнатини со разгледуваната површина на карпестата маса.

Волуменскиот коефициент на испуканоста k_v (или пукнатинската порозност) се дефинира со процентуалниот удел на волуменот на: пукнатините, шуплините и другиот празен простор како резултат на испуканоста, во вкупниот волумен на разгледуваната карпеста маса.

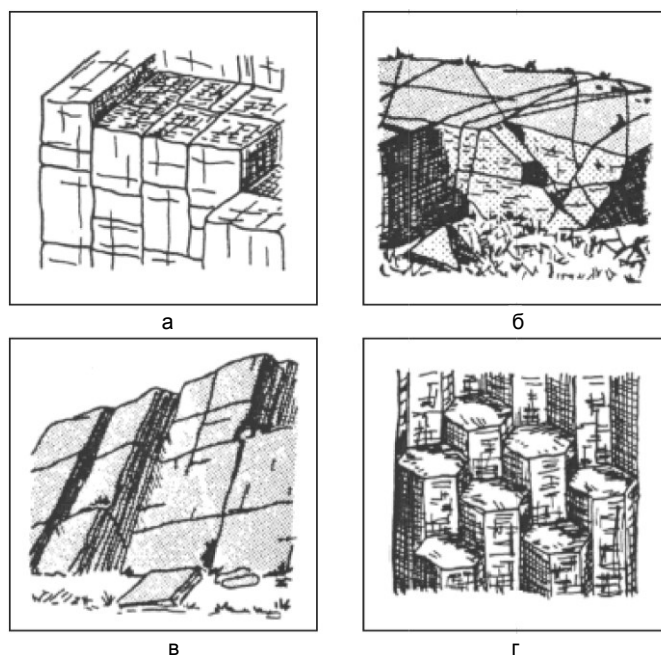
$$k_v = (V_p / V) * 100 (\%)$$

Каде што е: $V_p = \sum A * Z$ – волумен на просторот меѓу пукнатинските сидови во разгледаната карпеста маса (A – површина на пукнатините); $V = a * b * c$ – волумен на разгледуваната карпеста маса.

Треба да се има предвид дека ниту еден од споменатите коефициенти на испуканост (k_l , k_p , k_v) не ја карактеризираат и вкупната порозност на карпите („ n ”).

Со нив не може да се земе целосно предвид порозноста на карпестите маси меѓу пукнатините, како ниту порозноста на материјалот, кој се јавува како заполнител во пукнатините.

Големината на блокот и на неговата форма имаат многу големо значење за однесувањето на карпестиот масив. Бројот на системи и нивните меѓусебни просторни односи ја дефинираат големината и формата на блокот, која може да биде квадратна, ромбодарска, тетраедарска, плочеста и слично. Големината на блокот може да биде опишана во вид на индекс на големината на блокот (анг. **block size index** - Jb), кој, на некој начин, може да се поистовети со средните меѓупукнатински растојанија. Во практиката се користи и еден индиректен показател, дефиниран како вкупен број пукнатини во единица волумен од карпест масив (анг. **volumetric joint count** – Jv). Најчесто правилните форми на блокови се среќаваат кај седиментните карпи. Од **меѓусебните просторни односи** на застапените системи зависи начинот на деформирање на карпестиот масив и нивниот изглед (Слика 5.15).



Слика 5.15 Шематски приказ на формата на блоковите: а – блоковита карпеста маса; б – нерегуларно развиена испуканост; в – плочеста испуканост; г – столбеста испуканост (ISRM1981)

Карпест масив што е составен од поголеми блокови обично покажува помала деформабилност. Кога блоковите се зглобени, кај подземните работи се овозможува подобро формирање на отворот на ископот, кај косините – повисока стабилност и слично. Можностите за ископ кај каменоломите и ефектите од минирањето се исто така во голема зависност од природната големина на блоковите.

МЕХАНИКА НА КАРПИ

Во практиката, како показател за степенот на испуканост, во поново време, многу често се користи т.н. RQD-параметар (анг. Rock Quality Designation). Карпестите маси се делат во неколку категории (Табела 5.5). Во оригинал, според авторот, овој параметар се дефинира со помош на следната формула:

$$RQD = (L_p / L_t) \cdot 100 [\%]$$

Каде што е: L_p – збир на должина на парчиња од јадра кај истражни дупнатини подолги или еднакви на 10 см; L_t – должина на интервал на дупчење.

Табела 5.5 Класификација по параметарот RQD, според Дон Дир, 1974 г.

RQD (%)	Категорија и опис на карпеста маса
0 – 25	многу слаба
25 – 50	слаба
50 – 75	задоволителна
75 – 90	добра
90 – 100	одлична

Оваа формула се користи за случаи кога има истражни дупнатини, каде што се вршат детални мерења на должините на парчињата на јадрото (Слика 5.16).



а



б



в

Слика 5.16 Примери за карпеста маса: со: а) RQD =100%, јадро од истражна дупнатина за Мелнички мост; б) RQD = 60%, јадро од истражна дупнатина за браната „Света Петка“ (Матка II) ; в) RQD < 10%, јадро од истражна дупнатина за објект на автопатот Кичево – Охрид

Кога не постојат истражни дупнатини, овој параметар може да се определи на терен според методологијата на Палстром (1983 или 2005):

$$RQD = 115 - 3.3 J_V \text{ или } RQD = 110 - 2.5 J_V$$

Каде што е: $J_V = \sum G_i$ – вкупен број на пукнатини во единица волумен (p/m^3).

Хадсон и Прист извршиле голем број статистички анализи и ја предложиле следната формула за пресметка:

$$RQD = 100 (0,1\lambda + 1) e^{-0,1\lambda}$$

Каде што е: λ е линиски коефициент на испуканост (ρ/m)

Според методологијата на Хадсон и Прист, секогаш кога средното растојание меѓу пукнатините е поголемо од 30 сантиметри, теоретски параметарот има поголема вредност од $RQD = 95\%$.

Според укажувањата на Дон Дир, дефинирањето на овој параметар мора да биде внимателно, а посебно треба да се внимава ако интервалот на дупчење, за кој се вршат мерењата, припадне во две квазихомогени зони. Понекогаш се можни големи грешки за карпеста маса со сличен квалитет, како на пример, сите димензии на парчињата од карпата ако се еднакви на 11 cm, според горната формула $RQD=100\%$. За карпеста маса со приближно ист квалитет, ако сите димензии на парчињата хипотетички се еднакви на 9 cm, тогаш $RQD = 0\%$.

Треба да се спомене дека индиректно, степенот на испуканост може да се одреди и со помош на сеизмички методи со помош на т.н. коефициент на оштетеност (ξ). Овој коефициент се дефинира како однос меѓу вредноста на простирање на надолжните сеизмички бранови мерени на терен „in situ“ ($v_t - m/s$) и на монолит ($v_m - m/s$) во лабораторија. Според Кујунџиќ (1974, 1977, 1983), тој е еднаков на:

$$\xi = \frac{v_t}{v_m} \leq 1$$

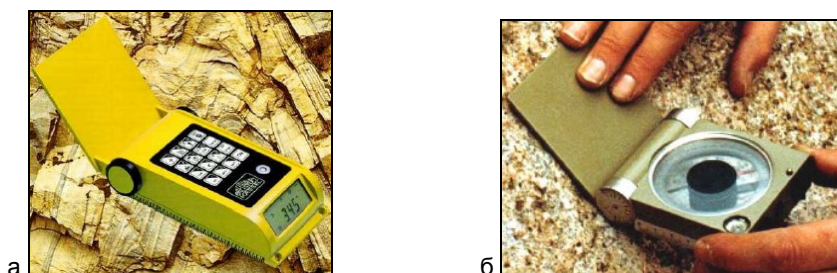
Колку е коефициентот поблизо до единица, карпестиот масив е помалку испукан и обратно, доколку е поблизо кон нулата, тој е многу испукан. Овој коефициент може корисно да послужи при издвојување на квазихомогени зони на теренот, во постапката на подготовка на т.н. Инженерско геолошки модели (ИГМ), прикажана во поглавјето 17.

ГРАФИЧКО ПРЕТСТАВУВАЊЕ НА ЕЛЕМЕНТИТЕ НА ДИСКОНТИНУАЛНОСТА

Во текот на теренските истражувања се собираат огромен број податоци за структурните елементи на карпестите маси. Најзначајните структурни елементи, кои се собираат при теренските истражувања се: **слоевитоста, фолијацијата, линеацијата, оските на малите набори, кливажот, раседите, позначајните пукнатински системи** и др. Со детаљното набљудување и проучување на откриените делови од карпите (изданоците) се собираат податоци за сите елементи на дисконтинуалноста и нивната просторна ориентација.

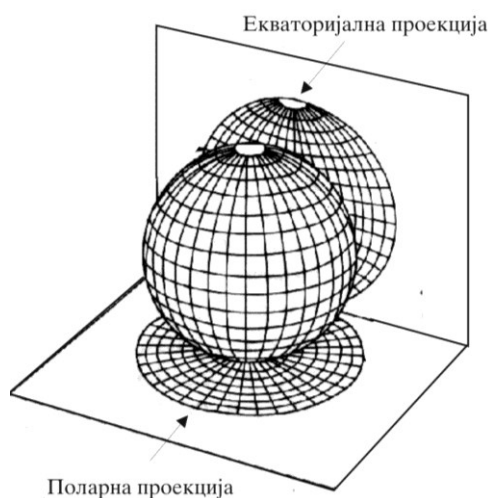
Просторната ориентација на планарните и на линераните структури е дефинирана со т.н **елементи на пад**. Под овој поим се подразбираат: **азимутот** на пад на структурниот елемент дефиниран со аголот зафатен со правецот север, **падниот агол** на структурниот елемент и **насоката на протегање** на структурниот елемент. За дефинирање на ориентацијата, доволно е мерењето на падната насока и падниот агол, кои скратено се означуваат со ЕП (скратеница од елементи на пад). На пример, рамнина со насока на пад кон север има азимут 0° ,

кон исток – 90° , кон југ – 180° , кон запад – 270° , кон северозапад – 315° итн. Рамнина со падна насока кон север и паден агол под 45° со хоризонтала, се означува со бројката ЕП = $0/45^\circ$, со падна насока кон југ и паден агол под 50° со хоризонтала, со бројката ЕП= $180/50^\circ$ итн. Елементите на падот на планарните и линеарните структури се мерат со т.н. **геолошки компас**. За разлика од географскиот компас, на геолошкиот компас исток лежи на западната страна, а запад на источната страна. Компасот се состои од: куќиште, бројна азимутна скала прикажана во круг поделен на 360° со централна игла на која лежи магнетната стрелка (Слика 5.17).



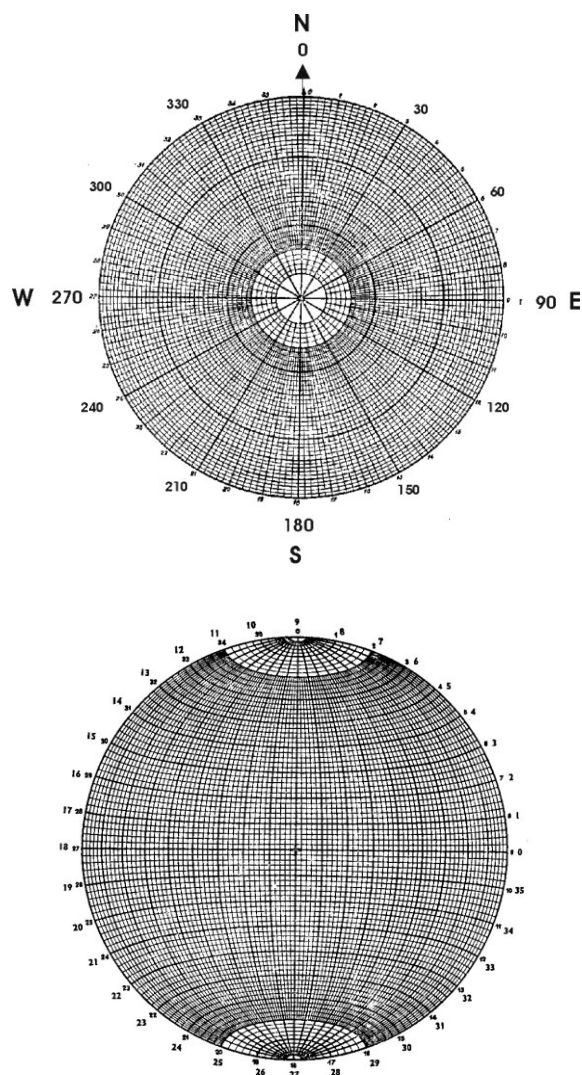
Слика 5.17 Видови геолошки компаси: а – дигитален компас, б – тип Clag;

Повеќето геолошки компаси се опремени и со: направа, која се вика клинометар за мерење вертикални агли, огледалце за визирање и други елементи. Собраните податоци за структурните елементи се прикажуваат на геолошките и на инженерскогеолошките карти. Во практиката се јавува потреба и од нивна дополнителна обработка. За таа цел посебно соодветствува обработката на структурните елементи во т.н **стереографска проекција**, која е всушност проекција на една топка во хоризонтална или вертикална рамнина (Слика 5.18).



Слика 5.18 Проекција на топката во хоризонтална (поларна) и во вертикална рамнина (екваторијална)

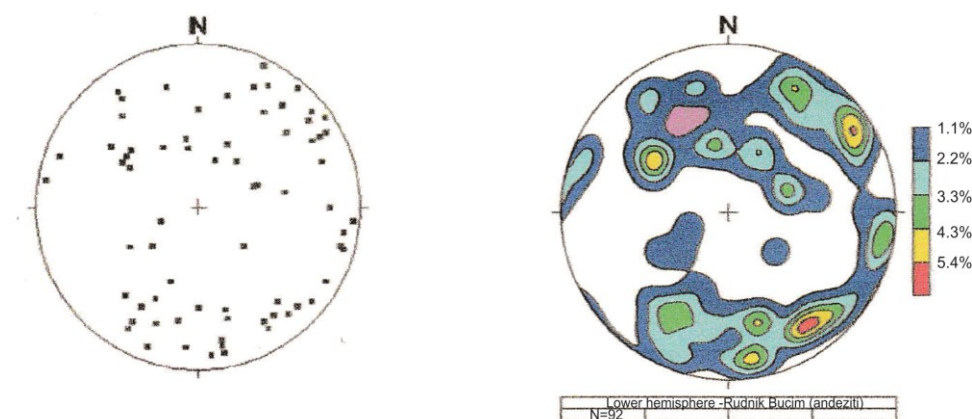
Проекцијата на топката во практиката најчесто се врши на т.н. **Шмитова мрежа**, која е составена од т.н. екваторијална и поларна мрежа (Слика 5.19).



Слика 5.19 Поларна (горе) и екваторијална (долу) проекција на Шмитова мрежа

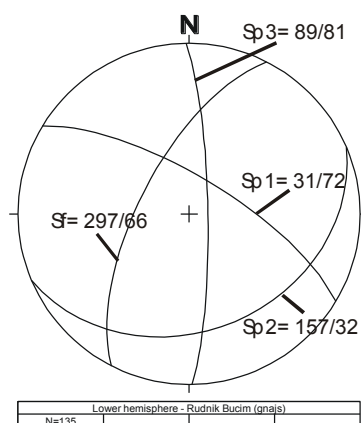
При тоа, вообичаено за проекција се користи само долната или горната полутопка. Детали за принципите на приказот на рамнини на: слоевитост, испуканост, фолијација, линеација, раседи и други елементи, подетално се објаснети во сите учебници за структурна геологија или за геолошко картирање и во Анексот 1 на книгата. Бидејќи на терен се собираат голем број податоци, во практиката тие се анализираат статистички. Целта е да се дефинираат најчестите и репрезентативните вредности за елементите на пад на кој било структурни елементи. Ако на дијаграмите се анализира само еден вид податоци (на пример

само пукнатините), се добива **парцијален дијаграм**. Ако се нанесуваат повеќе видови податоци (на пример фолијација и пукнатински системи), тогаш се добива **колективен дијаграм**. Со нанесување на т.н. **полови на рамнинските елементи (планарите)** или **линеарните елементи (линеарите)** се добива точкест дијаграм (Слика 5.20).



Слика 5.20 Точкест (лево) и контурен дијаграм (десно) на пукнатини за андезити од површински коп за бакар „Бучим”, Радовиш

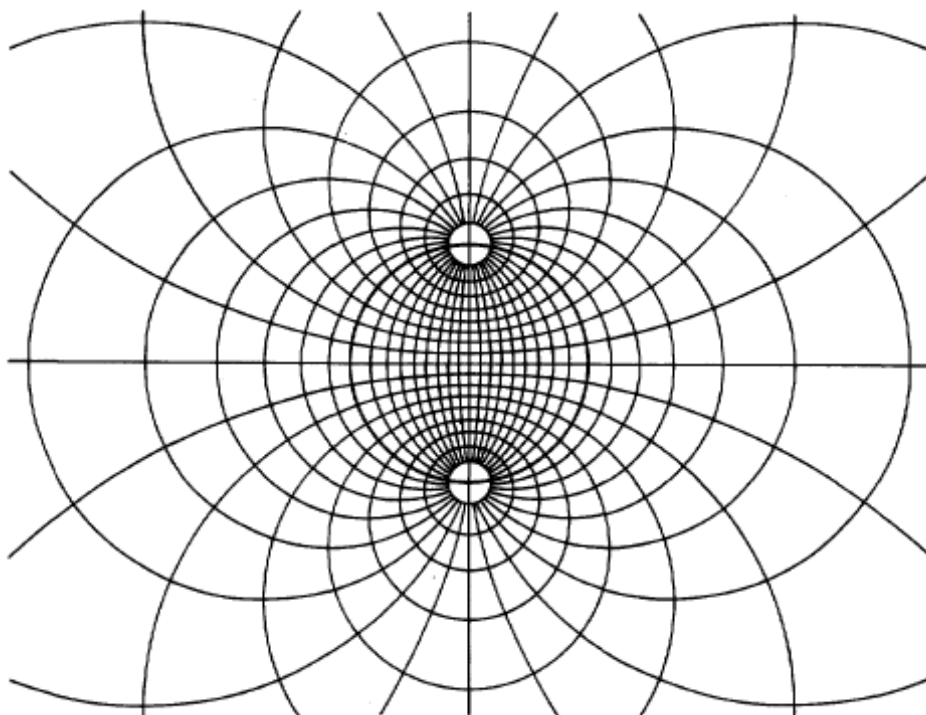
Кога ќе се издвојат изолинии на густина, се добива контурен дијаграм, на кој се прикажуваат подрачјата на класи со различна густина на застапеност на структурните елементи. Ако на контурниот дијаграм се издвојат зоните на максимална концентрација на половите на рамнините, може да се добијат репрезентативни **статистички (меродавни) вредности** за конкретно хомогено тектонско подрачје. Статистичките вредности се прикажуваат најчесто со трасите на рамнините (Слика 5.21).



Слика 5.21 Дијаграм на траси на планарни површини рамнини на фолијација (Sf) и за пукнатински системи (Sp) за гнајсеви од површински коп за бакар „Бучим”, Радовиш

Податоците за трасите можат да се искористат за решавање на низа метрички задачи во: геотехниката, структурната геологија и други дисциплини.

Во геотехниката мошне често овој начин на приказ се користи кај: решавање на проблеми на стабилноста на косините, одредување на форма на блоковите, проблеми во тунелоградбата и други анализи со примена на **теоријата на блокови**, каде што податоците се прикажуваат на композитна мрежа прикажана на Слика 5.22.



Слика 5.22 Композитна мрежа за проекција на рамнини на горна и долна хемисфера, каде што како референтна мрежа се користи екваторијалната мрежа според Гудман (1985)

Како заклучок, повторно се потенцира дека дисконтинуалноста е една од најзначајните својства на карпестите маси и речиси да нема проблем во механиката на карпите, каде што не е таа од првостепено значење.

ПРАШАЊА ЗА ДИСКУСИЈА

- Што е испуканост и со кои основни параметри може да се дефинира?
- Објаснете што треба да се познава кај една испукана карпеста маса според постапката на ISRM!
- Објаснете на кои начини може да се пресмета параметрот RQD!
- Со што се мерат елементите на пад на геолошките структури?

- Како може да се претстават структурите во просторот?
- Што подразбирате под терминот контурен дијаграм и што се статистички елементи на пад на структурите?
- Објаснете накратко каде се користат анализите на пукнатинските системи во геотехниката!

6

ХЕТЕРОГЕНОСТ И АНИЗОТРОПИЈА НА КАРПЕСТИТЕ МАСИ

ОПШТО

Хетерогеноста и анизотропијата се многу значајни елементи, кои придонесуваат за сложената градба на карпестите маси. Затоа, од особена важност е да се применат соодветни процедури при нивно испитување, за да се помогне кон поуспешно осознавање на проблемите во механиката на карпи. Од овие причини, во рамките на ова поглавје, се прикажани некои од најзначајните аспекти поврзани со овие прашања.

ПОИМ ЗА ХОМОГЕНОСТ И ХЕТЕРОГЕНОСТ

Хомогеноста, односно хетерогеноста на карпите е својство што го дефинира начинот на нивната градба. По дефиниција **хомогено** е она техничко или геолошко тело, кое е изградено на ист начин во сите свои делови, а сите негови физичко-механички својства се еднакви во секоја негова точка. Во спротивно, телото е нехомогено, односно **хетерогено**. Речиси, по правило, карпестиот масив е хетероген, што е условено од поголем број фактори, како што се:

- хетерогеност на составот и физичката состојба, која е условена од: литолошките промени на карпите во масивот, карактерот на нивно појавување (масивност, слоевитост, шкрилавост, набраност), различната испуканост во различните делови, зони на распаѓање, различна водопропустливост и сл.;
- хетерогеност на напонската состојба, која е предизвикана со невоедначената распределба на природните напони во масивот и со промените на напрегањата како резултат на градежната активност при: изградба на објекти, засечување на падини, подземни ископи, притисок од објектите, вештачките акумулации, промена на хидродинамичкиот режим и др.

Поимите хомогеност или хетерогеност се релативни и зависат од големината на разгледуваното подрачје, бидејќи карпестите маси се одликуваат со различни квалитативни и квантитативни својства со промена на разгледуваниот волумен.

Затоа, во практика кај карпестите маси, од посебно значење е да се дефинира т.н. **статистичка хомогеност** или **квазихомогеност**. Ова значи дека својството, кое е предмет на анализа, се дефинира со некоја средна **статистичка** вредност и одредено ниво на варирање на околу средната вредност, дефинирани со некоја статистичка распределба на параметрите (види во поглавјето 16).

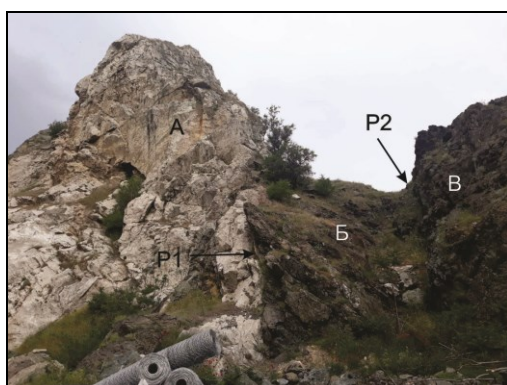
Според ваквиот пристап, поимот **квазихомогена или статистички хомогена зона** се однесува на дел од карпестата маса, која, во конкретен случај, може да се третира како хомогена по одредено својство. Во таквите зони се очекуваат слични услови за изведба на објектот, ист начин на ископ, исто механичко однесување и др. Промените на различните квазихомогени зони во масивот

можат да бидат чести и во хоризонтална и во вертикална насока. Примери за различни квазихомогени зони се прикажани на следните слики.

На Сликата 6.1 е прикажан пример на квазихомогени зони, кои јасно се издвојуваат и според распаднаста и според испуканоста. На Сликата 6.2 (лево), пак, е прикажан реален изглед на две зони со различен степен на испуканост и распаднаст во хоризонтален правец, додека на Сликата 6.2 (десно) е прикажана литолошка хетерогеност кај флишни седименти во вертикална насока.



Слика 6.1 Реален изглед на еден хетероген андезитски масив по состојба на испуканост и распаднаст: квазихомогени зони на многу испукан, распаднаст и хидротермално изменет андезит (кафеава боја) и посвеж, блоковски испукан андезит (сива боја) од патот Штип - Радовиш (фотографија од Т. Јовановска)



Слика 6.2 Две квазихомогени зони по параметар на испуканост и распаднаст за мермери на патот за браната „Света Петка“ (десно) и хетерогена градба на масив со измена на литологија во хоризонтален правец кај палеозојски комплекс составен од мермери (А), шкрилести карпи (Б и В) кои се одвоени и со раседи (P1 и P2) на патот Велес - Градско (лево)

НЕКОИ НАЧИНИ ЗА ДЕФИНИРАЊЕ НА ХЕТЕРОГЕНОСТА

Со цел да се овозможи квантификација на хетерогеноста, М. В. Рац го вовел терминот **елемент на хетерогеноста**, под што се подразбира големината на подрачјето, кое може да се смета како хомогено во поглед на определено својство. Според апсолутната големина на елементите на хетерогеност, тој издвојува четири категории на хетерогеност (Слика 6.3):

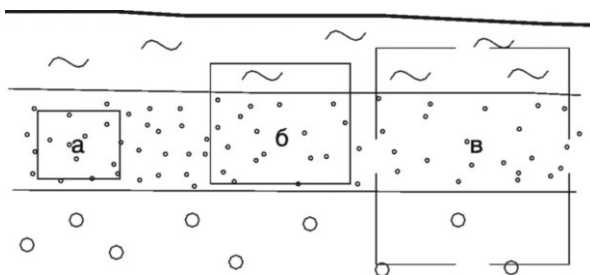
- хетерогеност од I ред, односно хетерогеност на цели геолошки формации (Овај тип на хетерогеност подразбира присуство на геолошки формации со различен состав и структура, промена на карпести маси создавани при различни услови, хидротермални измени, површинско распаѓање и др.);
- хетерогеност од II ред, која во геологијата е позната како хетерогеност на структурата и составот на карпест масив во еден пакет или слој, карактеристична со измени на слоеви со различен состав кај флишни седименти, присуство на макроскопска испуканост, помали тектонски и неотектонски дислокации и др.;
- хетерогеност од III ред е позната како хетерогеност на составот и структурата на монолит на карпата, изразено со разлики во минералошкиот и хемискиот состав, форма и големина на зрната, неуреданост во распоредот на порите, различен начин на контакт меѓу минералните зрна, присуство на микропукнатини и др.;
- хетерогеност од IV ред е поврзана со присуство на дефекти во кристалната решетка на минералите и празнините во градбата.



Слика 6.3. Шематски приказ на различни категории на хетерогеноста според М.В.Рац: Lc-линиска големина на елементот на хетерогеност; Lg-линиска големина на испитуваното подрачје

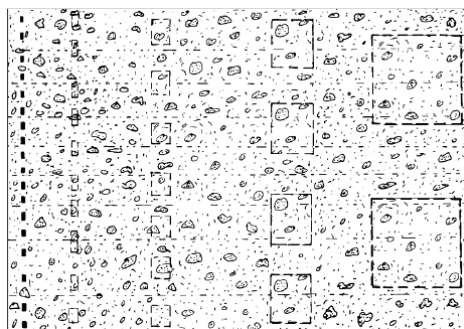
Дијагоналата, која е поставена приближно на средина на дијаграмот, го дефинира односот $Lg/Lc=10$. Над дијагоналата секој однос $Lg/Lc>10$ дефинира т.н. хомогеност на средината, додека под дијагоналата се работи за хетерогеност.

Ова укажува дека хетерогеноста многу зависи од големината на разгледуваното подрачје (Слика 6.4).



Слика 6.4. Шематски приказ на релативни односи на хомогеноста кај седиментни карпи во зависност од подрачје на разгледување: **а** – хомогено подрачје; **б** и **в** – хетерогено подрачје

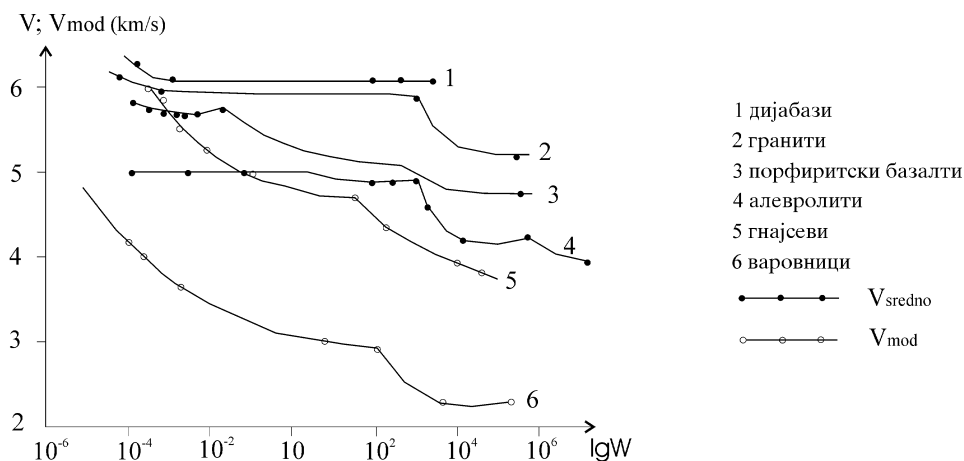
Дури и кај карпа од ист вид може да се забележи разлика во хетерогеноста. На пример, еден конгломерат ако се разгледува на површината од 1 dm^2 , може да биде многу хетероген, но ако се разгледува на површина од неколку m^2 , може да се третира како хомогена средина (Слика 6.5).



Слика 6.5. Шематски приказ на еден конгломерат со различни можности за дефинирање на термините хомогеност – хетерогеност во зависност од подрачје на разгледување (Лапчевик 1996, 2005)

На хетерогеноста на карпестиот масив во голема мера влијае степенот на испуканост. На Сликата 6.6 е прикажана постапка за истражување на хетерогеноста по параметар на испуканост со помош на сеизмоакустични мерења. Ова е прикажано во вид на дијаграм на зависност $\log W=f(v_{mod})$ и $\log W(f(v))$ за неколку типови карпести маси. Процената на хетерогеноста се врши со анализата на дијаграмот на промена на средни или модални брзини во

зависност од должината на базата (L) или од големината на волуменот $W=0.2\lambda^2L$, кој е зафатен со мерењата, каде што (λ) е должина на бранот.



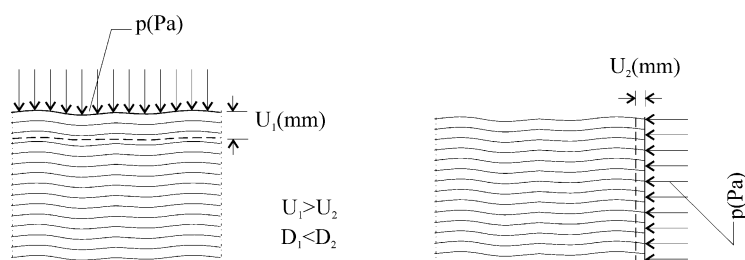
Слика 6.6 Средни (V_{sred}) и модални (V_{mod}) брзини на надолжни еластични бранови во зависност од волуменот на карпата, зафатен со мерење, добиен на различни инженерски објекти (според А. И. Савич и Л. Д. Лавров)

Авторите процениле дека од наклонот на одделните криви квантитативно може да се одреди степенот на хетерогеност, а кај точките на остри преломи на кривите има промена на големина на блокови од различен ред. Скоковитите промени на брзината укажуваат на хетерогеност од различен ред, додека рамномерните промени укажуваат на незначајна хетерогеност во зоната на разгледуваното подрачје. Со цел правилно да се согледа овој проблем е потребно, со геотехничките истражувања, да се изврши, колку што е можно попрецизно, издвојувањето на квазихомогените зони по параметри, кои имаат влијание врз проектните решенија. За овај аспект, од посебно значење е постапката на подготовка на инженерскогеолошки модели по соодветни параметри, опишани во поглавјето број 17.

АНИЗОТРОПИЈА НА КАРПЕСТИТЕ МАСИ

ОПШТО

Изотропно е она тело чии физичко-механички својства се еднакви во сите насоки. Кога карпестите маси покажуваат различни физичко-механички својства во различни правци повлечени од една точка, тие се викаат **анизотропни карпи**. Ако, својствата, при тоа, се менуваат и од точка до точка (или од зона до зона), карпестата маса е истовремено и анизотропна и хетерогена. Како и кај хомогеноста и овде се воведува поимот **квазиизотропија**, кој е поврзан за волуменот на разгледуваното подрачје. Карпестите маси се, по правило, изразито анизотропни. Анизотропијата им е условена во прв ред од нивната слоевитост, шкрилаовост и испуканоста (Слика 6.7 и Слика 6.8).



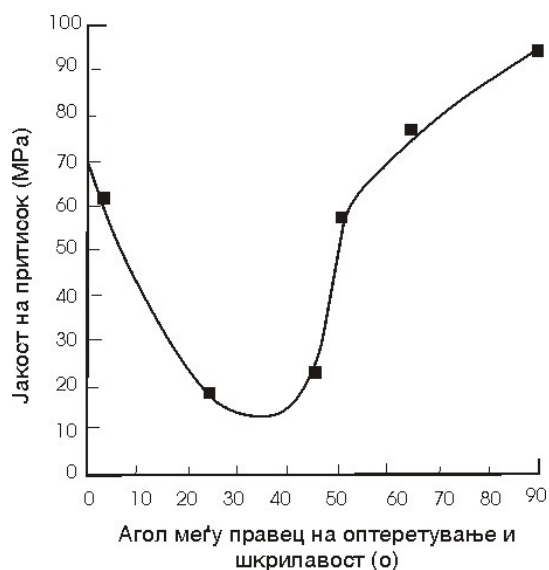
Слика 6.7 Анизотропија на деформабилноста на шкрилести карпи со различни поместувања (U) и деформабилност (D)

На Сликата 6.7 е прикажан дијаграм на деформирање кај анизотропна карпеста маса, оптоварена под ист притисок. Во првиот случај оптоварувањето е нормално на рамнините на анизотропија (1), а во вториот случај е во насока на тие рамнини (2), додека на Сликата 6.8 е прикажан еден реален изглед на анизотропен карпест масив од аспект на испуканоста.

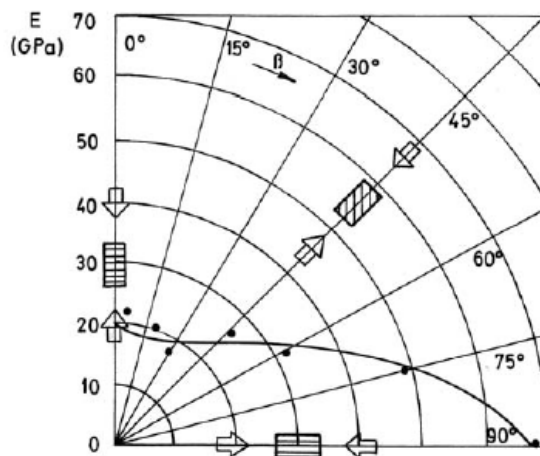
Треба да се истакне дека анизотропијата може да биде изразена и на ниво на монолитен дел од карпата, така и на ниво на разгледување на карпест масив. Ова е покажано на следните слики, за различни параметри и различни карпести маси. На пример, на Сликата 6.9 е прикажан дијаграм на јакоста на притисок за примероци од шкрилци со ист литолошки состав, но оптоварувани во различни насоки, додека на Сликата 6.10 е прикажана анизотропија на модулот на еластичност за монолити.



Слика 6.8 Анизотропија на испуканоста кај карбонатни шкрилци (засек на патот Росоман – Прилеп)

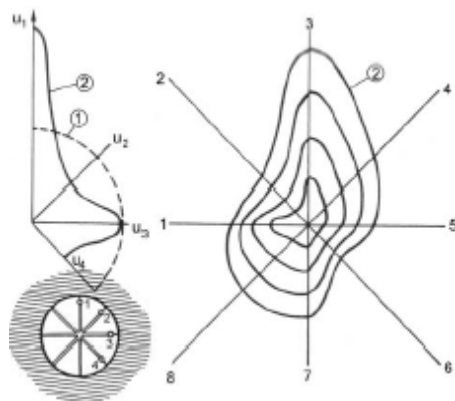


Слика 6.9 Анизотропија на јакост на притисок кај примероци од шкрилци (според Салкедо, преземено од Хек, 2007)



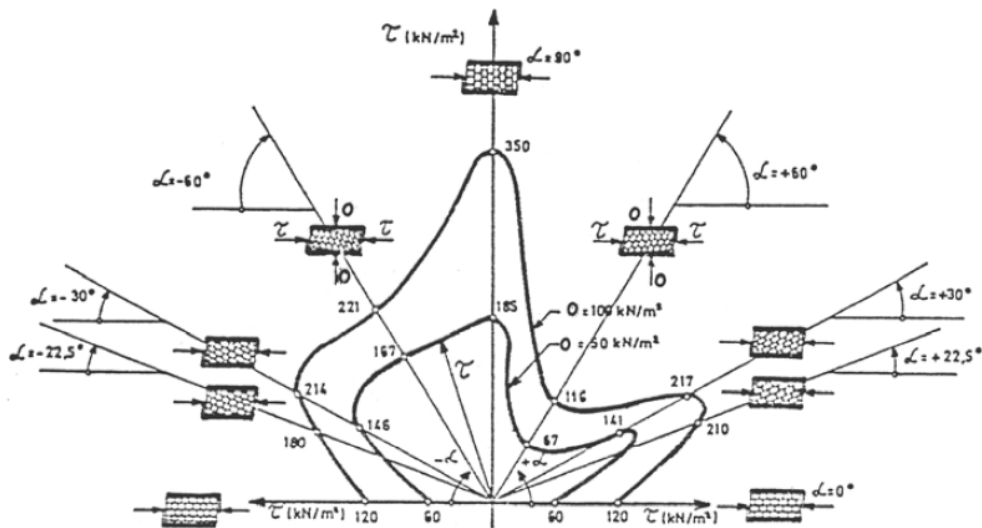
Слика 6.10. Зависност на модул на еластичност E , од аголот што го заклопува притисокот врз пробното тело со рамнини на слоевитост за едноаксијален случај на оптоварување, според Пинто (1970)

На Сликата 6.11 е прикажан начин на деформирање на еден изотропен и анизотропен карпест масив, случај на подземен ископ.



Слика 6.11 Анизотропија на деформабилноста добиена со мерење на деформации во различни правци кај тунел со опит на т.н пробна комора: **а** – радијален дијаграм на деформации добиени со мерење кај пробна комора со мерни правци; **б** – дијаграм на деформациите за опит со радијална преса, **1** – изотропна карпеста маса, **2** – анизотропна карпеста маса

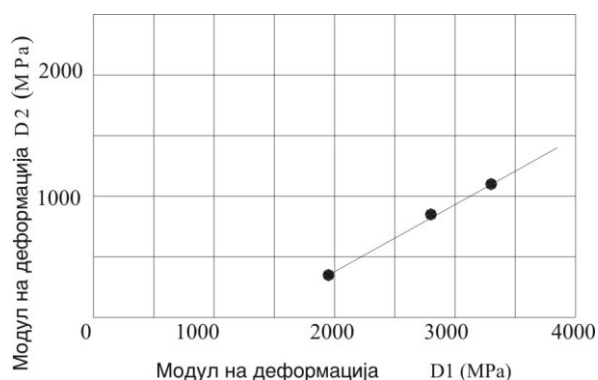
На Сликата 6.12, пак, е прикажан случај на начин на пројавување на анизотропија на јакоста на смолнување на карпест масив, додека на Сликата 6.13 е прикажана анизотропија на деформабилност на еден карпест масив, испитувана со т.н метод на сондажен дилатометар.



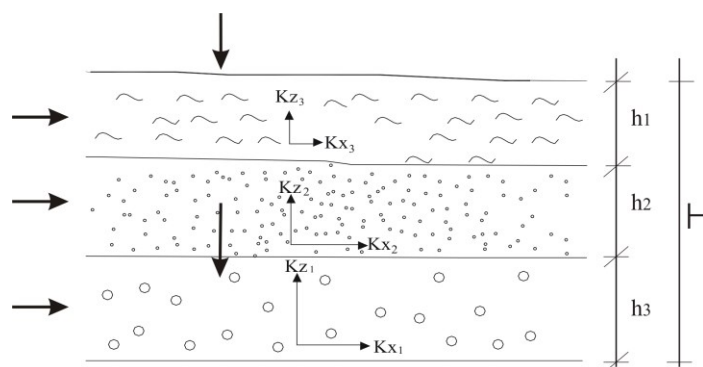
Слика 6.12 Зависност на јакост на смолкнување на карпест масив во зависност од наклон на слоеви и правец на смолкнување (Лангоф 1983)

Анизотропијата може да биде посебно изразена и кај водопропустливоста. На пример, на Сликата 6.14 е прикажан случај на различни коефициенти на филтрација во различни правци, диктирано од слоевитоста на еден масив.

Имено, слоевитите средини покажуваат анизотропија во хоризонтална и во вертикална насока, така што за вакви случаи се користи и терминот **еквивалентна водопропустливост**, кој би бил репрезентативен за цел пакет слоеви. Сите овие аспекти имаат и свое влијание при анализа на реални проблеми во практиката, при што однесувањето на масивот многу зависи од ориентацијата на структурните елементи во однос на ориентацијата на некој објект.

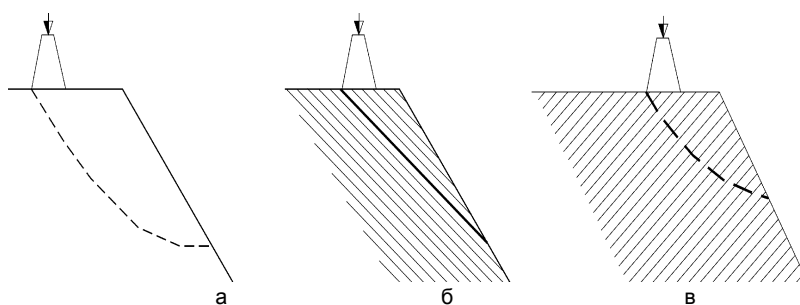


Слика 6.13 Анизотропија на деформабилноста, добиена со испитување на микашести од браната Првонек, Р Србија (Јовановски 2001)



Слика 6.14 Шема за пресметка на средна вредност на коефициент на филтрација за трислојна средина за случаи на движење на вода во хоризонтална (x) и во вертикална насока (z)

Ова е добро илустрирано на Сликата 6.15, каде што е прикажана анизотропија на смолкнувањето на карпест масив за косини со исти геометриски карактеристики. Од сликата се гледа дека формирање на потенцијалните зони на лом зависат од анизотропијата на карпестата маса. Во случајот (б) насоката на линијата на лом се совпаѓа со насоката на анизотропијата, по кој е изделена карпестата маса. Бидејќи карпестата маса во ваков случај има најмала јакост на смолкнување, тоа е и најнеповолно од аспект на стабилноста.



Слика 6.15 Анизотропија на смолкнувањето; можност на лом во изотропна (а) и анизотропна (б и в) карпеста маса

Очигледна е комплексноста на проблемот, кој бара детаљни анализи и внимателна интерпретација на правците на оптоварување од објектот и споредба со структурните насоки на анизотропија и на серија други аспекти, како и внимателна примена на методи за квантификација на анизотропијата.

НЕКОИ НАЧИНИ ЗА ДЕФИНИРАЊЕ НА АНИЗОТРОПИЈАТА

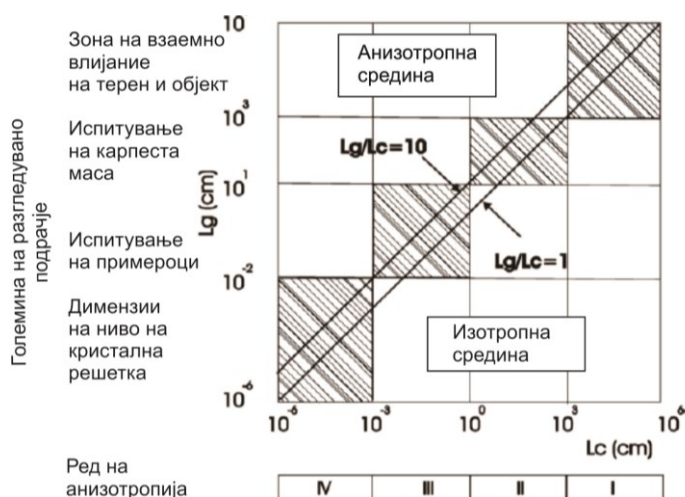
По аналогија со хетерогеноста, М. В. Рац воведува и четири категории на анизотропија (Слика 6.16):

- анизотропија од I ред, односно анизотропија на масивот е поврзана со одделни структурни единици како посебни тектонски блокови издвоени со поголеми раседи;
- анизотропија од II ред е диктирана главно од слоевитоста, измените во литологијата и испуканоста, која што се манифестира најчесто во зоната на испитување на карпестите маси;
- анизотропија од III ред е условена од начинот на уредувањето на минералните зрна (структурата и текстурата на карпата), микроиспуканоста и друго, а се манифестира на ниво на примерок од карпата;
- анизотропија од IV ред е анизотропија на кристалите и е поврзана со градбата на кристалната решетка.

Покрај дефинирање на различните категории на анизотропија, во стручната литература постојат повеќе начини за квантитативно изразување на анизотропијата, која, во принцип, се врши преку споредба на физичко-механичките или структурните карактеристики по должината на определени референтни правци. На пример, според В. В. Ржевскиј и Г. Ј. Новик, се изразува со **коэффициент на анизотропијата**:

$$Kan = \sqrt{\frac{X_{11}}{X_1}}$$

Каде што е: X_{11} – показател на некое својство на карпестата маса во правец на анизотропијата, X_1 – показател на истото својство во правец нормален на анизотропијата.



Слика 6.16 Шематски приказ на различни категории на анизотропија според М.В.Рац: Lc-линиска големина на елементот на хетерогеност; Lg-линиска големина на испитуваното подрачје

Според Џ. Лазаревиќ и Б. Кујунџиќ, анизотропијата се дефинира со т.н. **степен на анизотропија** со следниот израз:

$$1 : \frac{X_2}{X_1} : \frac{X_3}{X_1} : \frac{X_i}{X_1}$$

Каде што е: X_1 – мерено својство на карпата во избрана референтна насока;
 $X_2, X_3 \dots X_i$ – мерено својство во која било друга насока.

Во практиката се среќаваат и други изрази за дефинирање на коефициент на анизотропија. На пример, според Сомертон и др. (1970), овој коефициент се изразува како процентуална разлика на испитуваните параметри во две одредени насоки по следниот израз:

$$A_{2,1} = \frac{M_2 - M_1}{M_1} \cdot 100, (\%) \text{ за } M_2 \text{ и } M_1$$

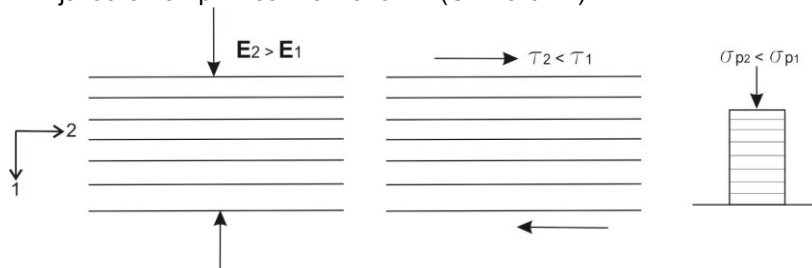
Каде што: $A_{2,1}$ – коефициент на анизотропија за правците 1 и 2, M_1 и M_2 – вредност на испитуван параметар во правците 1 и 2.

Модулот на анизотропија според Бондарик (1971) е показател на променливоста на некој параметар во разни насоки:

$$G(R)A_{x,y} = \frac{A_x}{A_y},$$

Каде што е: $G(R)A_{x,y}$ – модул на анизотропија на параметар R , A – показател на променливоста на некој параметар R , кој е статистички утврден, x и y – насоки по кој е мерен показателот на променливост.

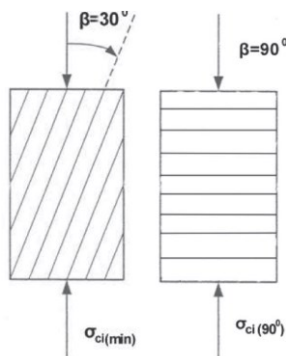
Тука треба да се истакне дека има сосема различен начин на пројавување анизотропија на деформабилност на масив во однос на јакоста на смолкнување на масив и јакоста на притисок на монолит (Слика 6.17).



Слика 6.17 Анизотропија на деформабилност (E), јакост на смолкнување на масив (τ) и јакост на притисок на монолит (σ_p) во правци 1 и 2

Од сликите е очигледно дека деформабилноста на масив, изразена преку модул на еластичност во два разгледувани правци (E_1 и E_2), на некој начин појавува обратна анизотропија, условно и релативно споредено со јакоста на смолкнување (τ) на масив и јакоста на притисок на монолит (σ_p). Според резултатите од голем број испитувања се покажува дека обично најголема јакоста при едноаксијално оптоварување се добива кога примерокот е оптоварен нормално на фолијација (или слоевитост), додека најниска при агол $\beta = 30^\circ$.

Некои резултати, според Сароглу (2013), се прикажани на Сликата 6.18.



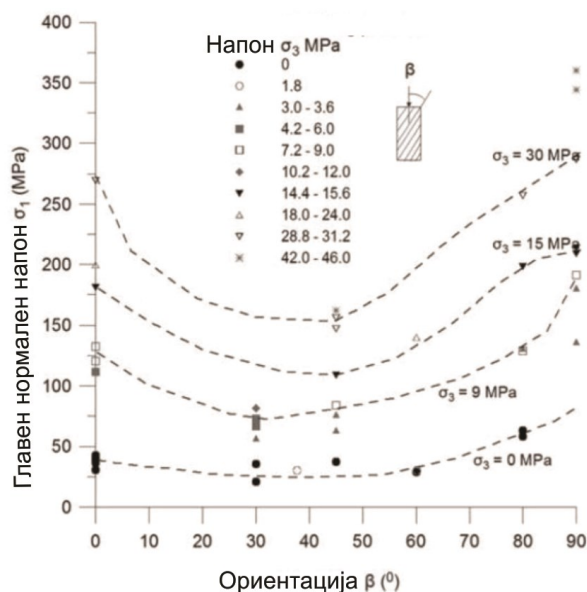
Слика 6.18 Влијание на правецот на оптоварување на примерок во однос на рамнини на фолијација за едноаксијална состојба на напрегање

Според испитувањата на Рамамурти (1993), опишано и во препораките на ISRM (2007), анизотропијата на јакоста се определува со т.н **индекс на анизотропија на јакоста** според следната равенка:

$$R_c = \sigma_c(90) / \sigma_c(min)$$

Слично однесување се пројавува и при испитување во услови на триаксијална компресија (Слика 6.19).

Во практиката постои и класификација на анизотропијата според вредностите на еластични сеизмички бранови мерени со ултразвук на примерок. За вакви случаи, според Тсидзи (1997), како параметар за опис на анизотропијата се користи вредност на индекс на брзини на сеизмички бранови I_{vp} .



Слика 6.19 Приказ на влијание на насоката на оптоварување на примерок во однос на рамнини на фолијација за триаксијална состојба на напрегање (Сароглу 2013)

Постојат и препораки за дефинирање на анизотропијата според вредностите на модулот на деформација и на поасоновитиот коефициент (Рамамурти 1993 и Квашниевски, 1993). Врз основа на овие трудови, Сароглу и Циамбаос (2007) го воведуваат и терминот **индекс на анизотропија**, при испитување на индекс на точкасто оптоварување со дијаметрален тест (I_d). Тие ја препорачале класификацијата по неколку параметри, прикажана во Табела 6.1. Податоците од Табела 6.1 понатаму се користат за дефинирање на одредени критериуми на лом за карпестите маси, како што е прикажано подетално во поглавјето 10.

Табела 6.1 Класификација за дефинирање на анизотропија според неколку параметри, Сароглу и Циамбаос (2007)

Опис на категорија на анизотропија	Вредност на индекс на анизотропија на јакоста на притисок R_c	Вредност на индекс на брзини на сеизмички бранови I_{vp}	Вредност на индекс на анизотропија на точкаста јакост I_d
Изотропија	$<1,1$	-	$I_d < 1$
Малку изразена анизотропија	$1,1 < I_{\sigma p} < 2$	$I_{vp} < 1,5$	$1 < I_d < 2$
Средно изразена анизотропија	$2 < I_{\sigma p} < 3$	$1,5 < I_{vp} < 2$	$2 < I_d < 4$
Висока анизотропија	$3 < I_{\sigma p} < 5$	$I_{vp} > 2$	$I_d > 4$
Многу висока анизотропија	$I_{\sigma p} > 5$	-	-

АНИЗОТРОПИЈА НА ИСПУКАНОСТА

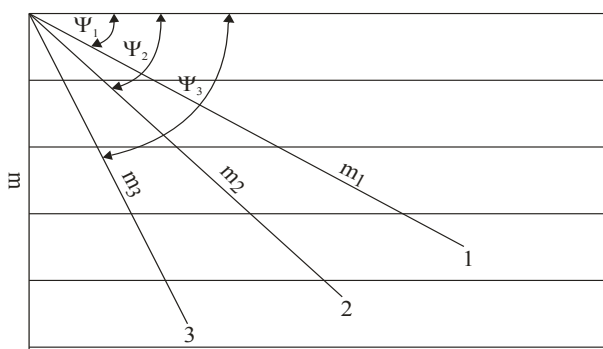
Од геотехничка гледна точка многу е значајно да се дефинира анизотропијата на карпестите маси во поглед на нивната испуканост. За оваа намена е соодветна постапката што ја дефинирал П. Локин (1973). Овој автор усвојува претпоставка дека сите застапени пукнатини се групираат во системи со слични основни својства. Како показател на анизотропијата е усвоен „**степенот на анизотропија**“, дефиниран со различната густина на пукнатини во различни правци во карпестата маса, повлечени од иста точка:

$$1 : \frac{G_y}{G_x} : \frac{G_z}{G_x} : \dots \dots \dots \frac{G_n}{G_x}$$

Каде што се: $G_x, G_y, G_z, \dots, G_n$ – густина на пукнатините во насоките x, y, z, \dots, n .

Авторот предложил две решенија – графичко и аналитичко. Без навлегувања во детали, овде ќе се потенцира дека според графичкото решение, анизотропија на испуканост се прикажува на стереографска проекција. Во случајот на **графичкото решение** се претпоставува дека пукнатините од еден систем се меѓусебно паралелни, а нормалните растојанија меѓу нив, се приближно еднакви.

Во тој случај растојанието на две соседни пукнатини по должина на некоја произволна насока, зависно е единствено од аголот што таа насока ја зафаќа со нормалата на рамнината на пукнатината (Слика 6.20).



Слика 6.20 Приказ на растојанија меѓу пукнатини зависни од аголот на мерниот правец

Ова уште се нарекува и **ефект на пресекот** на системот на пукнатини со насока на мерење. За насоките, кои се паралелни со површината на пукнатините, зачестеноста е еднаква на нула, а растојанието меѓу две пукнатини е бесконечно големо. За произволна насока, која со нормалата на рамнината на пукнатините зафаќа агол ψ , растојанието меѓу две соседни пукнатини изнесува:

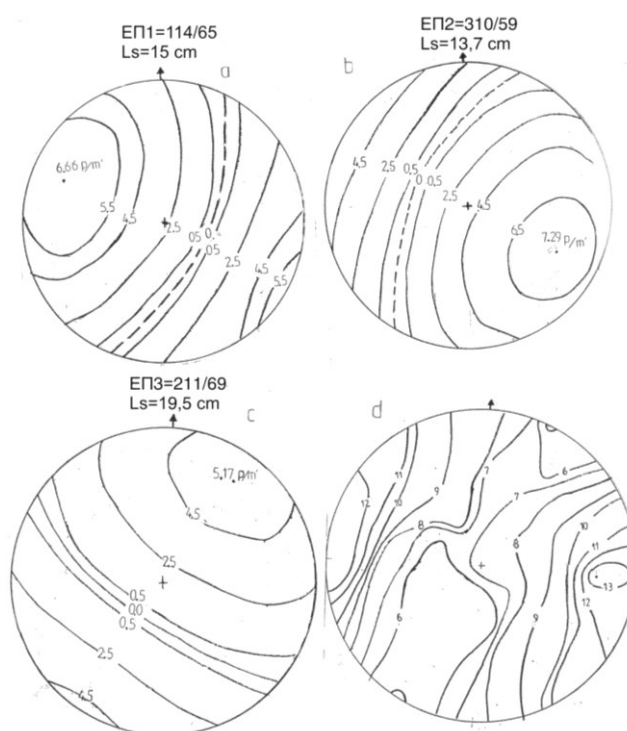
$$m' = \frac{m}{\cos\psi}$$

Каде што е: m' - растојание меѓу две соседни пукнатини по должина на насоката, која, со нормалата на рамнината на пукнатините, зафаќа агол ψ , m - растојание на две соседни пукнатини во попречен правец (нормално растојание).

За различни вредности за аголот ψ можат да се добијат кругови, чиј заеднички центар е полот на нормалата на рамнината на пукнатините.

За $\psi = 90^\circ$ половите на соодветните правци лежат на круг, кој се поклопува со трасата на пукнатините на соодветната фамилија, бидејќи тие насоки се паралелни со рамнините на пукнатините. Графичкото решение дава можност за одредување на состојбата на анизотропијата во која било рамнина, вертикална, коса или хоризонтална, што е особено значајно за решавање на конкретни инженерскогеолошки и геотехнички проблеми.

Основна потешкотија при примената на оваа графичка постапка секако претставува исцртувањето на изолиниите на зачестеност на пукнатините за секоја фамилија посебно, а особено во случај на поголем број фамилии. За да се согледа како изгледа графички дефинирана анизотропија на испуканоста на стереографска проекција, еден пример е прикажан на Сликата 6.21.



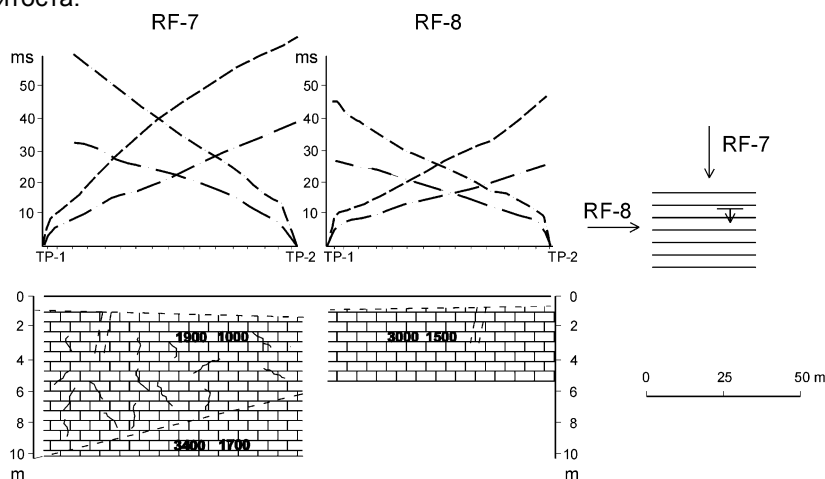
Слика 6.21 Анизотропија на испуканост на мермери од каменолом К-2 за браната Козјак: a,b,c – густини на пукнатини за различни системи на пукнатини d) збирен дијаграм на густини на пукнатини за сите системи

Аналитичкото решение се заснова на претпоставката дека сите пукнатини од еден систем се меѓусебно паралелни и дека нормалните растојанија меѓу соседните пукнатини се еднакви.

Детали за ваквите пресметки може да се пронајдат во литературата (Локин 1973).

ПРИМЕНА НА ГЕОФИЗИЧКИ МЕТОДИ ЗА ДЕФИНИРАЊЕ НА АНИЗОТРОПИЈАТА

Покрај другите намени, треба да се истакне дека со геофизичките сеизмички методи може да се испитува и анизотропијата преку **брзината на простирање на еластичните бранови** во зависност од насоката на нивното движење. Во практиката се познати мерења на брзините на еластичните бранови во слоевити варовници и тоа во насока на слоевитоста и во насока нормален на слоевитоста (Слика 6.22). Брзините што се добиени за надолжните и попречните бранови во насока на слоевитоста се значително поголеми од брзините нормално на слоевитоста.



Слика 6.22 Пример за дефинирање на анизотропија на еластичните бранови за слоевит варовник

Според приказот на Сликата 6.22, се проценува дека коефициентот на анизотропија за брзина на надолжни бранови е 1.63, додека за брзина на попречни бранови е 1. 5. Ваквите мерења можат да помогнат при дефинирање на различни корелациски врски меѓу сеизмичките бранови со деформабилноста, што е особено значајно во постапката на екстраполација при моделирање на теренот (поглавје 12 и поглавје 17).

ПРАШАЊА ЗА ДИСКУСИЈА

- Што е хомогеност, а што хетерогеност?
- Што е изотропија, а што е анизотропија?
- Што подразбираш под терминот квазихомогеност?
- Набројте ги начините на квантитативно определување на анизотропијата!
- Што е анизотропија на испуканост и со кои основни параметри може да се дефинира?

7 СОСТОЈБА НА РАСПАДНАТОСТ НА КАРПЕСТИТЕ МАСИ

ОПШТО

Состојбата на распаднаост на карпите е многу значајна при анализа на голем број инженерски проблеми. Затоа, во практиката се разработени поголем број методи за нејзино дефинирање.

Распаѓањето е резултат на надворешни или внатрешни влијанија врз карпите. Од надворешните влијанија можат да се истакнат: дневните и сезонските влијанија од надворешните температури, мрзнење и одмрзнување, влијание на дождови и ветер, влијание на вегетацискиот покривач и нивни комбинации. Големо разорно дејство има топлотното поле, односно **дневните и сезонските температурни промени**, бидејќи при загревање и ладење, се предизвикува постојано наизменично ширење и собирање на минералите. Поради тоа се јавуваат внатрешни напони во карпите. При тоа, различните минерали во склоп на карпестата маса различно се шират и се собираат, така што постепено доаѓа до „замор“ на карпата, а со тек на времето и до нејзина механичка дезинтеграција и нејзино **површинско распаѓање**. Оваа деградација се изразува низ отпаѓање и ронење на зрната по површината на карпата. Дејството на топлотното зрачење од сонцето се чувствува на дневно и на годишно ниво до одредени длабини. Најчесто сите процеси на распаѓање меѓусебно се надоврзуваат и се надополнуваат, односно станува збор за комбинирано **физичко-хемиско распаѓање**, на кое, во површинските делови од теренот, му се придружува **биохемиското распаѓање**.

За распаѓање на карпите имаат влијание и некои внатрешни процеси, кои се манифестираат како измена на примарните својства кај карпите. Тие се нарекуваат со едно општо име како **процеси на алтерација** и по правило се резултат на т.н. хидротермални влијанија од некои раствори, кои циркулираат низ карпестата маса.

Процесот на распаѓање е присутен во сите видови карпи на Земјината површина, кои биле изложени на разорното дејство од: атмосферата, хидросферата или биосферата, односно од дејството на: водата, мразот, ветерот, температурните осцилации, сончевата топлина, воздухот, органскиот свет и животните. Понекогаш распаѓањето е резултат и на **антропогени влијанија** предизвикани од човекот при различните инженерски работи.

При целосен развој на процесот на распаѓањето, на теренот се оформуваат неколку основни зони. На пример, Г. С. Золотарев врши поделба на: **дисперзна, блоковска и пукнатинска зона** (Слика 7.1). Кај некои автори може да се сретне и поделба на: **површинска, дробинска, блоковска и монолитна зона**, што укажува дека се можни различни варијации и преоди меѓу наведените зони. За секоја од нив најзначајни се следните основни карактеристики:

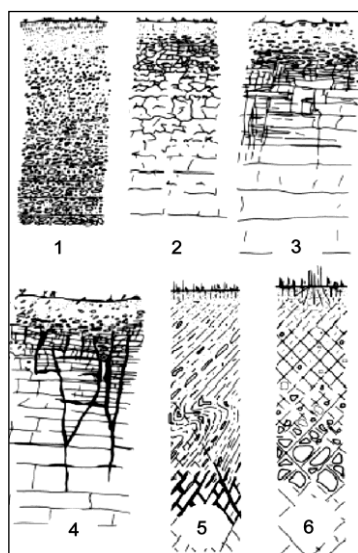
- површинска или дисперзна зона, која се карактеризира со целосна физичко-хемиска деградација на основната карпа, која е претворена во песоковно-глинеста мешавина (хумус, обработливо земјиште);

МЕХАНИКА НА КАРПИ

- дробинската зона се карактеризира со многу испукана до здробена карпа и хемиски измени на минералите, каде што големината на зрната од основната карпа имаат дециметарски до сантиметарски димензии;
- зоната на блокови се карактеризира со испуканост во блокови со метарски до дециметарски големини, каде што има ретки и незначителни хемиските промени само по должина на одделните пукнатини;
- монолитната зона се карактеризира само со одделни пукнатини без какви било хемиски промени, каде што карпата е во свежа состојба.

Име на зона	Принципиелен пресек
<p>I : Дисперзна зона</p> <p>Целосна хемиска преобразба на основната карпа</p>	
<p>II : Блоковска зона</p> <p>Превладува физичка преобразба и делумна хемиска измена на основната карпа (можно е постоење на различни подзони А,Б,В,Г со различен степен на изменетост)</p>	
<p>III : Пукнатинска зона</p> <p>Изделеност на масивот и измени по должина на поголеми пукнатини (Б) и тектонски зони (В)</p>	

Слика 7.1 Шематски приказ на кората на распаѓање, Г. С. Золотарев (1971)



Длабината на изменетоста многу зависи од видот на карпестите маси и од начинот на нивната испуканост (Слика 7.2).

Слика 7.2 Шематски приказ на кори на распаѓање кај карпести маси со различен литолошки состав:
 1 – конгломерат; 2 – доломит; 3 – варовник со застапено физичко распаѓање; 4 – варовник со застапено хемиско распаѓање и понагласено линиско распаѓање по должина на поголеми пукнатини; 5 – шкрилести и флишоидни карпи; 6 – магматски карпи

Треба да се нагласи дека со физичко-хемиското распаѓање на карпите е зафатена релативно тенка зона од Земјината кора, чија дебелина најчесто изнесува од неколку дециметри до неколку метри.

Поретко, таа може да достигне дебелина и преку 20 m', што е поврзано за тропските краеве. По правило, во геолошки постарите терени се очекува да постои подебела зона на површинско распаѓање.

ПОСТАПКИ ЗА ДЕФИНИРАЊЕ НА СОСТОЈБАТА НА РАСПАДНАТОСТ

Дефинирањето на состојбата на распаднатост има големо практично значење при изборот на техничките решенија за изведба на објектите. На пример, големите капитални објекти треба да се фундираат во монолитната или пак и во блоковската зона, додека зградите, патиштата, железниците и насипите можат да се фундираат и во дробинската или површинската зона.

За овие намени се користи постапка на инженерскогеолошко зонирање на теренот по параметар на распаднатост. Најчесто во практиката се користи поделба во 6 класи, користејќи ја класификацијата на Дирман (Табела 7.1).

Класификацијата првобитно е разработена за гранитоидни карпи, но со мали модификации може да се користи и за сите други карпи.

Нејзините начела се прифатени и од комисијата за стандардизација на Меѓународното друштво за инженерска геологија (International Association for Engineering Geology – IAEG). Некои автори направиле обид за дефинирање на влијанието на распаднатоста врз некои физички и механички својства (Слика 7.3).

Табела 7.1 Класификација на карпите по степен на распаднатост

Класа	Термин за опис	Детален опис на класата
I	свежа карпа	Нема видливи знаци на измени на карпестиот материјал, единствено се можни сосема слаби измени на бојата по должина на пукнатините.
II	слабоизменета карпа	Измена на бојата укажува на измена на карпестиот материјал и пукнатинските површини. Цел карпест материјал може да покажува помала јакост во споредба со свежата состојба.
III	средноизменета карпа	Помалку од половина материјал може да биде деградиран или изменет до степен на почва.
IV	високоизменета карпа	Повеќе од половина на карпестата маса е изменета до степен на почва. Свежите или изменетите делови можат да бидат забележани како на отворен изданок, така и на јадрата кај истражните дупнатини.
V	комплетно распадната карпа	Цел карпест материјал е изменет или дезинтегриран до степен на почва, но сè уште се забележува основната структура на масата.
VI	резидуална почва	Цел материјал е претворен во почва, оригиналната структура и текстура на масата се изгубени, има значајни измени во целиот волумен, но почвата не претпрела поголем транспорт.

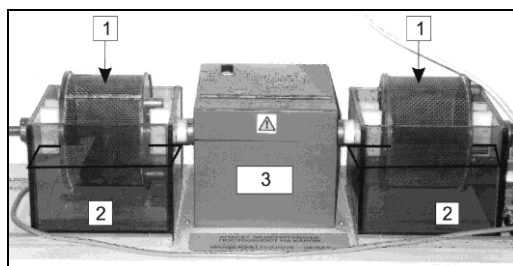
Отпорноста кон распаѓање може да се дефинира квантитативно со тест за дефинирање на **трајноста на карпите** (анг. **slake durability test**). За испитување се применува посебна апаратура (Слика 7.4). Опитот се состои од ставање на десет парчиња на карпа во барабаните на апаратурата. Вкупната тежина на секое

МЕХАНИКА НА КАРПИ

одделно парче е по околу 40 грама. Претходно парчињата од карпата треба да се исушени, по што се мери нивната тежина заедно со барабаните. Барабаните, заедно со материјалот се ставаат во садовите, кои до половина се полни со вода, и се започнува со нивно ротирање во период од 10 минути. Брзина на ротација е 20 вртења/мин. Со оглед дека цилиндричните барабани се состојат од мрежа со отвори 2 mm, низ нив поминуваат отпаднатите парчиња од карпата и се таложат во пластичните садови. По завршување на опитот, преостанатиот материјал, заедно со барабанот, се суши и повторно се мери неговата тежина.



Слика 7.3 а - Шематски приказ на класите на распадатост според Дирман; б – приказ на влијание на распадатоста врз јакоста на карпата (според Стејси и Пејџ, 1986)



Слика 7.4 Апаратура за испитување на склоност на карпите кон распаѓање под дејство на вода: 1 — барабани за ставање материјал што се испитува, 2 – сад што се полни со вода до одредено ниво, 3 – електромотор

Како мерка за дефинирање на отпорноста на распаѓање се користи **индексот на отпорност на карпата кон распаѓање** (анг. **slake durability index**). Се добива со едноставно делење на заостанатата тежина на материјалот, споредена со првобитната, при што се издвојуваат неколку класи (Табела 7.2).

Табела 7.2 Класификација според индексот на отпорност на карпата кон распаѓање

Класа	Опис	Вредност на индексот
I	многу ниска отпорност	< 25 %
II	ниска	25 – 50%
III	средна	50 – 75%
IV	висока	75 – 90%
V	многу висока	90 – 95%
VI	екстремно висока	> 95%

Тејлор, пак, предложил поделба на карпите, заснована на комбинирање на јакоста на притисок и трајноста по троен циклус на испитување во споменатата апаратура. Според него, карпите што достигнуваат јакоост поголема од $\sigma_p = 3,6$ МРа и имаат индекс на отпорност над 60%, се сметаат како отпорни кон распаѓање.

Треба да се спомене дека овој тест е соодветен за испитување на материјали што се чувствителни на дејство на влага, како што се: вулкански туфови, лапорци, некои нискометморфни шкрилци, јаглен и слично, додека за цврсти магматски, седиментни или метаморфни карпи опитот не е многу меродавен.

За состојбата на распаднаост на пукнатинските површини е корисен и тестот со Шмитов чекан.

Состојбата на распаднаост често се дефинира и со релативна споредба на мерени податоци за избрани својства на карпата. Мерењата се вршат на свежите и изменетите примероци и се споредуваат резултатите за различни зони од иста карпа. Г. С. Золотарев предлага за вакви намени да се користи **степенот на распаднаост**, кој се пресметува со следната равенка:

$$V_r = \frac{G_h - G_o}{G_h - G_a}$$

Каде што е: V_r – степен на распаднаост; G_h – големина на параметар за свежа карпа; G_o – големина на параметар за зона од карпата, каде што се оценува степенот на распаднаост; G_a – големина на параметар за целосно распадната карпа.

Параметрите за споредба можат да бидат: јакоста на притисок, порозноста, волуменската тежина и други. Користејќи го овој критериум, се разликуваат следните категории:

- многу распаднати карпи, $V_r = 0.9 - 1$;
- распаднати карпи, $V_r = 0.7 - 0.9$;
- среднораспаднати, $V_r = 0.3 - 0.7$;
- слабораспаднати, $V_r = 0 - 0.3$.

Илиев, пак, како мерка за дефинирање на распаднаоста предлага да се користи **коэффициентот на распаднаост**, дефиниран со следната равенка:

$$K = \frac{V_u - V_m}{V_u}$$

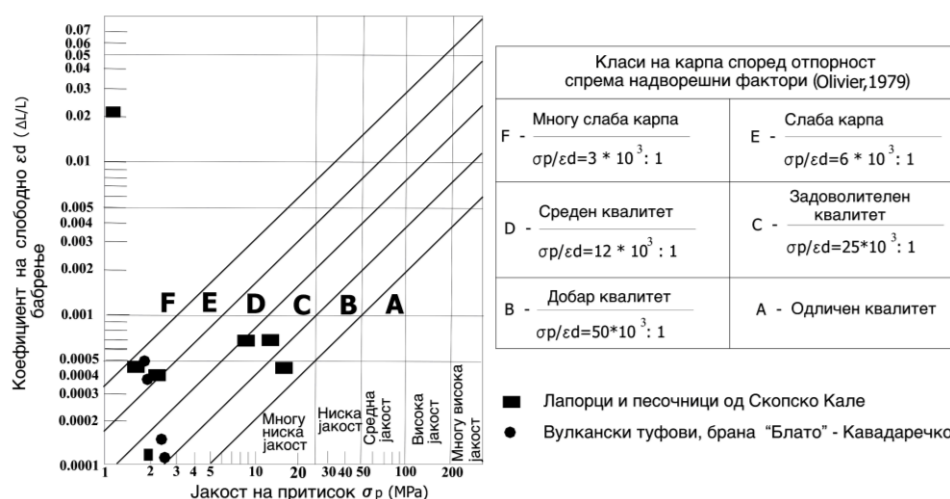
Каде што е: V_u – брзини на еластични бранови мерени на свеж примерок;
 V_m – брзини на еластични бранови мерени на распаднат примерок.

Во практиката многу се користи и класификациониот систем за дефинирање на трајноста на карпите (анг. Geodurability system) според Оливије. Во овој систем, всушност, се прави комбинација на јакоста на карпите со **коэффициентот на слободно бабрење** (Слика 7.5).

Коефициентот на слободно бабрење (ϵ_d) се дефинира како промена на должина на примерокот на карпата при примање влага:

$$\epsilon_d = \Delta L / L$$

Каде што $e: DL$ – промена на должина на примерокот по примање влага;
 L – првобитна должина на примерокот.



Слика 7.5 Класификација на Оливије, илустрирана со резултати од испитување за неогени седименти од Скопското Кале и вулкански туфови од браната „Блато” – Кавадаречко

Врз основа на ваквите анализи и испитувања на степенот на распаднаост, крајна цел е да се дефинира модел на теренот кај секој конкретен инженерски објект, со издвоени зони по параметар на распаднаост. Овој модел би бил основа за: избор на најповолна зона за фундаирање, избор на метода за ископ и разрешување на други инженерски проблеми.

ПРАШАЊА ЗА ДИСКУСИЈА

- Опишете ги главните зони според степен на распаднаост!
- Колку главни категории според степен на распаднаост постојат?
- Како најчесто се определува состојбата на распаднаост?
- Објаснете го тестот за определување на трајноста на карпите!

8

СОСТОЈБА НА ПОДЗЕМНИ ВОДИ ВО КАРПЕСТИТЕ МАСИ

ОПШТО ЗА СОСТОЈБА НА ПОДЗЕМНИТЕ ВОДИ

При анализа на инженерските проблеми, големо внимание ѝ се посветува на состојбата на подземните води во склоп на масивот. Влијанието на подземните води е особено значајно за решавање на следните проблеми:

- стабилност на косини и подземни ископи;
- влијание врз напонската состојба кај длабоки ископи на површина и во подземје;
- доток на подземна вода кон некој ископ;
- услови за изведба на техники за подобрување на карпестите маси при: инјектирање, сидрење, дренарање и др.

Покрај наведените проблеми, секогаш треба да се има предвид, дека подземните води се наоѓаат во средина изградена од: разновидни карпи, со различна старост, различен минералоски состав, структурно-текстурни одлики, тектоника и др. Геолошката средина има доминантно влијание врз: хемискиот состав, физичките својства, динамиката на движење, распространетањето и другите својства на подземните води. Од друга страна, подземните води дејствуваат растворачки на низа минерали и често ги менуваат структурните врски меѓу минералните зрна и блоковите во карпестите маси. Подземните води имаат влијание врз физичко-механичките карактеристики кај карпестите маси, кои се склони кон бабрење или растварање, предизвикуваат динамички и статички притисоци. Всушност, поради фактот што карпестите маси се генерално дисконтинуални, нивната ефективна порозност и водопропустноста зависат, пред сè, од состојбата на испуканост, а во одредени случаи и од кавернозноста.

Во врска со испуканоста и општата состојба на карпестите маси, условите за движење и акумулирање на подземните води во нив зависат од нивната **хидрогеолошка функција**, според која се делат на: хидрогеолошки **колектори**, хидрогеолошки **изолатори** и хидрогеолошки **комплекси**. Детали за овие хидрогеолошките состојби можат да се пронајдат во стручната и научната литература од областа на хидрогеологијата, а овде се прикажани само некои основни аспекти, кои се значајни за подземните води кај цврстите карпи.

Поимот **хидрогеолошките колектори** (анг. **aquifer**) се однесува на суперкапиларно порозни карпестите маси, кои овозможуваат движење или акумулирање на слободните подземни води во нивните пори.

Хидрогеолошки изолатори (анг. **aquiclude**) се карпестите маси, кои не пропуштаат или каде е можно, има само многу слабо и бавно пропуштање на слободните подземни води низ агрегатите на своите пори, кои се од капиларен или супкапиларен карактер.

Поимот **хидрогеолошки комплекс** се однесува на пакет на карпестите маси, каде има често сменување на слоеви со колекторски и изолаторски својства во вертикална или во хоризонтална насока. Во зависност од просторната положба

на хидрогеолошките колектори во однос на хидрогеолошките изолатори, можат да се разликуваат неколку главни зони и подзони во склоп на теренот и тоа: зона со својство на хидрогеолошки **спроводник** и зона со својство на хидрогеолошки **резервоар** (Слика 8.1).



Слика 8.1 Шематски хидрогеолошки пресек на теренот: НИ) надизданска зона; РП) рудински појас; ЗО) зона на осцилации на ниво на подземна вода, ПП) преоден појас; КП) капиларен појас; ИЗ) изданска зона и издан во неа; И) изолаторски слој; ПЗ) постојана изданска зона; НПВmax и НПВmin) максимално односно минимално ниво на подземна вода во различни временски периоди (делумно модифицирано според Лапчевиќ, 2005)

Спроводничката зона е првата хипсометриски повисока зона на хидрогеолошкиот колектор низ која, слободните подземни води, само протечуваат или се исцедуваат по природен пат. **Резервоарската зона** е подлабокиот дел од хидрогеолошкиот колектор, кој во себе содржи акумулирани **издански** води, кои не можат по природен пат и гравитациски да се исцедат од него, туку остануваат во таа зона и по престанокот на дотек на вода. Според Сликата 8.1, се гледа дека во рамките на хидрогеолошките колектори, речиси по правило можат да се издвојат две главни зони (Слика 8.1):

- изданска зона или сфера на сатурација и
- надизданска зона или сфера на аерација.

Слободната површина на изданот на хидрогеолошките профили се прикажува како **граница** меѓу изданската и надизданската зона. Таа јасно се издвојува само во хидрогеолошките колектори со груба порозност, во кои нема позначителна хигроскопност. Во останатите колектори со мешовити порни

агрегати со груба и фина порозност, границата на изданската и надизданската зона е нерамна и неправилна.

Надизданската зона го опфаќа делот меѓу изданската зона и површината на теренот. Во порните агрегати на оваа зона се наоѓа главно воздух, но повремено се јавуваат т.н. **скитачки** или **амбулантни** води. Скитачките води немаат постојано место и тие се движат низ карпестиот масив слободно сè додека не стигнат до постојаната изданска зона. Ако се разбере изданот како геолошко тело, тогаш лесно може да се заклучи дека и структурата на неговата водена маса може да биде разновидна. Така, според **структурата**, изданите најчесто се класифицираат на:

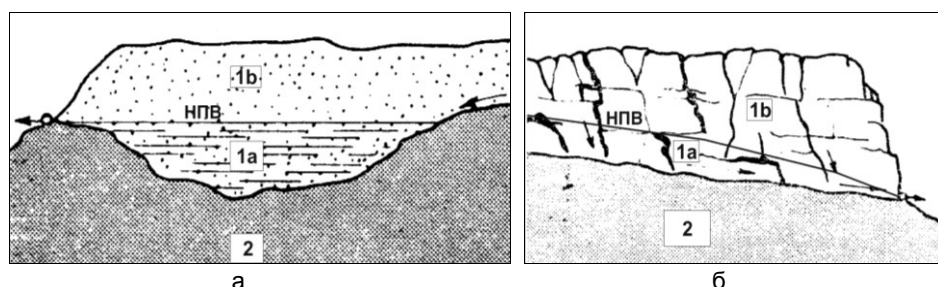
- збиени;
- разбиени;
- сложени издани.

Збиените издани најчесто се формираат во колектори со суперкапиларни меѓузрнести пори кај почвените материјали (Слика 8.2-а).

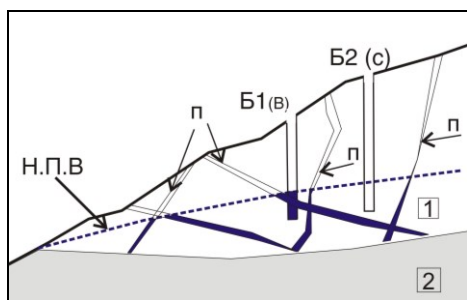
Разбиените издани се формираат во цврстите карпестите маси со поретки пукнатини, меѓусебно поврзани, како и во кавернозните колектори. Кај нив, водената маса ја сочинуваат сплетови на водени „жили“, „жици“, водени „слоеви“ и др. Тие се соединети само по должина на заемните пресеци или споеви на пукнатините, додека меѓу нив се наоѓаат монолитни непорозни или слабопорозни делови од карпестите маси во кои нема физички слободни води (Слика 8. 2-б).

Геолошките граници на разбиените издани често се нејасни, со оглед дека нив ги сочинува мрежа на главно неправилни пукнатини, карстни канали, каверни и др. Поради големата изделеност на водената маса и неправилното простирање на „водените жили“, со изведувањето на истражни и водособирни објекти не мора секогаш и да се најде на изданска вода.

На пример, има случаи кога со водособирните објекти е навлезено во карпестата маса подлабоко од нивото на изданот, но ако се лоцирани во монолитни делови од карпата, нема да се најде на подземна вода (Слика 8.3).

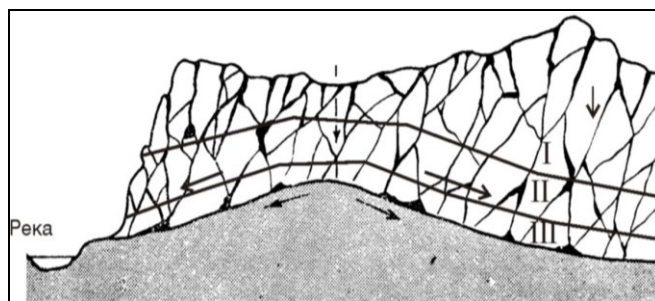


Слика 8.2. Структурни типови издани: **а** – збиен издан; **б** – разбиен издан во хидрогеолошки колектор со пукнатинска порозност; **1а** – изданска зона; **1б** – надизданска зона; **2** – хидрогеолошки изолатор; **НПВ** – ниво на подземна вода



Слика 8.3 Илустрација на можности за зафаќање на подземни води во една разбиена издан со пукнатинска порозност: **1** – изданска зона; **2** – хидрогеолошки изолатор; Н.П.В – ниво на издан; п – пукнатини; **Б1(в)** – бунар со вода, кој пресекол пукнатина под ниво на подземна вода; **Б2(с)** – сув бунар без вода, кој нема пресек со пукнатина под ниво на подземна вода

Во карстните терени и во крајбрежните зони на морињата и на островите се формираат најкомплицираните специфични разбиени издани. Нивните водени маси хидраулички се поврзани, но горната граница им е неправилна, дисконтинуална и со благ наклон кон местото на истечување на изданските води. Според Ј. Цвијиќ, во карстните терени се формираат неколку хидролошки зони (Слика. 8.4). Основна карактеристика на карстните издани е дека имаат големи осцилации на нивото на подземна вода.

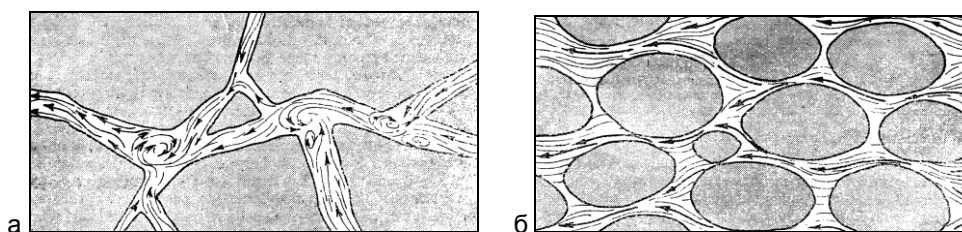


Слика 8. 4 Три карстни хидролошки зони (по Ј. Цвијиќ):
I – сува зона; II – преодна зона; III – постојано влажна зона

Ова значи, дека нивното однесување многу зависи од годишниот период и количеството на атмосферските падавини, кои за релативно кратко време се инфилтрираат во подземјето.

ОПШТО ЗА ДВИЖЕЊЕТО НА ПОДЗЕМНИТЕ ВОДИ ВО ЦВРСТИТЕ КАРПИ

Генерално, за сите геолошки материјали низ кои се движи подземната вода, разликуваме два основни видови на движење на слободните подземни води и тоа: **стационарно** и **нестационарно** движење. При стационарното движење параметрите на филтрацискиот тек во кој било пресек се постојани во функција на време. Кај нестационарното движење, овие параметри се променливи како во простор, така и во текот на време. Аналогно на површинските води и подземните води можат да се движат на два начина: **ламинарно** (струјно) и **турбулентно** (вртоложно). Во одредени случаи се појавува и т.н **преоден режим на струење** (Слика 8.5).



Слика 8.5 а – Турбулентно движење низ мрежа на пукантини во цврсти карпести маси
б – ламинарно струење низ песоклива-чакалеста карпа со меѓузрнска порозност

Ламинарно движење е релативно бавно, но рамномерно движење на изданските и на амбулантните води. Тоа може да се замисли како движење на тенки водени листови, кои се нарекуваат **струјни линии** со изедначена брзина, паралелно едни со други. Со теренските и лабораториските испитувања е утврдено дека водата се движи ламинарно во интергрануларно порозните карпи со ситни пори и во мрежести фино испукани карпести маси со тесни прскотини. **Турбулентното движење** е нерамномерно и брзо движење на слободните подземни води. Тоа е можно низ крупните порни агрегати кај грубозрните карпести маси со меѓузрнска порозност, во испуканите карпи и кај кавернозните карстифицирани карпести маси, каде што доаѓа до ненадејни забавувања и забрзувања, што предизвикува **вртоложно** движење на водените бликови.

ОСНОВНИ ЗАКОНИ ЗА ДВИЖЕЊЕ НА ПОДЗЕМНИТЕ ВОДИ

Движењето на слободните подземни води се појавува при постоење на разлика на нивото на подземните води во два вертикални пресеци поставени нормално на подземниот тек. Тука е многу значајно да се дефинира полето на притисоци, кое се развива на теренот под влијание на подземните води. Генерално, под поимот **поле на притисок** се подразбира големината на притисокот од водата и насоката на нејзино дејство (Слика 8.6). Од сликата е очигледно дека притисокот може да се дефинира како збир на пиезометарската висина на водата и геодетската висина дефинирана со следната основна формула:

$$h = \frac{u}{\rho g} + Z + c$$

Каде што е: h – пиезометарски притисок; u – притисок на вода во порите или во пукнатина $= p / \gamma_w$; ρ – густина; g – земјино забрзување; Z – геодетска висина; c – константа

Разликата во нивото $\Delta h = h_1 - h_2$ во пресеците D_1 и D_2 , всушност претставува разлика во притисоци што го условуваат движењето на подземните води со брзина на движење, која зависи од разликата на притисокот и од должината на патот на филтрацијата.



Слика 8.6 Приказ на поле на притисок во две дупнатини (Д₁ и Д₂), во однос на една референтна рамнина: h_1 и h_2 – големина на притисок од вода во пресек со дупнатини Д₁ и Д₂; z_1 и z_2 – геодетска висина во однос на референтна рамнина во двете точки; p/γ_w – притисок од вода или порен притисок во конкретна точка

Односот на разликата на притисокот Δh и должината на патот на филтрацијата (l) се нарекува **хидрауличен градиент**. Се означува со „ i “ и е бездимензионален број, кој често се изразува и во проценти. Движењето на подземните води кај целосно водозаситените средини, при ламинарен режим, е дефинирано со **Дарсијевиот** линеарен закон на филтрацијата, прикажан со следната равенка:

$$Q = kF \frac{\Delta h}{L} = kFi \text{ (m}^3/\text{d)}$$

Каде што е: Q – количество на филтрираната вода во единица време низ одреден напречен пресек F (m^3/s); k – коефициент на филтрација или водопропустливост (m/sec); F – површина на напречниот пресек на текот на водата (m^2); Δh – притисок или разлика на нивото во двата разгледувани пресеци (m); L – должина на патот на филтрацијата (m); i – хидрауличен градиент.

Делејќи ги двете страни на горната равенка со површината F и именувајќи го соодносот Q/F со брзина на филтрацијата „ v “, каде што $v = Q/F$ се добива:

$$v = k x i$$

Може да се каже дека законот на Дарси важи практично за најголем број случаи на филтрација во карпестите маси и се нарекува **основен закон на движење на подземните води**. Меѓутоа, сепак Дарсијевиот закон не е сеопшт и е ограничен за одредена брзина на филтрација за ламинарен режим на движење. При преод од ламинарен кон турболентен режим веќе треба да се внимава во неговата примена. При турболентно движење на подземниот тек карактеристично за грубозрнестите, многуиспуканите и карстифицираните карпести маси важи нелинераниот закон на филтрацијата, кој се изразува со равенката на Шези – Краснополски:

$$v = k\sqrt{i} = k * i^{0.5}$$

Соодветен критериум што го дефинира режимот на движење на водата е бездимензионалниот Рејнолдсов број (Re), кој, при течење на подземни води, е дефиниран со следната равенка:

$$Re = \frac{v d_{ef}}{\rho}$$

Каде што е: v – брзина на движење на подземни води; d_{ef} – ефективен дијаметар на зрното дефиниран од гранулометриски криви; ρ – кинематски коефициент на вискозност.

Треба да се спомене дека оригинално Рејнолдс (1883 год.) ги вршел експериментите во цевководи. Подоцна, според експериментални податоци за режимот на струење во порозна средина се дошло до сознание дека ламинарен режим постои кога Рејнолдсовиот број $Re = 3 - 10$. Над овие вредности струењето влегува во преоден режим. Кога $Re > 100 - 200$, подземната вода има изразито турболентен режим на течење.

НЕКОИ МЕТОДИ ЗА ДЕФИНИРАЊЕ НА ФИЛТРАЦИСКИТЕ ПАРАМЕТРИ НА КАРПЕСТИТЕ МАСИ

За пресметка на движењето на слободните подземни води, основна пресметковна големина со која квантитативно се изразуваат филтрациските својства на карпестите маси, најчесто се користи параметрот наречен коефициентот на филтрација (k). Како синоним се користи и терминот коефициент на водопропустливост. Овој параметар почесто се користи за почвените материјали, додека кај цврстоврзаните испукани капрести маси се користи и т.н Лижонова единица. Исто така, кај испуканите цврсти карпи, ефективната порозност и коефициентот на филтрација можат да се проценат приближно и според податоците од испуканоста, со користење на различни графоаналитички постапки. На пример, ако се знае густината на пукнатините во еден систем, според Кастиљо (1972), е еднаква на:

$$n_i = G_i * b_i$$

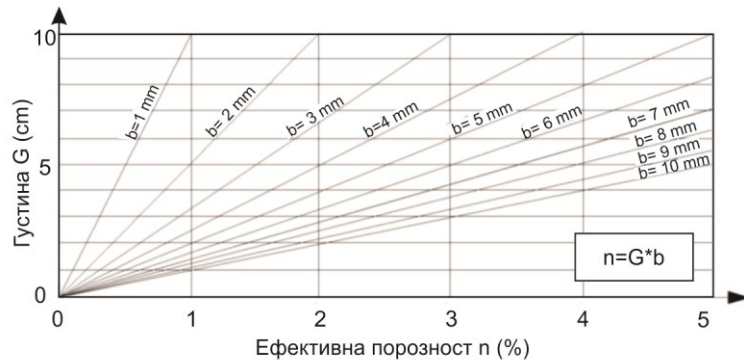
Каде што е: n – порозност на еден систем на пукнатини, G – густина на еден ист систем на пукнатини и b – активен отвор на системот на пукнатини.

За директно отчитување на порозноста може да се користи и графичко решение засновано на претходната равенка (Слика 8.7).

За пресметка на коефициентот на филтрација, постојат неколку методи. На пример, методот на Вангхам е прикажан со следната равенка:

$$k_i = b_i G_i^2 \rho$$

Каде што е: G – густина на пукнатини за даден систем; b – отвор на пукнатини; ρ – динамичка вискозност на водата ($0,0101 \text{ cm}^2/\text{sec}$).



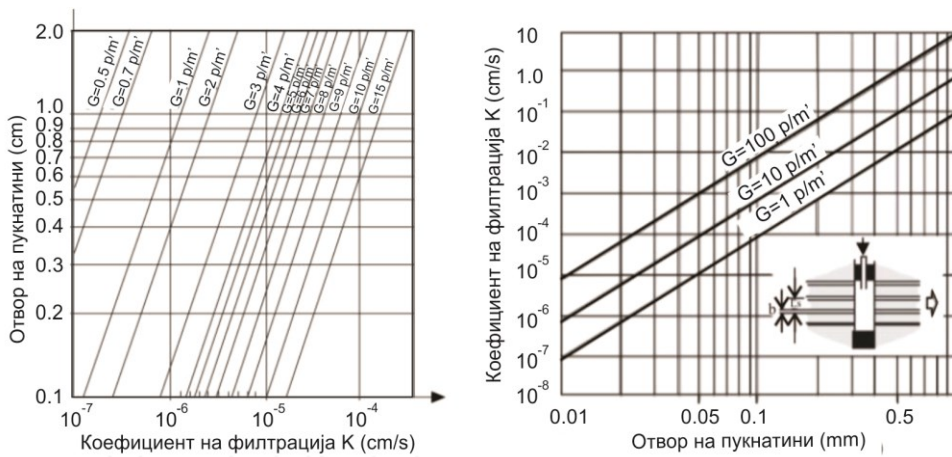
Слика 8.7 Дијаграм за графичка пресметка на порозноста кога е позната густината на пукнатини (G) и ширината на отворот (b)

Во практиката често се користи методот на Луис, дефиниран со следната равенка:

$$k_i = \frac{g b^3}{12\rho * L_s}$$

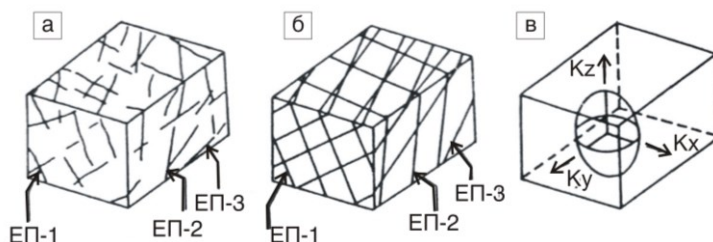
Каде што е: g – гравитациона константа (981 cm/s^2), L_s – растојание меѓу пукнатини; b – отвор на пукнатини; ρ – динамичка вискозност на водата ($0,0101 \text{ cm}^2/\text{sec}$);

На Сликата 8.8 е претставен графички приказ за определување на коефициентот на филтрација според наведените методи.



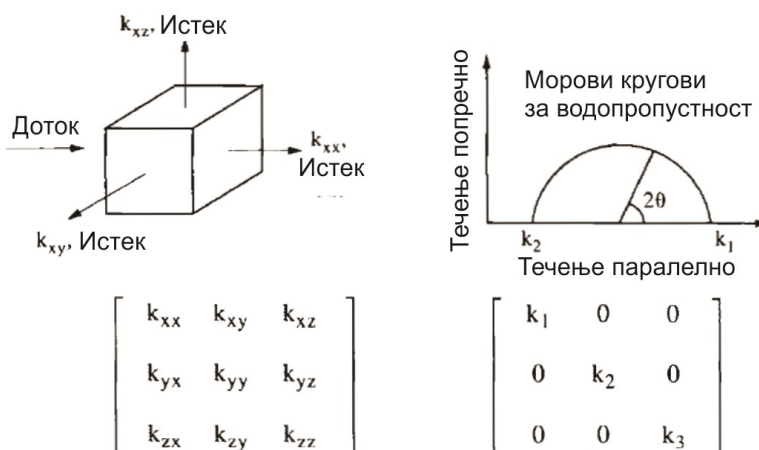
Слика 8.8 Графоаналитички методи за определување на коефициент на филтрација кај испукани карпести маси во зависност од густината на пукнатини (G) и активниот отвор (b); метод на Вангхам – 1972 (лево) и метод на Луис – 1969 (десно)

Методот на Вангхам овозможува пресметка на коефициентот на филтрација за различни пукнатински системи со различни карактеристики (Слика 8.9).



Слика 8.9 Тензор на водопропустност за повеќе системи на пукнатини со различен коефициент на филтрација во различни насоки

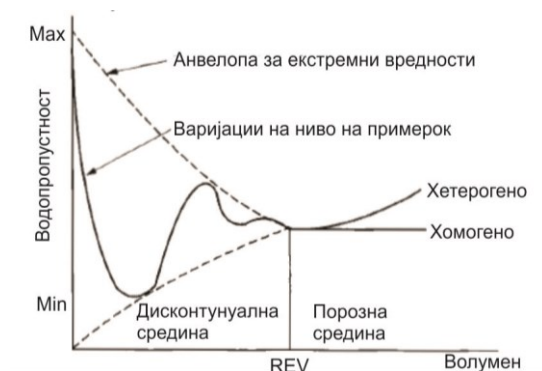
На овој начин може да се дефинира и **тензор на водопропустноста** со анизотропни коефициенти на филтрацијата (K_1 е различно од K_2 и од K_3). Според Хадсон и Харисон (2000), дури и за водопропустноста во карпестите маси може да се формира Моров круг, каде што во една рамнина би се прикажале различни вредности на коефициентите K (Слика 8.10).



Слика 8.10 Една можност за приказ на тензор на водопропустност за еден елемент од карпестата маса: (долу лево, генерална матрица за оски x, y, z , десно долу за главни правци без попречно течење)

Сето ова укажува дека и за водопропустноста кај цврстите карпи треба да се дефинира репрезентативниот волумен за кој би се добиле реални вредности на ниво на карпест масив (Слика 8.11).

Затоа, дефинирањето на водопропустливоста најдобро се решава со испитување во теренски услови, и секогаш кога е можно, преку вршење на долготрајни тестови на набљудување на некој систем за следење на нивоата на подземните води.



Слика 8.11 Приказ на концептот за REV (репрезентативен елементарен волумен) за водопропустноста

НЕКОИ ТЕРЕНСКИ МЕТОДИ ЗА ИСПИТУВАЊЕ НА ВОДОПРОПУСТЛИВОСТА

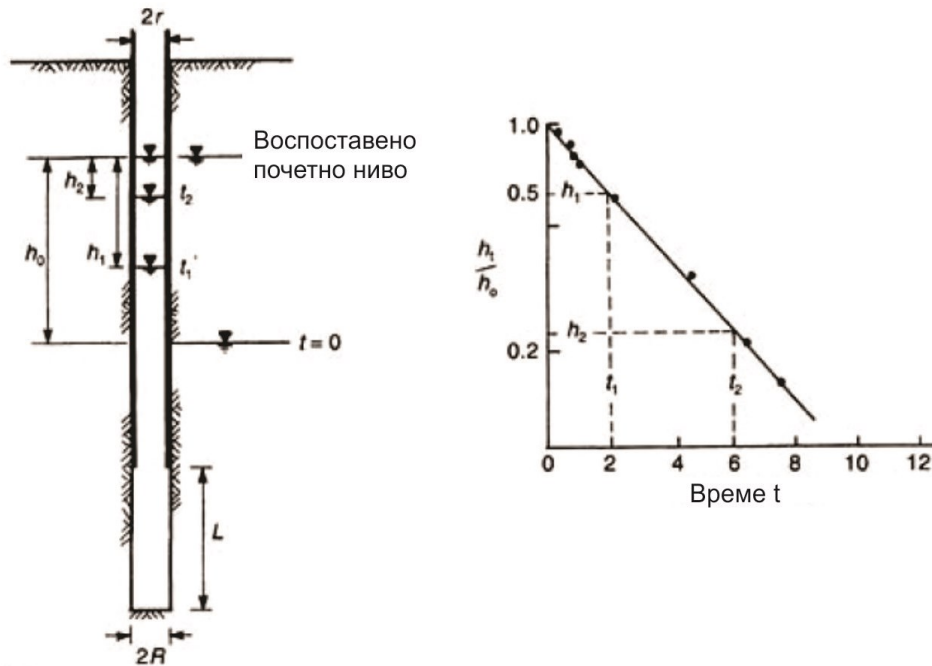
Теренските методи на испитување на **водопропустливоста** се многу значајни бидејќи преку нив се врши нивно дефинирање во природни услови на најточен начин. Постојат различни теренските опити, засновани на постапки на **црпење** на вода од истражни дупнатини, бунари или ровови. Може да се користат и постапки со **набљудување** на промената на нивото на изданот, со **налевање** вода во надизданската зона или пак со **втиснување** вода под притисок во истражните дупнатини или некој друг објект. Една од наједноставните постапки за испитување е т.н. МААГ-метода, каде што се применува само фаза на испитување со променливо ниво на вода (Слика 8.12). Од сликата се гледа дека во дупнатината се изолира една делница со должина L , по што се врши определено снижување на нивото до почетната положба h_0 . Потоа се следат промените на нивото на вода во дупнатината за конкретен временски период. Коефициентот на филтрација се пресметува на едноставен начин по следната формула:

$$k = \frac{A}{F(t_2 - t_1)} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \quad \text{за } L/R > 8$$

Каде што е: k – коефициент на филтрација во cm/s ; A – внатрешен пресек на дупнатината (cm^2); F – коефициент на формата = $2,75 D$; $D = 2R$ – дијаметар на дупнатината (cm); t_2 , t_1 , h_2 , h_1 – време на мерење на висина на вода во дупнатината (s , cm).

Една од најпознатите постапки, каде што обично се применуваат фази на одржување на константно и со променливо ниво на водата, е методата **LEFRANC (Ле Франк)**. Оваа метода е потипична за почвени материјали, а би можела да се примени главно за површински зони на многу испукани карпи.

Ако се применува постапката со променливо ниво, за одредено време на испитување се мери брзината на покачувањето или опаѓањето на нивото на дупнатината.



Слика 8.12 Шема за испитување на коефициент на филтрација со променливо ниво на вода во истражна дупнатина за $LR > 8$

Пресметката се врши по следните формули:

- фаза на испитување со константно ниво:

$$k = 0.37 \frac{q}{Lh} \log \frac{L}{r}$$

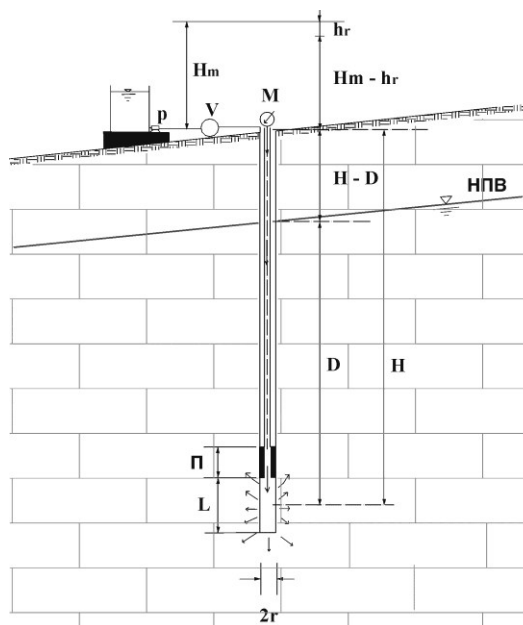
- фаза на испитување со опаѓање или покачување на нивото:

$$k = 2.64 \frac{r^2}{L\Delta t} \log \frac{L}{r} \log \frac{h_0}{h_t}$$

Каде што е: q – количина на вода која се инфилтрира во дупнатината; L – должина на етажата за испитување; r – радиус на дупнатината; $t_2 - t_1 = \Delta t$ – временски интервал за кој се мери покажување или опаѓање на нивото за дефинирање на h_1 и на h_2 ; h_0 – почетно ниво на мерење; h_t – ниво на водата по одредено време на испитување.

Како посебна група на теренски методи може да се издвои постапката на втиснување на водата во карпестата маса **под притисок**.

Оваа метода ја разработил швајцарскиот геолог **Lugeon (Лижон)** во дваесеттите години од дваесеттиот век. (Слика 8.13).



Слика 8.13 Шема за испитувањето на водопропустливоста на карпестите маси со Lugeon-ова постапка; П – место на изолирање на етажа со пакер; L – должина на етажа; M – манометар; V – водомер; p – сад со вода за задавање притисок; H_m – манометарски притисок; H – висинска разлика од влезот на дупнатината; (манометарот M) до средината на етажата; D – висинска разлика од нивото на подземната вода (НПВ) до средината на етажата

По името на авторот се нарекува **Лижонова постапка**, која, иако претрпела одредени модификации, ден-денес е најчесто применуваната метода за испитување кај цврстите карпи.

При испитувањето се изолира дел од дупнатината, кој се нарекува **етажа**, која, пак, најчесто е со должина од $L = 5\text{ м}$. Потоа, овој изолиран дел се става под директен хидростатички притисок, при кој се мери количината на втисната вода во карпата.

Кај оваа постапка, со помош на гумена обвивка или **пакер**, се изолира долниот дел на дупнатината во должина околу 1 до 5м (Слика 8.14).



Слика 8.14 Изглед на гумен дел, наречен пакер, поставен на дупчечките шипки, за изолирање на делницата за испитување

При испитувањето обично се применува фаза на **зголемување** и **намалување** на притисокот во чекори од 2-4-6-8-10-8-6-4-2 бара во траење од по 5 минути до постигнување на константен проток за секое ниво на притисок. Ова се нарекува **целосна постапка** на испитување.

Во практиката, во одредени случаи се применува и **скратена постапка** со помалку нивоа на притисок иако крајниот максимален притисок од $P_{\max} = 10$ бара останува ист. По оваа метода, водопропустливоста квантитативно се изразува со **Лижоновата единица**, која претставува проток на 1 литар вода во 1 минута на 1 метар должина во дупнатината, при притисок од 1 МПа (10 бари).

Притисокот обично се мери во средината на испитуваната етажа, и се одржува најмалку 10 минути, така што Лижоновата единица ја добива својата димензија **1 Lu = 1 lit / min / m' / 1 МПа**.

Хидростатичкиот притисок P_h се добива кога на манометарскиот притисок (P_m), кој се мери на влезот на дупнатината, ќе се додаде геодетската висина на водениот столб меѓу влезот на дупнатината и половината на етажата.

Во случај на подземна вода, на оваа висина се одзема висината на водениот столб од подземната вода:

$$p_h = p_m + \frac{H - D}{10} - P_c$$

Каде што е P_c – пад на притисокот на делот од манометарот до етажата поради загуби на притисокот при течењето во цевководот.

Со оглед на тоа дека големината на овој притисок е, по правило, релативно многу мала при кратки и мазни цевководи, овој пад на притисок практично може да се занемари. Лижон сметал дека водопропустливоста (ВДП) на карпестите маси е незначителна при **ВДП < 1 Lu**, така што во вакви случаи карпите се сметаат како практично водонепропустливи средини.

Често користена класификација на водопропустливоста е прикажана во Табелата 8.1.

Табела 8.1. Класификација на карпестите маси според нивната водопропустливост

Опис на водопропустност	ВДП по Лижон Lu (lit/min/m'/1MPa)	Специфична ВДП q (lit/min/m'/1m)
многу мала	1 – 2	0.01 - 0.02
мала	2 – 5	0.02 - 0.05
средна	5 – 10	0.05 - 0.1
голема	10 – 20	0.1 - 0.2
многу голема	> 20	> 0.2

Покрај самите испитувања, многу е значајно да се изврши правилно толкување на типовите дијаграми, кои ја дефинираат зависноста меѓу протокот и притисокот $q = f(P)$ или $P=f(q)$.

Неколку најзначајни форми се прикажани на Сликата 8.15. Толкувањето на овие дијаграми овозможува да се извлечат одредени заклучоци за карактеристиките на карпестата маса што се испитува.

На пример, праволинискиот карактер на зависноста $q = f(p)$ укажува на ламинарен режим на движење (Слика 8. 5-а и б).

Дијаграмот на Сликата 8.15-б, укажува и на појава на пополнување или т.н. **колматација** на пукнатините со трошен материјал.

Криволинискиот карактер на дијаграмот укажува на турбулентен режим на филтрацијата и обично соодветствува на појавата на крупни пукнатини на карпестите маси (Слика 8.15-г).

Дијаграмот на Сликата 8.15-в укажува на процес на испирање на пукнатинскиот наполнител.

Дијаграмите на Сликата 8.15 д-ф соодветствуваат на истите појави како и дијаграмите на Сликата 8.15-б,в, но за турбулентен режим на филтрацијата.

Дијаграмот на Сликата 8.15-е укажува на колматација на пукнатините при мален притисок, потоа на продор при зголемувањето на притисокот, и на крајот пак на зголемување на колматацијата при високи притисоци.

Дијаграмот на Сликата 8.15-ж исто така укажува на колматацијата при низок притисок, но и за испирање на пукнатинскиот наполнител при високи притисоци.

Дијаграмот на Сликата 8.15-з укажува на сложен нетипичен (аномален) случај, каде што по релативно нормалниот тек на испитувањето, настанува ненадејна колматација. Потоа има брз пад на притисокот при натамошно зголемување на протокот, што укажува на можен лом во карпестата маса со проширување на пукнатините и создавање на нови пукнатини. Во ваков случај веднаш треба да се прекине со испитувањето и да се симне нивото на притисок.

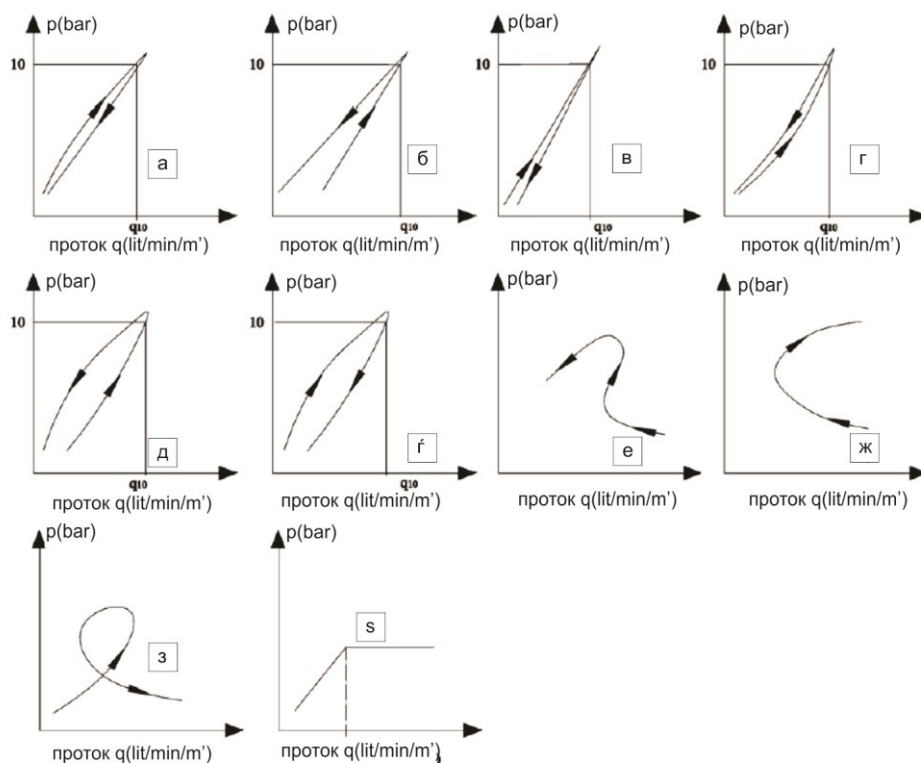
Појава на моментот на хидрауличен лом на карпестите маси е илустриран на Сликата 8. 15-с кога, при одредено ниво на притисок, се појавува остар прелом, а протокот на водата се зголемува без подигање на притисокот. Овој случај исто така укажува дека треба да се прекине со процесот на испитување.

Во практиката, за хидрауличките пресметки се појавува потреба од паралелно користење на вредноста на коефициентот на филтрација и Лижоновата единица. За таа намена постојат различни корелациски зависности меѓу нив. Една од зависностите е прикажана со следната равенка:

$$k (m / s) = 1.3 * 10^{-7} Lu$$

Како услов за примена на оваа зависност се претпоставува дека протокот на водата низ пукнатините е ламинарен и дека пукнатинскиот систем е распределен хомогено во карпестата маса, односно дека карпестата маса е хомогено испукана.

Треба да се нагласи дека испитувањето на водопропустливоста по оваа методологија се користи, обично, кај браните за фаза пред инјектирање, во текот или по инјектирањето. Од особена помош е при пресметка на потребниот обем на инјекциските работи и сите други елементи на инјектирањето. Значајна е и постапката на испитувањето на хидраулички лом (hydraulic fracturing) при дефинирање на природната напонска состојба или при решавање на проблеми кај нафтното инженерство.



Слика 8.15 Карактеристични дијаграми за дефинирање на водопропустливоста во вид на зависност меѓу притисокот (p во бари) и протокот (q во $\text{lit} / \text{min} / \text{m}'$); ($q = f(p)$)

Како што се гледа во Табелата 18.1, во стручната литература понекогаш водопропустливоста на карпестите маси може да се изрази и преку **специфична водопропустливост** (q). Под специфична водопропустливост се подразбира водопропустливост, која се однесува на 1 метар притисок од водениот столб и 1 метар на етажата. Се определува по формулата:

$$q = \frac{Q}{H \cdot l} \quad (\text{lit} / \text{min} / \text{m}' / 0.01 \text{ MPa})$$

Каде што е: q – специфична водопропустливост; Q – вкупен проток на водата на испитуваната етажа (lit / min); l – должина на етажата (m); H – притисок (m).

Очигледно е дека специфичната водопропустливост е за 100 пати помала од единицата на Лижон.

Како заклучок, уште еднаш треба да се потенцира дека изучувањето на сите аспекти и влијанија од подземните води е многу значајно во механиката на карпите и е еден од најтешките теоретско-практични проблеми, воопшто, при што во одредени поглавја од учебникот, има соодветни коментари за влијанијата кај практични проблеми.

ПРАШАЊА ЗА ДИСКУСИЈА

- Објаснете како се делат карпестите маси по нивната хидрогеолошка функција и дефинирајте што се подразбира под термините хидрогеолошки изолатор, колектор и комплекс!
- Што е издан и кои видови издани постојат?
- Кои се основните начини на движење на подземните води?
- Објаснете што подразбирате со поимот тензор на водопропустноста!
- Опишете што е коефициент на филтрација, а што е Лижоновата единица и со кои методи може да се испитаат?

9

ПРИМАРНИ И СЕКУНДАРНИ НАПОНИ ВО КАРПЕСТИТЕ МАСИ

ОПШТО ЗА НАПРЕГНАТОСТ ВО КАРПЕСТИТЕ МАСИ

При анализа на состојбата на напрегнатост во карпестите маси треба да се разликуваат неколку основни појави, кои се поврзани една со друга.

Како прво, во природата, пред каква било техничка интервенција, карпестите маси се сметаат за претходно напрегнати средини и се наоѓаат во **природна** или **примарна напонска состојба** (англ. **in situ stress, virgin stress, initial stress**).

Кога карпестите маси ќе бидат „пореметени“ со некоја инженерска активност од страна на човекот, било во подземје или на површина на теренот, во зоната на влијанието на овие инженерските работи се формира нова состојба. Таа се нарекува **секундарна напонска состојба** (англ. **induced stress**), која е резултат на прилагодувањето на околната карпеста маса кон новонастанатата ситуација, поради ископ на дел од неа или товарење на истата.

Со голем број истражувања е утврдено дека доаѓа до значителни промени на напонските состојби во зоните непосредно до ископите. Така на пример, во ножичниот дел на косините по правило доаѓа до зголемување на примарните напони, додека во зоните на ископ за површинските фундаирања, по правило, доаѓа до нивно намалување. Овие феномени резултираат со зголемување на деформабилноста и намалување на механичките јакости на карпестата маса.

Кај подземните ископи, пак, може да дојде или до зголемување или до намалување на напоните, во зависност од механичките карактеристики на карпестата маса. Всушност, по ископот, карпестата маса како „да здивнува“ во една влијателна зона, при што како резултат на ослободување од напоните се појавува определена деформација.

Ако механичките јакости на карпестата маса се значително поголеми во однос на големината на секундарните напони, нема да се појават некои позначајни **деформации**, така што ископот ќе остане стабилен.

Кога пак, механичките јакости се мали, може да се појават големи деформации и придвижување на карпестите маси, кои се стремат повторно да го пополнат подземниот отвор и воспостави некоја нова рамнотежна состојба.

Сè додека на овие придвижувања не се спротиставиме со некоја подградба или облога, се говори за **напони** и **деформации**. Во моментот кога ќе се постави подградба, на контактот со карпеста маса се јавуваат сили, кои ги дефинираме како **подземни притисоци** (анг. **support pressaure**).

Проблемите на секундарните напони и подземните притисоци спаѓаат во многу чести практични проблеми, кои се јавуваат во практиката, но во исто време важат и како најсложени проблеми што ги проучува механиката на карпи.

Секундарната напонска состојба во зоната околу ископот всушност е почетна напонска состојба од која, во определени случаи и определени механизми, доаѓа до појава на вистинските подземни притисоци.

Таа може да се разгледува теоретски, или пак да се мери директно на терен.

ПРИРОДНА НАПОНСКА СОСТОЈБА

Природната напонска состојба има значајно влијание врз: механичките својства, карактеристиките и однесувањето на карпестите маси. Причините за настанување на примарните напони можат да се сведат на неколку основни групи на дејства и тоа:

- дејство на гравитацијата;
- тектоника;
- ерозијата на Земјината кора;
- температурни влијанија.

Свој придонес во напонската состојба имаат: процесите на седиментација, гравитациското збивање, цементацијата и воопшто дијагенезата кај седиментните карпи, кристализацијата од магматските растопи, прекристализацијата кај метаморфните карпи и зацврстувањето на магматските карпи. Обично овие процеси доведуваат до појава на сложено поле на примарните напони. Тоа поле се манифестира уште во фазата на оформување на карпестиот масив со пукање на карпите, при што се создаваат пукнатини на лачењето, слоевитоста, шкрилавоста и др.

Дополнително, полето на напрегања, под влијание на тектонските, ерозивните и други процеси во Земјината кора, е изложено на повеќекратна трансформација за цело време на постоењето на карпестата маса. Сето ова условува, при определувањето на природните напони, да се усвојуваат определени претпоставки, упростувања и шематизации.

Всушност, при анализирање на природната напонска состојба во науката, сè уште не постои општоприфатена научна теорија, а сите досега познати пристапи се сметаат за хипотези. Наједноставната хипотеза за прогноза на природната напонска состојба е предложена од швајцарскиот геолог **Алберт Хајм** (1878). Тој, врз основа на набљудувања на однесувањето на карпестите маси при ископите на големите тунели во Швајцарските Алпи, дошол до некои сознанија, кои ги преточил во одредени заклучоци за примарните напони. Според него, тунелите се наоѓаат под дејство на напон во сите насоки, односно сметал дека во подземјето владее состојба слична на хидростатизмот. По оваа хипотеза, вертикалната компонента на нормалниот напон (σ_v) на одредена длабина (z или H) зависи само од тежината на надслојот на карпестите маси. За хоризонтална површина на теренот, овој напон е еднаков на:

$$\sigma_v = \sum_{i=0}^H \gamma_i z_i$$

Каде што: γ_i е волуменска тежина на карпестите маси од различни слоеви;
 z_i (понекаде h_i) е дебелина на поединечните слоеви или на разни видови карпи над разгледуваната точка.

Хоризонталната компонента (σ_h) Хајм ја усвоил да биде со иста големина како и вертикалната компонента (σ_v). Според него, коефициентот на бочниот притисок (λ), кој претставува однос меѓу хоризонталната и вертикалната компонента на примарниот напон, приближно е еднаков на единица т.е.

$\lambda = \sigma_h / \sigma_v \approx 1$. Според Хајм, природните напони во хоризонтален правец се последица од дејството на „гигантските тектонски сили“, кои предизвикале издигање на планинските венци во мезозоик и терциер.

Терцаги и Рихарт (1952) исто така дале свое толкување за природните напони користејќи ги претпоставките за еластичност и континуумот на карпестата маса. Понекаде во литературата, како значаен автор за ова толкување, се спомнува и Диник (според Савич и Кујунџиќ, 1985). Според ова толкување, поради дејството на гравитацијата, карпестата маса се наоѓа во вертикално напонско поле, што предизвикува не само доминатна појава на вертикални деформации, туку и деформирање во хоризонтална насока. Карактеристично е што хоризонталната деформација е спречена поради присуството на околната карпеста маса, па овој феномен се нарекува Поасонов ефект. Според овие автори, според теоријата на еластичност, се добива следниот израз за хоризонталното напрегање:

$$\sigma_h = \lambda \sigma_v \text{ каде што } \lambda = \nu / (1 - \nu)$$

Каде што ν е Поасонов коефициент, а λ е коефициент на страничен (бочен) притисок, кој се означува понекаде и со k , а се наоѓаат во границите $0 \leq \lambda \leq 1$; $0 \leq \nu \leq 0.5$

Коефициентот на бочен притисок зависи од Поасоновиот коефициент ν , кој пак кај карпите обично има вредности од $\nu = 0.25 - 0.35$. Затоа, според Терцагиевото толкување, големината на хоризонталната компонента на напонот би требала да биде помала од големината на вертикалната компонента, добиена според Хајмовата хипотеза ($\sigma_h \ll \sigma_v$). Сепак, во практиката, сите теории и хипотези често се демантирани со извршените мерења на примарните напони.

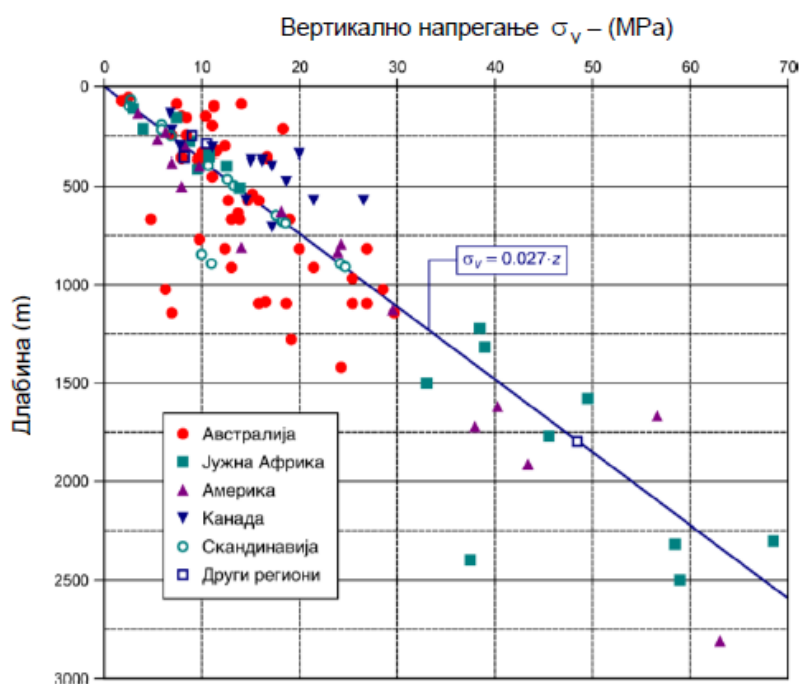
Накратко, може да се истакне дека ниту еден од теоретските пристапи во геотехниката не може да даде целосно задоволителни решенија за анализата на природните напони во карпестите маси. На пример, на Сликата 9.1 е прикажан сумарен дијаграм на вредноста на вертикалниот напон, мерен во различни локалитети во светот (Еверт Хек 2002).

Од сликата се гледа дека мерените природни напони значително се разликуваат од пресметаните, според хипотезата на Хајм.

На пример, според мерењата на Хаст во Скандинавија, во голем број случаи се добило дека $\sigma_h > \sigma_v$. Според него, најчесто $\sigma_v = 3 \sigma_h$, иако има поединечни мерења кога $\sigma_h = 6 \sigma_v$. Односот на главните напони на хоризонталната елипса може да се движи во границите:

$$0.15 < \sigma_1 / \sigma_3 < 0.60$$

До сличен заклучок дошол и Хергет во 1973, којшто извршил анализи на голем број мерења од различни локалитети. Тој формулирал и некои зависности меѓу вертикалните и хоризонталните напони и нивната распределба со длабината. Неговите сознанија се претставени дијаграмски на Сликата 9. 2.



Слика 9.1 Дијаграм на зависност: вертикално напрегање (σ_v)– длабина (z) и споредба со практични мерења

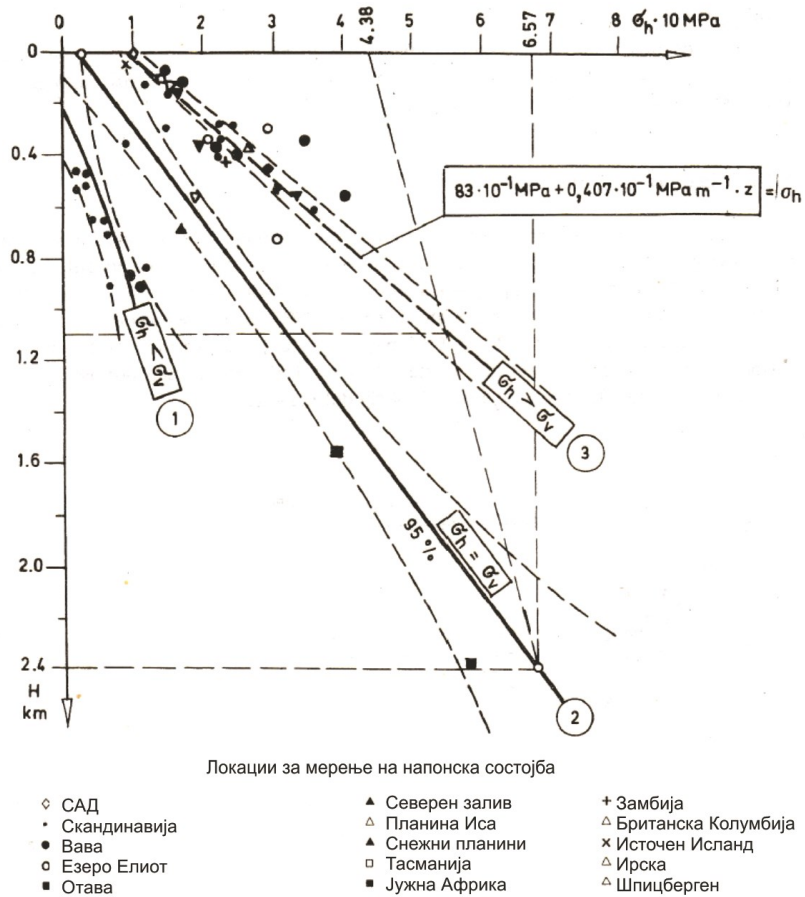
Од овие односи, очигледно, дека може да постои напонска анизотропија и во хоризонталните рамнини. Правците на примарните напони, според најголем број мерења вршени од Оберт, се блиски на вертикалните, додека, според Хаст, правците на главните напони во поплитките зони се совпаѓаат со правците на максималната испуканост на карпестата маса и правците на брдските гребени на површината.

Од Сликата 9.2, исто така е очигледно дека има примери на измерени напони и на самата површина на теренот со значителни големини, што, според Хајмовата хипотеза, не би имало смисла. Овие резултати укажуваат дека на одредени зони сегашната површина на теренот некогаш била многу подлабоко, но со процеси на ерозија или реверсно раседнување, карпестите маси се доведени на различно ниво од почетното.

Овие факти укажуваат дека во карпестата маса постојат т.н „резидуални“ или „заостанати“ напони, кои не се губат целосно, со растеретувањето од ерозивните влијанија. Популарно, се вели дека „**карпестата маса ги памети старите напони**“.

Општо кажано, далеку потешки за определување се хоризонталните напони, поради серија можни влијанија.

На пример, како дополнување на Сликата 9.2, на Сликата 9.3 е прикажана зависноста меѓу односот на мерените хоризонтални и вертикални напрегања и длабочината под површината на теренот.

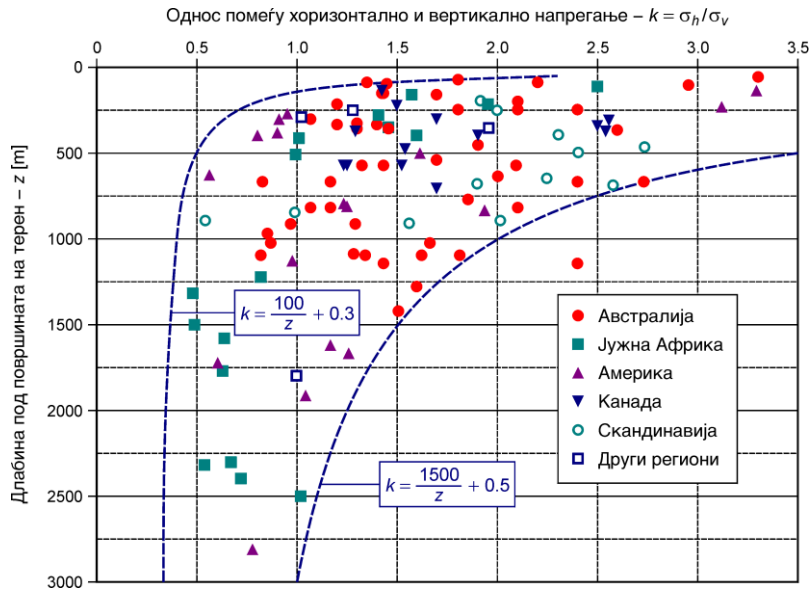


Слика 9.2 Дијаграми со приказ на промената на хоризонталните напони (σ_h) во длабина (H) според анализите на Хергет: 1) дел од мерени случаи, каде што $\sigma_h < \sigma_v$; 2) дел со случаи каде што $\sigma_h = \sigma_v$, што одговара на Хајмовата хипотеза; 3) дел со случаи каде што $\sigma_h > \sigma_v$

Од дијаграмот на Слика 9.3, може да се констатира дека вредноста на k се движи во граници:

$$\frac{100}{z} + 0.3 \leq k \leq \frac{1500}{z} + 0.5$$

Дијаграмот исто така покажува дека на длабини $z = 500$ m, хоризонталните напрегања се значително поголеми од вертикалните. За длабини $z = 1$ km, хоризонтални напрегања тежнеат да се изедначат со вертикалните, поради нивните високи вредности, кои индуцираат лом и пластично течење во карпестата маса.

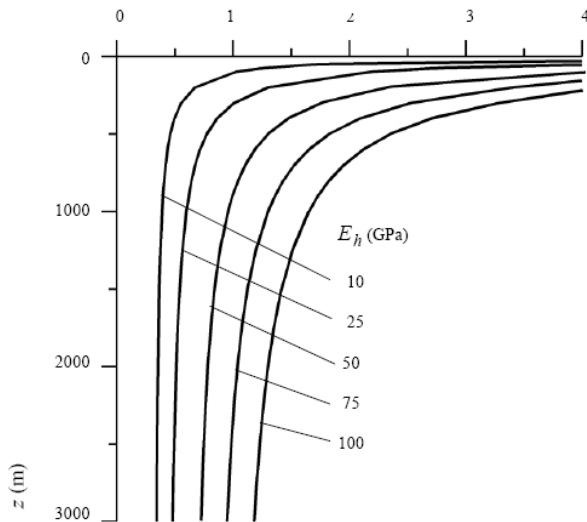


Слика 9.3 Дијаграм на зависност: однос меѓу напрегањата σ_h и σ_v – длабина z

Шореј (1994) предложил еден начин за определување на коефициентот k според следната формула:

$$k = 0,25 + 7 \cdot E_h \left(0,001 + \frac{1}{z} \right)$$

Во оваа формула е потребно да се познава вредноста на E_h (GPa) како просечен модул на деформација на слоевите во хоризонтална насока. Оваа насока е посебно значајна кај седиментните карпи. Дијаграмски, овие зависимости се прикажани на Сликата 9.4.



Слика 9.4 Дијаграм за определување на коефициентот k за различна вредност на модул на деформација по Шореј (1994); Хек (2000)

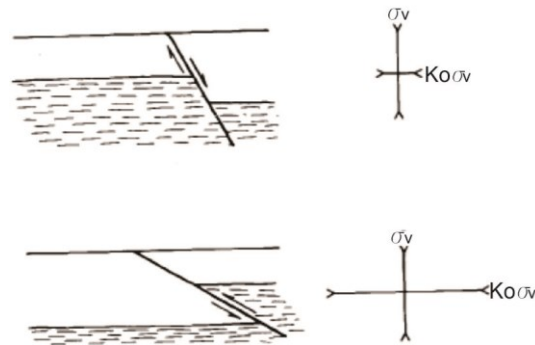
Според претходните анализи, јасно се согледува дека причините за сложениот начин на манифестирање на напоните, покрај во тектонски влијанија и ерозијата, се резултат и на: анизотропијата на карпите, ефектот на размер и локални влијанија на поголеми пукнатини, кои доведуваат до девијација на главните напони. На пример, на Сликата 9.5 е прикажан однос на главните вертикални и хоризонтални напони за основните видови на раседи.



Слика 9.5 Приказ на односи меѓу главните напони кај гравитациски расед (лево), кај хоризонтални раседи (средина) и кај реверсни раседи (десно)

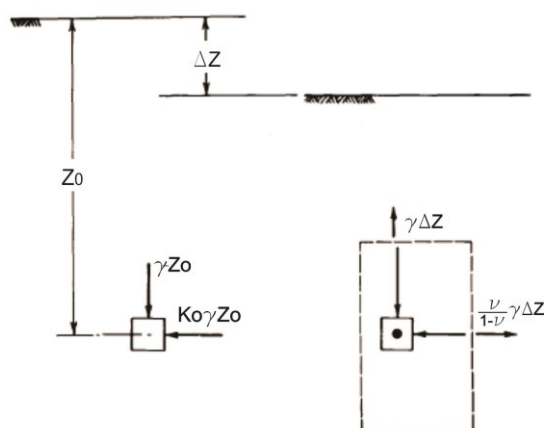
Од Сликата 9.5 се гледа дека кај гравитациските раседи преовладува вертикалната компонента на напонот, додека при реверсно раседнување и кај хоризонтални раседи преовладува некоја од хоризонталните компоненти. Векторска илустрација на оваа состојба, во контекст на пресметка на напоните е прикажана на Сликата 9.6.

На Сликата 9.7, пак, е прикажано како може да се проанализира влијанието на ерозивните процеси врз прирастот на хоризонталните напони.



Слика 9.6 Однос на главни напони во дводимензионален простор кај гравитацискиот расед (горе) и кај реверсни раседи (долу)

На Сликата 9.7 е прикажан случај, кога една точка на длабина Z_0 била во одредена почетна примарна состојба на напрегања пред ерозија на дел од теренот. За таа состојба е карактеристична вредност на хоризонтален напон за почетна состојба на коефициентот $K=K_0$. По ерозија на теренот за висина ΔZ , доаѓа до намалување на вертикалниот напон за промената на висина ($\gamma^* \Delta Z$), додека хоризонталните напони, поради Поасоновиот ефект, се намалуваат за вредност еднаква на $\nu/(1-\nu) \gamma^* \Delta Z$.



Слика 9.7 Анализа на ефектот на ерозија врз напонска состојба во длабина (Гудман 1989)

Така, хоризонталните напони по ерозијата можат да се пресметаат по следната формула:

$$K(Z) = K_0 + \left[\left(K_0 - \frac{\nu}{1-\nu} \right) \Delta Z \right] \frac{1}{Z}$$

Генерално, ерозијата доведува до зголемување на вредноста на коефициентот K_z , кој ќе има некоја вредност меѓу коефициентот на активен (K_a) и пасивен (K_p) притисок. Ова доведува и до тенденција да се зголемуваат хоризонталните напони во однос на вертикалните. Тука, за пресметка може да биде корисна теоријата на Кулон, каде што се користат следните формули:

$$K_a = \operatorname{ctg}^2 \left(45 + \phi/2 \right) - \left[\frac{qu}{\gamma} \operatorname{ctg}^2 \left(45 + \phi/2 \right) \right] \frac{1}{Z}$$

$$K_p = \operatorname{tg}^2 \left(45 + \phi/2 \right) + \frac{qu}{\gamma} \frac{1}{Z}$$

Каде што е: qu – едноаксијална јакост на притисок; ϕ – агол на внатрешно триење на карпестиот масив.

Уште поедноставна анализа за процена на влијанието на ерозијата, може да се направи ако се применат условите од Сликата 9.2. На сликата, со испрекинати линии се прикажани вредности за пресметка на напоните на длабина од 2400 метра. Хергет ја прави следната анализа:

- иницијално на длабина од 2400 метра, според регресионата зависност од Сликата 9.2, напоните би имале вредност $\sigma_v = \sigma_h = 65.7$ МПа;
- за случај кога цел надслој од 2400 метри би се еродирал, вредноста на вертикалниот напон би спаднала теоретски на вредност $\sigma_v = 0$, но хоризонталните напони, поради влијание на Поасоновиот коефициент (во овој случај усвоено $\nu = 0.25$), би се смалила за вредност

$$\Delta\sigma_h = \nu / (1 - \nu) * \sigma_v = (0.25 / 0.75) * 65.7 = 21.9 \text{ МПа, односно би имала вредност } \sigma_h = 65.7 - 21.9 = 43.8 \text{ МПа.}$$

Според Хергет, вака големи разлики меѓу вертикалните и хоризонталните напони се неодржливи, без да се појави лом во карпестата маса. Според неговата претпоставка, на длабина од околу 1100 метра доаѓа до локални ломови и латентна пластификација во карпестата маса, со што се врши локална прераспределба на хоризонталните напони од блок на блок и тие се намалуваат на некоја гранична вредност.

Илустрација на овој став би била кривата 1 на Сликата 9.2.

Од прикажаните слики се согледува дека овој проблем е многузначен и сложен. Сепак, напонската состојба во карпестите маси, не би требало многу да се оддалечува од состојбата на хидростатизмот. Во спротивно, би морало да дојде до лом, т.е. до деформација, која се стреми кон изедначување на екстремните вредности на напрегањата.

Може да се заклучи, дека вертикалната компонента на примарниот напон зависи главно од тежината на надслојот, а хоризонталните напони очигледно покажуваат многу покомплексна слика. Врз нив, покрај: длабината, волуменската тежина на карпестата маса, Поасоновиот ефект, заостанатите и моменталните тектонски напони, многу влијае ерозијата на карпестиот надслој како ефект на растоварување.

Покрај прикажаните теоретски постапки и податоците од експериментални мерења, треба да се укаже дека при вршење на поединечните мерења на напонската состојба врз ориентацијата и интензитетот на главните напони, многу влијаат регионалните тектонски односи, а потоа и локалните наборни и раседни структури, релјефот и други влијанија.

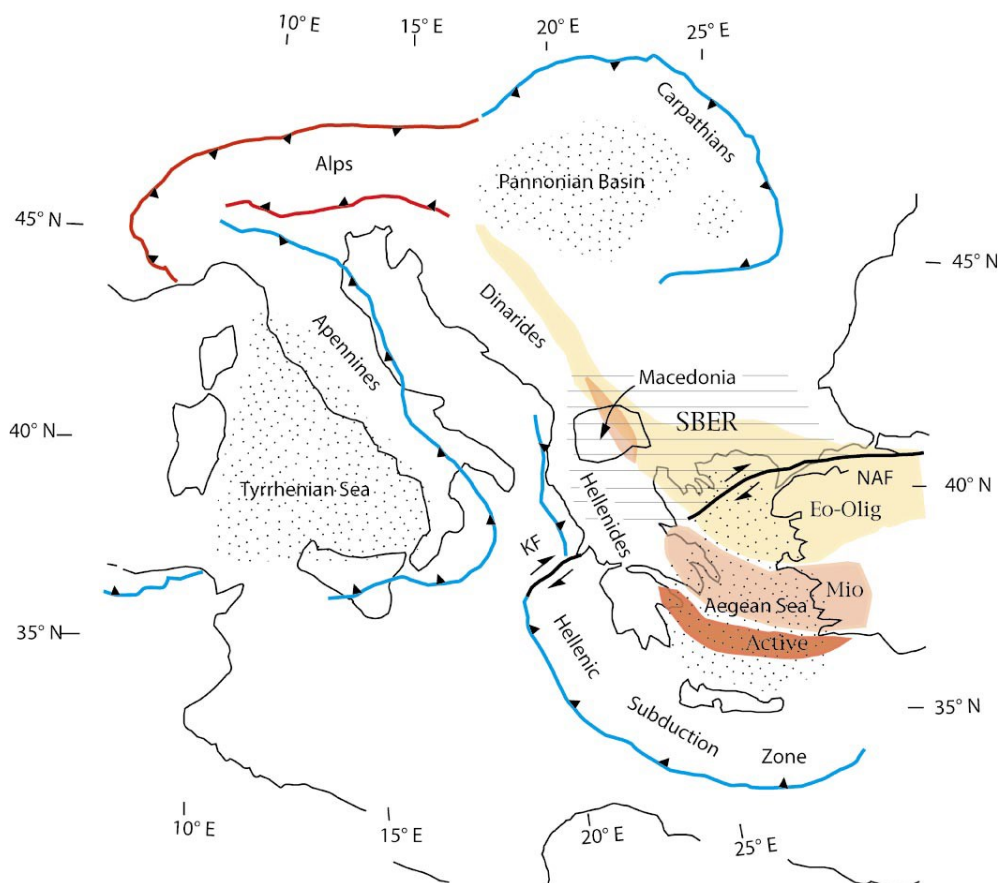
На пример, засновајќи се на: генерални геолошки податоци, постоење на големи раседи и одредени мерења на напоните, конструирани се различни карти на напонската состојба за цел свет и за одредени подрачја (Слика 9.8).

Од картата на Сликата 9.8 се гледа дека Република Македонија е дел од медитеранската зона, каде што владее доста специфичен режим на тектонски влијанија и режим.

На Сликата 9.9, пак, е прикажана карта на максимални хоризонтални напони за медитеранската зона.

Сите овие фактори, на некој начин, треба да се земат предвид при прогноза на секундарната напонска состојба или при составување на програмата за мерење на напонската состојба кај секој конкретен објект.

Кај секој конкретен случај треба да се земат предвид и влијанијата на локалните геолошки структури (Слика 9.10, Слика 9.11, Слика 9.12 и Слика 9.13).

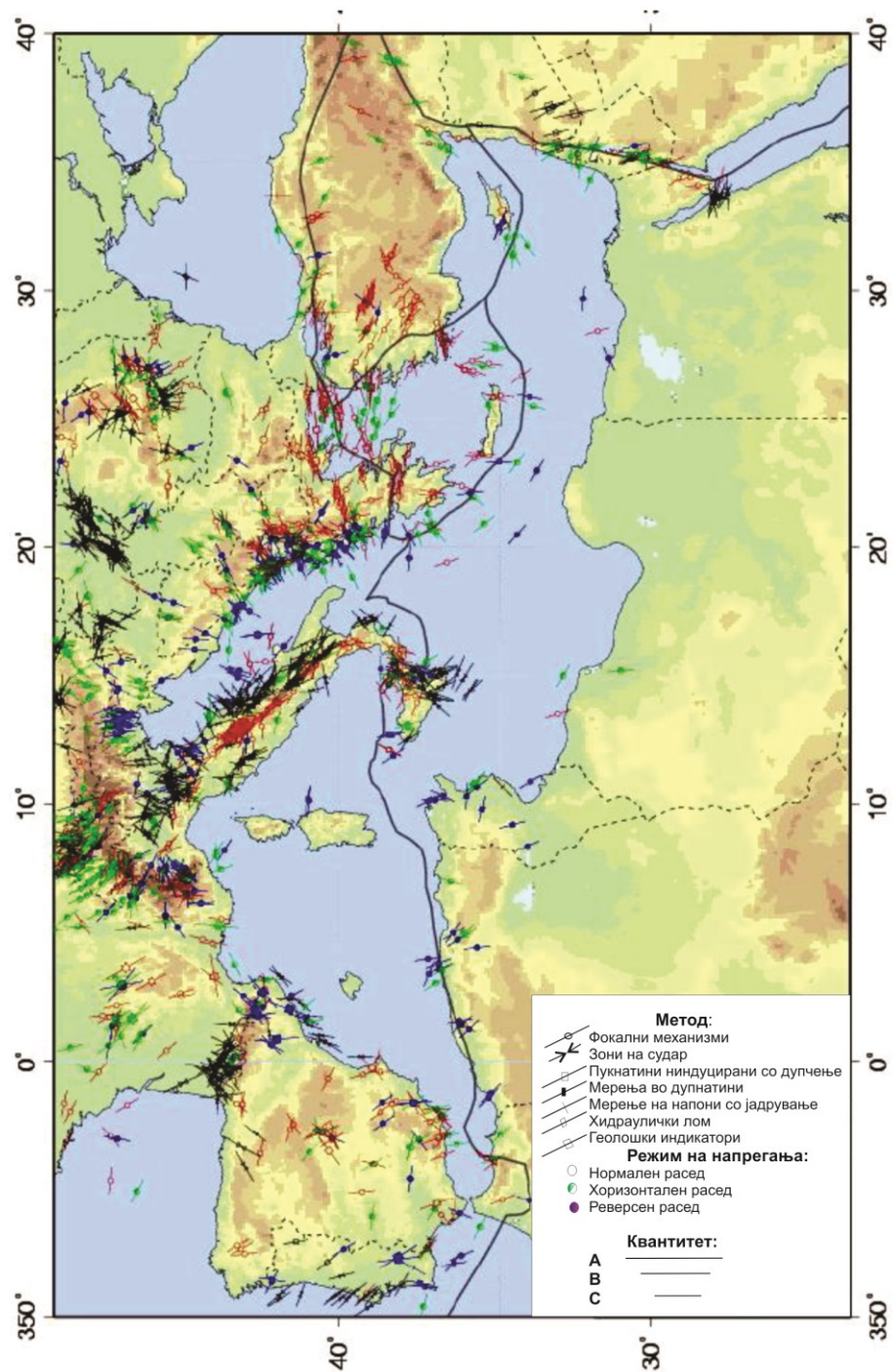


Слика 9.8. Поедноставена тектонска карта на Источниот медитерански регион, кој го претставува екстензиониот режим на напрегање на Јужниот балкански регион (Southern Balkan Extensional Region – SBER); сини линии за зони на субдукција (подвлекување) на тектонски плочи; (Ео-Олиг) – поранешни вулкански зони со Еоценско-олигонценска старост; NAF – Северноанадолски активен расед; KF – Кефалониски расед (Думурџанов и др. 2005)

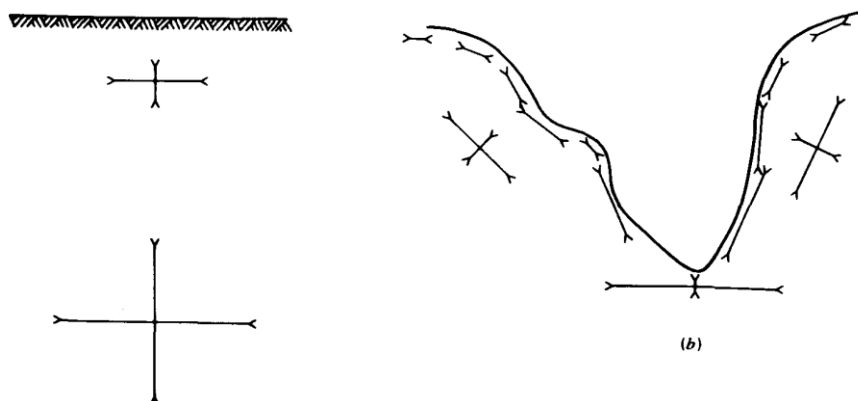
Во секој случај, сосема е јасно дека решенијата на проблемот не можат да бидат засновани само на теоретски анализи, туку, секогаш кога е можно, треба да се прават експерименталните истражувања и мерењата на природните напони на самото место, во теренски услови.

Со тие мерења, се создаваат услови за пореална процена на начинот на манифестирање и интензитетот на напоните, како и за пореална прогноза на секундарната напонска состојба.

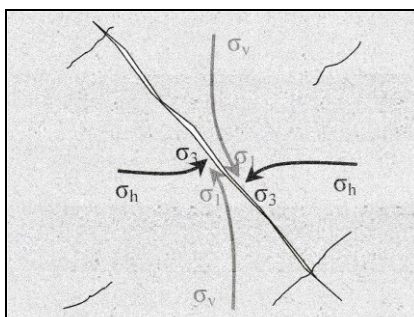
ПРИМАРНИ И СЕКУНДАРНИ НАПОНИ ВО КАРПЕСТИТЕ МАСИ



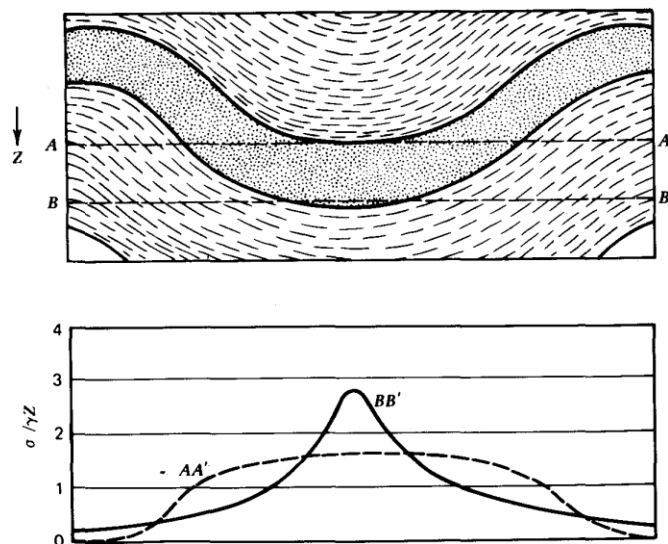
Слика 9.9 Карта на максимални хоризонтални напони за медитеранска област (од www.world-stress-map.org)



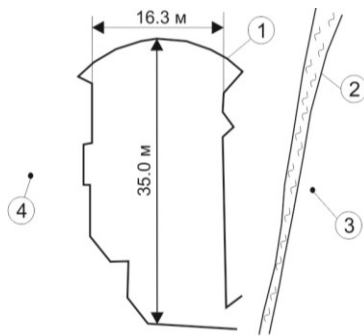
Слика 9.10 Влијание на топографијата на теренот врз ориентацијата на главните напони кај хоризонтален терен (лево) и кај длабокосасечени долини (десно), според Гудман (1980)



Слика 9.11 Влијание на поголема пукнатина врз девијација на главните нормални напрегања (Хадсон 1997)



Слика 9.12 Влијание на наборни структури кај слоевити хетерогени карпести маси врз вертикалниот напон во вид на приказ на длабини AA' и BB' (Гудман 1989)



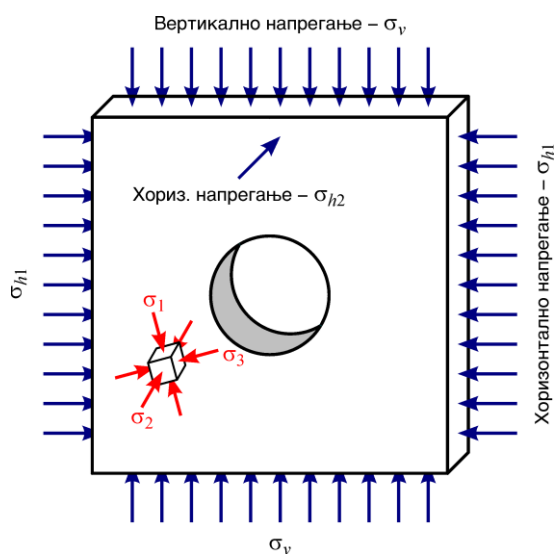
Слика 9.13 Влијание на раседна зона кај подземна зграда на ХЕ Пикоте во Португалија: 1) машинска зграда, 2) раседна зона, 3 и 4) точки на мерење на напони кои се на приближно иста длабина со измерени разлики во вертикалните напони од пет пати ($\sigma_{v3}=4 \text{ Мпа}$, а $\sigma_{v4}=20 \text{ МПа}$), (Савич, Кујунџиќ 1985)

ПОИМ ЗА СЕКУНДАРНИ НАПОНСКИ СОСТОЈБИ

Секундарната напонска состојба е анализирана од голем број автори, кои разработиле поголем број теории што се применуваат во практиката. Како појдовна точка се смета Хајмовата теорија на „патентен пластицитет“, а по неа се развиваат и теории засновани на: законите на рамнотежа на сипки неврзани материјали, теориите на растеретен свод, теоријата на еластичност и пластичност итн. Затоа, во рамките на ова поглавје, ќе се прикажат некои од најзначајните елементи на теориите по различни автори.

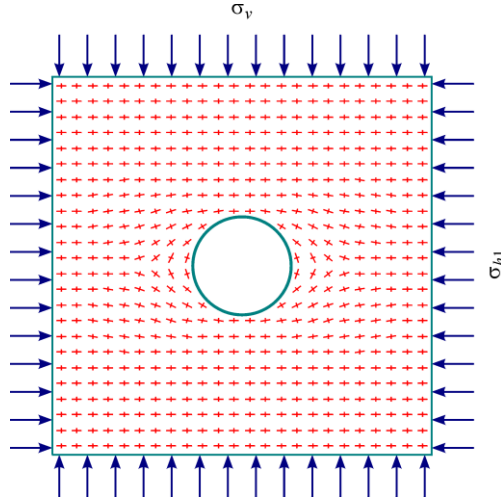
СЕКУНДАРНИ НАПОНСКИ СОСТОЈБИ ОКОЛУ ТУНЕЛ СО КРУЖЕН ОТВОР СПОРЕД ТЕОРИЈАТА НА ЕЛАСТИЧНОСТ

При изведба на еден подземен ископ, напрегањата што егзистирале претходно во карпата, се пореметуваат, при што во непосредната околина на подземниот отвор се индуцира ново поле на напрегања. На Сликата 9.14 е прикажан пресек на хоризонтален кружен тунел, со илустрација на правците на главните напони во однос на вертикалните и хоризонталните напони.



Слика 9.14 Приказ на главни напони (σ_1 , σ_2 и σ_3) кај карпест елемент во близина на хоризонтален тунел, врз кој дејствуваат вертикално „in situ“-напрегање σ_v и хоризонтални „in situ“-напрегања σ_{h1} и σ_{h2} , нормално, односно паралелно на оската на тунелот.

Правецот на главните напрегања се прикажува со помош на т.н. **траектории на главни напрегања** (Слика 9.15). При приказот на траекториите подолгите црти го даваат правецот на максималните главни напрегања σ_1 , а пократките црти го даваат правецот на минималните главни напрегања σ_3 .



Слика 9.15. Правец на главни напрегања во карпеста маса околу хоризонтален тунел врз кој дејствува хоризонтално „in situ“-напрегање σ_h и σ_v

За пресметка на напрегањата, деформациите и поместувањата околу кружен ископ според теоријата на еластичност, за дводимензионална состојба на напрегањата – свое решение предложил Кирш (1898). Пресметките се вршат за поларен координатен систем, каде што напрегањата се дефинирани како влечни сили што дејствуваат на елемент лоциран на оддалеченост со радиус r и поларен агол θ (Слика 9.16).

Компоненти на напрегања во точка (r, θ)

$$\sigma_r = \frac{1}{2} p_z [(1+k)(1 - \frac{a^2}{r^2}) + (1-k)(1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4}) \cdot \cos 2\theta]$$

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2} p_z [(1+k)(1 + \frac{a^2}{r^2}) - (1-k)(1 + \frac{3a^4}{r^4}) \cdot \cos 2\theta]$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{1}{2} p_z [-(1-k)(1 + \frac{2a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4}) \cdot \sin 2\theta]$$

Главни напрегања во точка (r, θ)

$$\sigma_{1,2} = \frac{1}{2} (\sigma_r + \sigma_\theta) \pm [\frac{1}{4} (\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + \tau_{r\theta}^2]^{0.5}$$

Слика 9.16 Геометриски модел за услови за пресметка за Киршов случај, основни ознаки при распределба на напоните околу кружен отвор

Со вршење на определени трансформации и воведување модулот на еластичност и лизгање, при одредено ниво на радијален напон (σ_r), тангентен напон на притисок (σ_t) и напон на смолнување (τ_{rt}) можат да се пресметаат поместувањата во радијален (u_r) и на тангенцијален правец (u_t). За оваа намена се развиени одредени софтверски решенија, како на пример *Examine2D*, каде што решенијата се поклопуваат со аналитичкото решение на Кирш (Бреди и Браун 1993; Пулос и Дејвис 1974):

$$\sigma_r = \frac{\sigma_v}{2} \left[(1+K) \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) - (1-K) \left(1 - 4\frac{a^2}{r^2} + 3\frac{a^4}{r^4}\right) \cos 2\theta \right]$$

$$\sigma_t = \frac{\sigma_v}{2} \left[(1+K) \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) + (1-K) \left(1 + 3\frac{a^4}{r^4}\right) \cos 2\theta \right]$$

$$\tau_{rt} = \frac{\sigma_v}{2} \left[(1-K) \left(1 + 2\frac{a^2}{r^2} - 3\frac{a^4}{r^4}\right) \sin 2\theta \right]$$

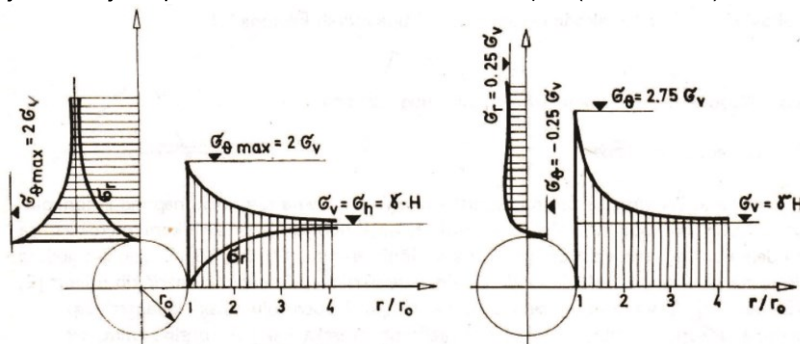
$$u_r = -\frac{\sigma_v a^2}{4Gr} \left[(1+K) - (1-K) \left\{ 4(1-\nu) - \frac{a^2}{r^2} \right\} \cos 2\theta \right]$$

$$u_t = -\frac{\sigma_v a^2}{4Gr} \left[(1-K) \left\{ 2(1-2\nu) + \frac{a^2}{r^2} \right\} \sin 2\theta \right]$$

Каде што е:

$$G = \frac{E'}{2(1+\nu')}, \quad E' = \frac{E}{1-\nu^2}, \quad \nu' = \frac{\nu}{1-\nu}$$

Модулот на смолкнување (G) се однесува за рамнинска состојба на напони, E е модул на еластичност, ν е Поасонов коефициент, a – радиус на кружен отвор, r и θ се радиус и агол во поларен кординатен систем за точка за која се пресметува напонот и $K=\lambda$ е коефициент на бочен притисок. При теоретските решенија за секундарните напонски состојби се поаѓа од примарната напонска состојба во која вертикалната компонента е $Pv = \gamma \cdot h$ (Слика 9.17).



Слика 9.17 Напонска состојба околу кружен тунелски отвор за (лево за хидростатичка состојба кога $\lambda = 1$, по теорија на еластичноста, $r = a$; $\sigma_r = 0$, $\sigma_{\theta} = 2p$; напони σ_t во темето (кровината) и во бокот за $\lambda = 0.25$)

Решенија на проблемот можат да се добијат за случаи кога постои само P_v ($\kappa = \lambda = \sigma_h / \sigma_v = 0$), кога примарната напонска состојба е хидростатична ($\lambda = 1$, односно $\sigma_h = P_v$) и кога постои и σ_h и σ_v , но при $\sigma_h \neq \sigma_v$.

За хидростатичната состојба на примарните напони, којашто е прикажана на Сликата 9.17 (лево), при $P_v = \sigma_h = P$ и $\sigma_h / P_v = 1$, Киршовите равенки ја добиваат следната форма:

$$\sigma_r = p \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) \quad \sigma_t = p \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) \quad \tau_{rt} = 0$$

Киршовото решение важи за рамнинска напонска состојба. Во реалноста, тоа не е случај кога се во прашање тунели со значителни должини. Во вакви случаи се јавуваат и напони во правец на протегањето на тунелот, која се нарекува рамнинска состојба на деформација. Поради ова, на секоја точка, покрај напоните σ_t и σ_r , треба да им се соопшти и лонгитудинален (надолжен) напон σ_l рамен:

$$\sigma_l = \nu (\sigma_r + \sigma_t) = 2\nu p$$

Ако вредност на коефициентот на бочниот притисок се усвои $\lambda = 0.25$, ќе се оформи секундарна напонска состојба каква што е прикажана на Сликата 9.17 (десно). За ваков случај е:

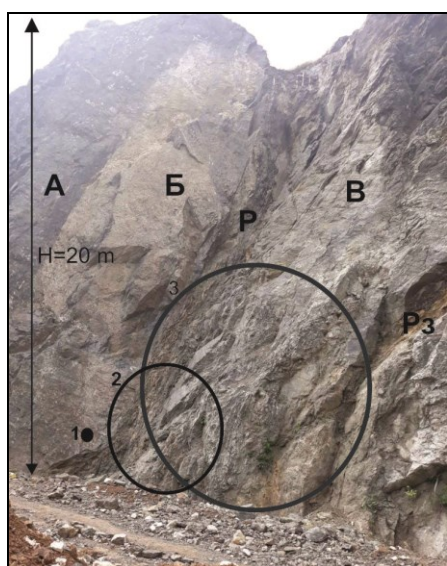
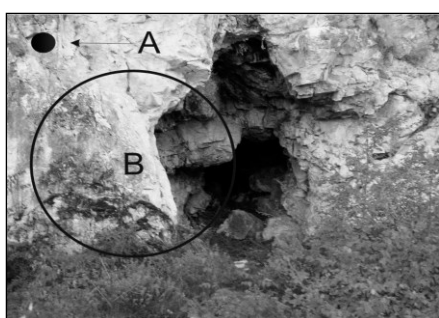
- $\sigma_h = 0.25 P_v$ ($\sigma_v = \gamma \cdot h$);
- Ако $\theta = 0^\circ$, односно при анализа за свод на ископот, тогаш $\sigma_t = -P_v (1 - 3\lambda) = -0.25 P_v$, што е состојба кога се појавуваат напони на затегнување;
- Ако $\theta = 90^\circ$ (страни на ископ), тогаш $\sigma_t = P_v (3 - \lambda) = 2.75 P_v$, односно се појавува максимален напон на притисок.

Од сликите може да се констатира дека на границата на кружниот отвор, радијалното напрегање σ_r и напрегањето на смолкнување τ_{rt} се еднакви на нула. Тангенцијалното нормално напрегање σ_t , пак, расте до максимална вредност на страните на ископот. Со зголемување на радиусот r , влијанието на отворот врз распределбата на напрегањата се намалува, додека на растојание од околу $r = 3$ до $4 a$, односот меѓу аплицираните и индуцираните напрегања конвергира кон единица. Произлегува, дека на ова растојание, напрегањата во карпестата маса се приближуваат кон вредностите на природните напони. Ова е од значење кога се формираат гранични услови за нумеричките модели, при што генерално правило е минималната димензија на нумеричкиот модел да биде најмалку 5 пати поголема од максималната димензија на подземниот ископ.

Значајно е да се истакне дека според решението на Кирш произлегува дека, напрегањата не зависат од модулот на еластичност (E) и Поасоновиот коефициент (ν) на карпата, туку само од големината на аплицираните напрегања и геометријата или формата на подземниот ископ. Имено, формулите за напрегања околу кружен отвор не го вклучуваат радиусот на тунелот a , туку

бездимензионалниот параметар r/a . Тоа значи дека напрегањата на границата на ископот се независни од апсолутната вредност на радиусот, односно на сидовите на кружен тунел со дијаметар 1 m ќе се индуцираат исти напрегања како и кај тунел со дијаметар од 10 m во истородна еластична карпа. Ова може да доведе до заклучок дека индуцираните напрегања околу подземниот ископ се независни од димензиите на отворот и стабилноста на ископот ќе биде независна од неговата големина.

Меѓутоа, многу е значајно да се потенцира дека важи само за идеалноеластична карпеста маса без какви било дефекти, што не е случај со реалните карпи во кои секогаш се застапени различни типови на дисконтинуитети (Слика 9.18).



Слика 9.18

горе – приказ на влијание на тип на објект во еден карстифивиран карпест масив:

A – при изведба на истражна дупнатина со мал дијаметар, пештерата не е во зона на интеракција;

B – при ископ на тунел, пештерата е во зона на интеракција;

долу – илустрација на големина на ископ и различни пресеци со пукнатини, раседи (P) и квазихомогени зони A, Б и B за отвори со различна големина:

1 – при изведба на истражна дупнатина со мал дијаметар,

2 – при ископ на тунел,

3 – при голем ископ.

При анализите со примена на теоријата на еластичност, треба да се има предвид уште еден коефициент, кој се нарекува коефициент на концентрација на напоните (K_k). Овој коефициент е дефиниран како сооднос меѓу максималниот секундарен напон на притисок (σ) и примарниот напон (p_v), кој постоел во истата точка на работ на ископот пред неговото отворање:

$$K_k = \frac{\sigma}{p_v}$$

Познавањето на овој коефициент на периметарот на подземниот ископ е значајно кога постојат доминантни вертикални примарни напони. Тогаш е можна појава на секундарни напони на затегнување во сводот на ископот. Бидејќи напоните на затегнување влијаат негативно врз стабилноста, доколку има такви појави, тие треба да се совладуваат со некоја техничка мерка на подобрување на карпестата маса (поглавје 18).

Од интерес се и промените на напоните на вертикалните ѕидови на ископите затоа што силните притисоци можат да доведат до ефекти на пластичното течење и гмечење со тек на време (анг. **squeezing**), а понекогаш и до опасни деформации со тенденција за големи поместувања кон ископот.

Ова укажува дека стабилноста на подземниот ископ во испукана карпеста маса секако зависи од односот меѓу големината на ископот и димензиите на блоковите во карпестата маса. Според тоа, зголемувањето на димензиите на подземниот отвор во карпестата маса можеби нема да предизвика зголемување на напрегањата, но сигурно ќе придонесе кон намалување на неговата стабилност. Вакви проблеми се посебно значајни кај дисконтинуална средина, што е соодветно прикажано во поглавјето 22.

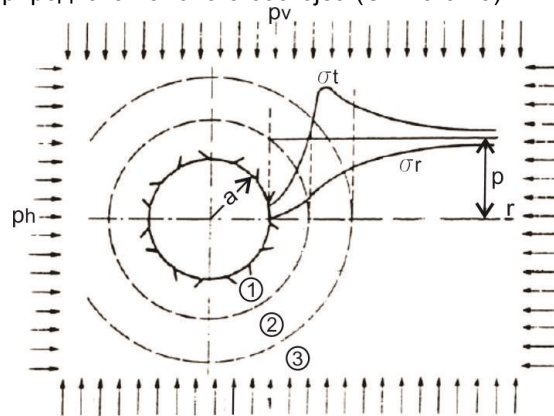
НАПОНСКИ СОСТОЈБИ ОКОЛУ ТУНЕЛ СО КРУЖЕН ОТВОР СПОРЕД ТЕОРИЈАТА НА ПЛАСТИЧНОСТ

Од приказот на решенијата според теоријата на еластичност е очигледно дека ако не е подграден тунелот, радијалните напони на работ на отворот паѓаат на нула ($\sigma_r = 0$), а додека тангентните напони на притисок σ_t се зголемуваат до некоја максималната вредност. За случај кога максималната вредност на напонот ќе ја пречекори јакоста на карпеста маса, тогаш кај испуканите или помеките карпести маси, околу тунелот, се формира една зона, која се однесува како **пластична средина**. Со тоа карпестата маса на некој начин „се брани“, односно се спротиставува на високите притисоци. Кај многу цврстите карпи, со високи вредности на модулите E и D , ова спротиставување може да се случи во вид на крт лом, кој всушност претставува т.н. „горски удар“, чест во рударските работи.

Една од наједноставните претпоставки за почетокот на однесувањето на карпестата маса како пластична средина, е моментот кога разликата на напоните σ_r и σ_t ќе достигне една одредена гранична вредност на напонот (σ_0), при која деформацијата, која е пропорционална на напоните, ќе стане бескрајна, односно: $\sigma_r - \sigma_t = \sigma_0$.

За карпестите маси, во најголем број на случаи оваа претпоставка е блиска до реалноста. Благодарение на оваа претпоставка, Гугел теориски покажал дека напоните на ѕидовите на ископот во голема мера се намалуваат поради ефектот на пластичноста. Од друга страна, во длабина на карпестата маса се воспоставува една зона на зголемени притисоци, која се однесува како т.н. „носечки прстен“. На тој начин, околу тунелскиот отвор се оформуваат три зони: зона на ослободување на напоните или **пореметена зона**, која е непосредно околу отворот, зона на „носечки прстен“ и третата зона е интактна или

непореметена зона, во која на одредено растојание од ископот тој нема влијание и таму владее природната напонска состојба (Слика 9.19).



Слика 9.19 Состојба на напоните околу кружниот тунелски отвор за еласто-пластична средина: 1 - пореметена зона, 2 - зона на „носечки прстен” 3 - непореметена зона

Овие теориски разгледувања се потврдени експериментално на модели и со теренски испитувања „in situ“, а од квалитативен аспект оваа појава била воочена од дамнина во рудниците на јаглен. Од страна на Тромпетер 1889 година е констатирана зоната на ослободување на напоните, а претходно, во 1885 година, Фајол, пак, ја констатирал зоната на зголемени притисоци. Затоа, овие зони во рударската литературата, понекогаш се именуваат според споменатите автори.

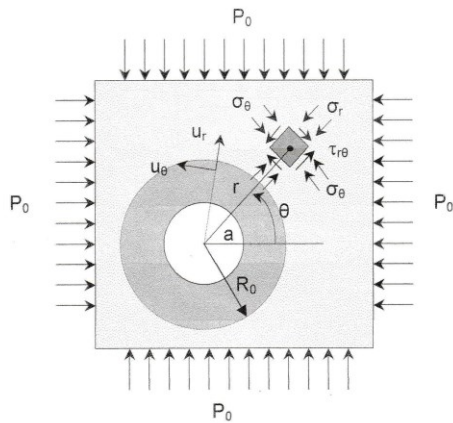
Одредени решенија за дефинирање на радиусот на зоната на пластификација можат да се добијат со примена на различни критериуми на лом на карпестата маса, што е прикажано, во основни црти, во рамките на ова поглавје.

РЕШЕНИЕ ЗА ТУНЕЛ СО КРУЖЕН ПРЕСЕК СО ПРИМЕНА НА МОР-КУЛОНОВ КРИТЕРИУМ НА ЛОМ

Кога околу тунелскиот пресек ќе дојде до надминување на јакоста на карпестата маса, и ако карпестата маса ја анализираме со Мор-Кулоновиот критериум на лом, тогаш се користи следната постапка за пресметка на големината на радиусот на пластифицираната зона R_0 (Слика 9.20).

$$R_0 = a \left(\frac{2 \frac{P_0 + \frac{q}{K_p - 1}}{K_p + 1}}{P_i + \frac{q}{K_p - 1}} \right)^{1/(K_p - 1)}$$

Каде што е: a – радиус на кружен отвор; c – кохезија; φ – агол на внатрешно триење, p_0 – почетно примарно напрегање, p_i – внатрешен притисок.



Слика 9.20 Геометриски модел за пресметка во поларен координатен систем за Мор- Кулонов материјал (ознаките се исти како и за Киршовиот случај, прикажан на Сликата 9.16)

Напрегањата и поместувањата во еластичната зона се добиваат според следните формули:

$$\sigma_r = P_0 - (P_0 - \sigma_{re}) \left(\frac{R_0}{r} \right)^2$$

$$\sigma_\theta = P_0 + (P_0 - \sigma_{re}) \left(\frac{R_0}{r} \right)^2$$

$$u_r = \frac{R_0^2}{2G} \left(P_0 - \frac{2P_0 - q}{K_p + 1} \right) \frac{1}{r}$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$q = 2c \tan(45 + \phi / 2)$$

Радијалното напрегање на контакт на еластичната и пластичната зона е еднакво на:

$$\sigma_{re} = \frac{1}{K_p + 1} (2P_0 - q)$$

Напрегањата во пластичната зона се пресметуваат според:

$$\sigma_r = -\frac{q}{K_p - 1} + \left(P_i + \frac{q}{K_p - 1} \right) \left(\frac{r}{a} \right)^{(K_p - 1)}$$

$$\sigma_\theta = \frac{q}{K_p - 1} + K_p \left(P_i + \frac{q}{K_p - 1} \right) \left(\frac{r}{a} \right)^{(K_p - 1)}$$

$$K_{ps} = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi}$$

Каде што е: ψ – агол на дилатанца, ν – поасонов коефициент, G – модул на лизгање.

РЕШЕНИЕ ЗА КРУЖЕН ОТВОР ЗА КРИТЕРИУМ НА ЛОМ СПОРЕД ХЕК И БРАУН

Кога јакоста на карпестата маса се дефинира со Хек-Брауновиот критериум на лом, тогаш напрегањата и поместувањата во еластичната зона се пресметуваат по следните формули:

$$\sigma_{\theta} = P_0 + (P_0 - \sigma_{re}) \left(\frac{r_e}{r} \right)^2$$

$$\sigma_r = P_0 - (P_0 - \sigma_{re}) \left(\frac{r_e}{r} \right)^2$$

каде што е: P_0 – почетно примарно напрегање, r_e – радиус на пластифицирана зона σ_{re} – радијално напрегање на граница на пластична и еластична зона ($r_e=r$).

Во пластифицираната зона се користат следните формули:

$$\sigma_r = \frac{m_r \sigma_c}{4} \left[\ln \left(\frac{r}{a} \right) \right]^2 + \ln \left(\frac{r}{a} \right) (m_r \sigma_c P_i + s_r \sigma_c^2)^{1/2} + P_i$$

$$\sigma_{\theta} = \sigma_r + (m_r \sigma_c \sigma_r + s_r \sigma_c^2)^{1/2}$$

Каде што е: P_i – радијален напон што дејствува на ѕидот на ископот, a – радиус на пластифицирана зона, σ_c – едноаксијална јакост на притисок, m и s – емпириски константи на за карпеста маса во еластична зона и m_r , s_r – емпириски константи на за карпеста маса во пластична зона.

Вредностите на параметрите r_e и σ_{re} се дефинираат според:

$$\sigma_{re} = P_0 - M \sigma_c$$

$$M = \frac{1}{2} \left[\left(\frac{m}{4} \right)^2 + \frac{m P_0}{\sigma_c} + s \right]^{1/2} - \frac{m}{8}$$

$$r_e = a e^{\left[N - \frac{2}{m_r \sigma_c} (m_r \sigma_c P_i + s_r \sigma_c^2)^{1/2} \right]}$$

$$N = \frac{2}{m_r \sigma_c} (m_r \sigma_c P_0 + s_r \sigma_c^2 - m_r \sigma_c^2 M)^{1/2}$$

Треба да се спомне дека во литературата постојат и решенија за еласто-пластична средина, според Кастнер, како и според други автори. Изборот за методата на пресметка се врши врз основа на расположивите податоци за видот и својствата на карпестата маса, од што се избира и најсоодветниот критериум на лом.

Во секој случај, резултатите од анализите, според кое било решение, треба критички да се толкуваат и да се надополнуваат со одредени мерења на самото место, со што претпоставките од аналитичко-нумеричките решенија се потврдуваат или се коригираат.

МЕТОДИ НА ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИСТРАЖУВАЊА НА НАПОНСКАТА СОСТОЈБА

Анализите во претходните делови од поглавјето јасно покажуваат дека за поточно определување на вредностите на напоните, во практиката треба да се премине кон нивни мерења со примена на разни експериментални методи.

Методите се од статички или динамички карактер, односно непосредни или посредни. Статичките методи овозможуваат определување на апсолутните големини на напоните, а се засновани на принцип на ослободувањето на природните напони, или пак на ослободувањето и нивното повторно воспоставување. Со овие методи е можно мерење на напоните на самиот ѕид на ископот, како и во длабочина на карпестата маса, со помош на дупнатини со кои може да се дојде и до непореметената зона, каде што владеат примарните напони. Динамичките методи, пак, даваат увид во распределбата на напоните во функција растојанието од ископот, но не и на нивните апсолутни големини. За таа намена се користат методи со мерење на брзините на простирање на надолжните сеизмички бранови V_p околу ископот.

Во сегашноста, најчесто се применуваат неколку групи директни методи, и тоа:

- Метода со примена на хидраулични перници (анг. flatjack test)
- Метода на хидрауличен лом (анг. hydraulic fracturing test)
- Метода на USMB (од анг. United States Bureau of Mines)
- Метода со мерења со посебни сонди поставени во дупнатини, според CSIRO (анг. Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization).

При постапката на одредување на напоните, за нивно целосно одредување е потребно да се дефинираат шест основни компоненти на нормалните и тангенцијалните напрегања, или трите главни напони. Речиси секоја метода има одредени ограничувања во тој поглед.

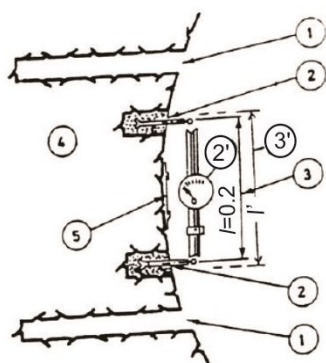
Треба да се спомене дека секоја од методите на некој начин е разработена варијација на неколку историски постари методи. Во овој контекст ќе бидат опишани различни постапки за да се има одреден преглед како е дојдено до сегашните, најчесто користени методи.

МЕТОДА НА ОБЕРТИ И USBR (ОД UNITED STATES BUREAU OF RECLAMATION)

Една од најстарите статички методи на мерење на секундарните напони е заснована на принцип на ослободување на напоните. Суштината се состои во мерење на дилатациите со помош на механички или електрични деформетри, а понекогаш и со електроотпорни мерни ленти, според шемата прикажана на Сликата 9.21. Со мерењето на должините на мерната база пред и по ослободувањето на напоните (пред и по изработката на прорезите) се добива деформацијата како нивна разлика $\Delta l = l' - l$, или $\varepsilon = \Delta l / l$. Вредноста на напонот σ во ѕидот на ископот се добива врз база на Хуковиот закон, затоа што карпестата маса при растоварувањето се однесува еластично:

$$\sigma = \varepsilon \cdot E$$

Каде што: ε – измерена или пресметана дилатација, E – модул на еластичност на карпестата маса, кој се определува со некоја од прикажаните теренски методи во поглавието 12.

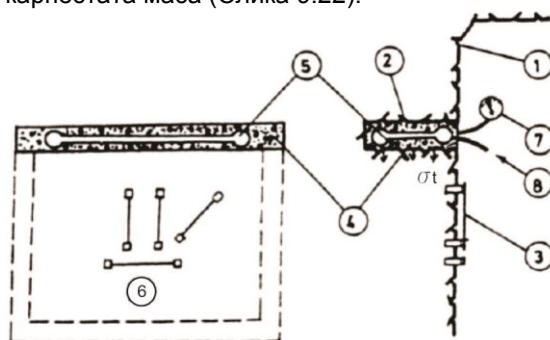


Слика 9.21 Метода Оберти (USBR):
 1) прорези за ослободување на напоните во карпестата маса околу мерната база, 2) репери за механичкиот деформетар, 2' – механички деформетар, 3) мерна база (должина пред изработка на прорезите), 3' – промена на должината на мерната база после изработката на прорезите (должина по ослободувањето на напоните (l')), 4) карпеста маса, 5) мерни ленти

Оваа метода има одреден недостаток, кој се состои во тоа што карпестата маса целосно се ослободува од напоните, со што се добива поголема деформација „ Δl “ од реалната, односно поголема дилатација (ϵ), а со тоа и поголем секундарен напон. Ова е резултат на значителното ширење на пукнатините во ослободеното јадро на карпестата маса.

ТИНСЕЛИНОВА МЕТОДА

Методата е разработена од Тинселин и се смета за една од подобрите методи кога мерењата се вршат на сидовите на ископот. Истовремено таа е метода за која не треба претходно познавање на модулот на еластичноста E , односно секундарните напони се мерат директно. Принципот на методата се состои во ослободувањето и во повторно воспоставување на напоните во карпестата маса (Слика 9.22).



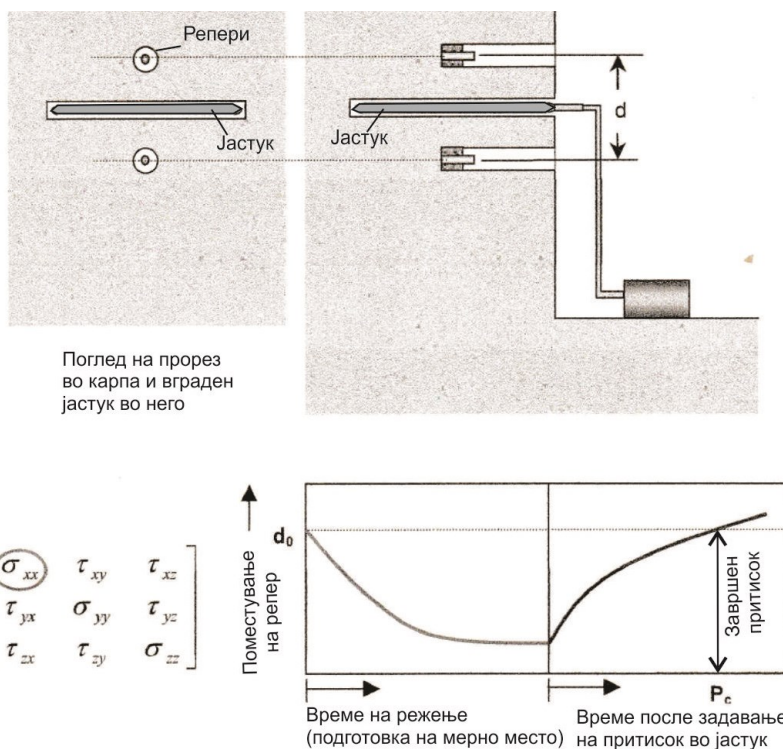
Слика 9.22
 Тинселинова метода:
 1) сид на ископот,
 2) прорез во карпата,
 3) електроакустичен екстензометар,
 4) цементен малтер,
 5) лимена притисна перница,
 6) распоред на инструментите,
 7) манометар,
 8) приклучок за пумпа.

Во **првата фаза** на сидот на ископот се вградуваат електроакустични екстензометри, чија фреквенција се забележува. Во **втората фаза** карпестата маса се ослободува од напоните со еден рамен прорез. Големiot број точки што се добива со читање на електроакустичните екстензометри го одразува ослободувањето на напоните, т.е. еластичното однесување на карпестата маса. Во **третата фаза** во прорезот се вградува една лимена перница, а меѓупросторот меѓу перницата и карпата се наполнува со цементен материјал. По ова се предизвикува притисок во перницата, кој се пренесува на карпестата маса со помош на рачна пумпа сè додека електроакустичните екстензометри не ја покажат повторно почетната фреквенција од првата фаза. Во тој случај, напонот

во карпестата маса е еднаков на притисокот во лимената перница, која директно се чита на манометарот. Прецизноста на мерењата може да се зголеми со вградување на поголем број перници, што е објаснето кај методата предложена од ISRM.

МЕТОДА СО ПРИМЕНА НА ХИДРАУЛИЧНИ ПЕРНИЦИ СПОРЕД ISRM

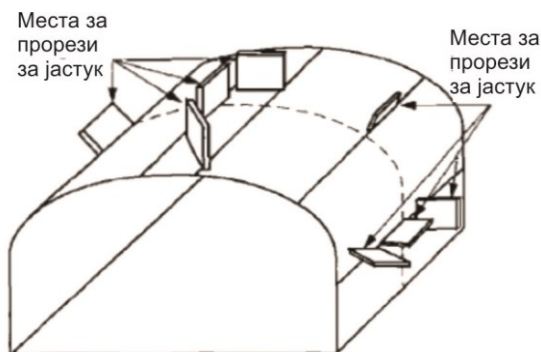
Може да се смета дека методот, којшто во сегашноста се предлага од ISRM, со примена на хидраулични перници поставени во одредени прорези во карпестата маса, е на некој начин модификација на методата на Тинселин. Шематски приказ на поставеноста на основите на методата е прикажан на Сликата 9.23.



Слика 9.23 Приказ на поставеноста на методот со хидраулични перници во прорез од карпа кај подземан ископ: горе лево – поглед кон ѕид на ископот, горе десно – пресек на ископот, долу лево - приказ на компонента на напонот што се мери, долу десно – дијаграм на промена на растојанието меѓу два репери (d) со негово опаѓање или враќање на почетна вредност при подготовка на прорезот и додавање на притисок во перницата; P – притисок во перницата, P_c – вредност на притисокот кога d₀=d (крај на опит)

Од сликата се гледа дека основа на методата е да се подготви еден прорез во карпата, да се постават репери на одредено растојание d и инструмент на следење на поместување меѓу реперите (d₀). Поместувањата меѓу реперите се

мерат и за време на подготовка на прорезот, а и по задавање на притисок преку пумпа до фаза на враќање на реперите на почетна состојба, кога се регистрира притисокот на завршување на опитот. Овој притисок, всушност, треба да ја преставува компонентата на нормално напрегање попречно на перницата. За да се добијат поголем број на компонентите на напонот, според препорачаната постапка на ISRM, се предлага изведба на 9 прорези и перници.



Слика 9.24 Приказ на поставеноста на методот на поголем број перници кај еден ископ за да се испитаат сите главни компоненти на напоните (според Suggested Methods for Rock Stress Determination, Ким и Френклин 1987)

Оваа метода може да даде добри резултати ако се исполнети следните основни предуслови:

- карпестата маса да се однесува еластично;
- карпестата маса не смее да биде издробена вештачки со ископот;
- отворот да биде со форма, која ќе овозможи интерпретација на резултатите со затворено решение (најдобар е кружниот отвор).

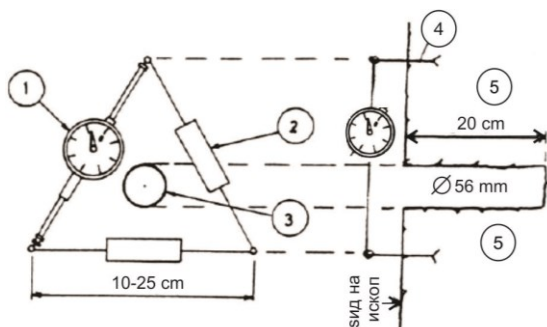
За да се исполнат овие услови, прорезите во карпата се прават со посебна пила за режење или со поголем број блиски дупнатини. Целта е да се избегне употреба на експлозив, кој би предизвикал вештачко дробење на карпата, кое нема да даде реален резултат при мерење на поместувањата d на мерната база. Големите број перници што треба да се вградат и условите за изведба на прорезите, се сметаат како недостаток на оваа метода.

МЕТОДА СО ЦЕНТРАЛНА ДУПНАТИНА

Со цел да се избегне недостатокот на методите, кои се засновани на принцип на тоталното ослободување на напоните, во Франција (1950 год) е развиена методата со централна дупнатина, која е заснована на делумно ослободување на напоните. Централната дупнатина се изведува со мала длабина за напоните во зоната на мерните инструменти да не се смалат повеќе од една третина.

Мерењето на дилатациите се вршат со механички деформетри или мерни ленти, кои се поставени по страниците на рамностран триаголник околу централната дупнатина (Слика 9.25).

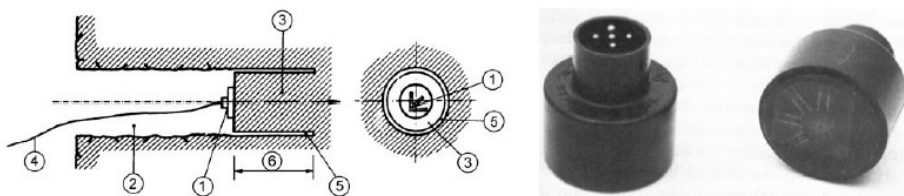
Во услови на делумно ослободување на напоните, однесувањето на карпестата маса во голема мера ќе биде еластично. Реалниот модул на еластичноста ќе биде доста близок на модулот E , кој е определен на карпест примерок. Секундарниот напон се определува како и во методата на Слика 9.21.



Слика 9.25 Метода со централна дупнатина: 1 – деформетар, 2 – мерни ленти, 3 – централнадупнатина $\phi 56$ мм, 4 – анкери, 5 – карпеста маса

МЕТОДИ СО ОСЛОБОДУВАЊЕ НА НАПОНИТЕ ВО ДУПНАТИНИТЕ

Овие методи овозможуваат мерење на напоните на разни оддалечености од тунелскиот ископ, што е соодветно и за добивање на линијата на распределбата на напоните во функција на таа оддалеченост. Заснована е на принцип на ослободувањето на напоните со јадрување (Слика 9.26).



Слика 9.26 Илустрација на принцип на мерење на напоните со јадрување во дупнатините: 1 – сонда со мерни ленти, 2 – дупнатина, 3 – јадро ослободено од напоните, 4 – приклучок, 5 – прорез при јадрување, 6 – должина на јадро

Кај оваа постапка, вредностите на напоните се дефинираат по решенија од теоријата на еластичност според следните формули:

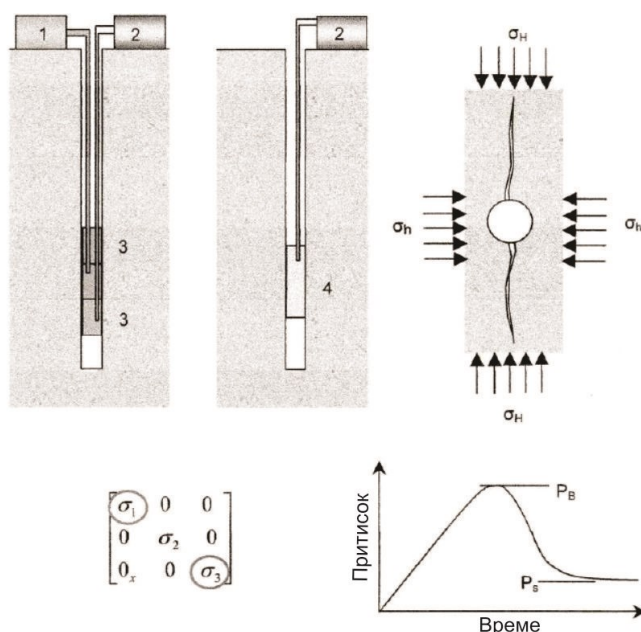
$$\sigma_x = \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_x + \nu \cdot \varepsilon_y) \quad \sigma_y = \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_y + \nu \cdot \varepsilon_x)$$

Се согледува, дека е неопходно да се познава модулот на еластичност и Поасоновите кефициент и да се измерат дилатации во двата правци (ε_x и ε_y).

МЕТОДА НА ХИДРАУЛИЧЕН ЛОМ СПОРЕД ПРЕПОРАКИ НА ISRM

Поради тоа што мерењето на напоните со методите на јадрување на големи длабини е многу тешко, разработен е метод на мерење во дупнатини со т.н. **хидраулички лом**. Овој метод може да се примени до длабини од неколку стотини метра, до максимални длабини од неколку километри. Ваквата метода најчесто се користи при подготовка на студии кај лежишта на нафта и гас, потоа за проектирање на: подлабоки подземни објекти, потпкопи, окна, експлоатациски резервоари и кај рудниците.

Со оваа метода директно се мери интензитетот на најмалиот главен напон во карпестата маса, а другите компоненти се пресметуваат. Со методата е овозможено и определување на јакоста на затегнување на монолитен дел од карпата. Основната диспозиција на методата е прикажана на Сликата 9.27.



Слика 9.27 Приказ на поставеноста на методот со хидраулички лом (според Ким и Френклин 1987): 1) пумпа за задавање висок притисок опремена со систем за мерење на проток и притисок, 2) пумпа за активирање на пакер, 3) пакери за изолирање на делници за испитување, 4) пакер за идентификација на пукнатината

Од сликата се гледа дека во одредена истражна дупнатина се поставува поединечен или двоен пакерски систем за изолирање на делницата, каде што ќе се испитува напонската состојба. Услов е карпата во таа зона да е монолитна и водонепропустлива. Обично делот од дупнатината, која се изолира е со димензии од 0,9 до 1,2 метра. Во изолираниот дел се втиснува течност со постепено зголемување на притисокот, истовремено следејќи го и протокот. Константен проток на течноста се следи до појавата на лом на карпата при притисокот p , по што следи брз пад на притисокот, кој всушност го означува моментот на хидрауличен лом на карпата со создавање на пукнатина, која се шири во карпата и до длабини од 10 нејзини дијаметри. Со прекин на втиснување на притисокот за инјектирање на течноста, пукнатините почнуваат да се стиснуваат, при што се мери и тој притисок на затворање на пукнатината (англ. shutting down pressure- p_s). Овој притисок p_s всушност ја илустрира вредноста на најмалиот главен нормален напон σ_h . Положбата на рамнината на пукнатината може да се определи со помош на камери, ултрасонични скенери или со помош на пакер за земање на отпечаток. За случај кога пукнатината е приближно паралелна со оската на

дупнатината, вредностите на главните напони според Хјуберт и Вилис (1957), се користат следните формули:

$$\sigma_h = P_s - P_o; \quad \sigma_H = \sigma_t + 3P_s - P_f - P_o \text{ (за I циклус),}$$

или

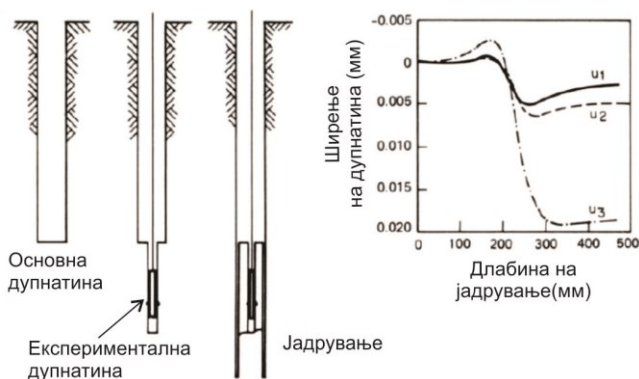
$$\sigma_H = 3P_s - P_r - P_o \text{ (за нареден циклус)}$$

Каде што е: σ_t – јакост на затегнување на карпата, P_s – притисок на затворање на пукнатината, P_f – притисок на настанување на пукнатината, P_r – притисок на отворање на пукнатината и P_o – притисок од вода во терен.

Слична постапка, но без предизвикување на хидраулички лом предложил Корнет (1986). За таа цел со помош на камера, треба да се избере една природна пукнатина, која после тоа херметички се изолира со разделниот пакер, при што вкупниот нормален напон може да се одреди користејќи ја вредноста на притисокот регистриран во момент на затворање на пукнатината или регистрирање на притисок при констатен проток.

МЕТОДА НА USMB (UNITED STATES BUREAU OF MINES)

Принципот на **USMB** - методата, всушност првично ја развил Н.Хаст (1958). Таа се користи доста во практиката, а се состои од мерење на напоните со помош на напонска ќелија, која се вградува во дупнатина што се дупчи по одредена постапка (Слика 9.28)



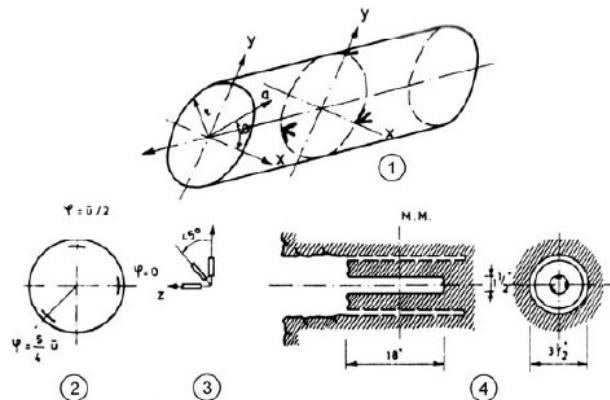
Слика 9.28 Приказ на начин на инсталација и резултати од мерења во дупнатина со USMB-сонда: изработка на основна дупнатина, со придружна експериментална дупнатина и јадрување (лево) и дијаграм со приказ на регистрација на промена на дијаметар на дупнатината во три насоки при јадрувањето (десно).

Од Сликата 9.28 се гледа дека во експерименталната дупнатина со дијаметар од 26 mm прво се инсталира напонска ќелија која се ориентира во дијаметар на мерењето и која се преднапрегнува. Јадрувањето се врши со дијамантска круна. Потоа, се дупчи околу ќелијата друга концентрична дупнатина со дијаметар најчесто 87 mm. Со тоа, околу ќелијата се врши ослободување на напоните, што предизвикува ширење со промена на дијаметрот на дупнатината. По дупчењето се врши примена на преднапонот во мерната ќелија, која е

баждарена, така што напоните се добиваат директно од линијата, која се добива со соодветно баждарење. Мерењата обично се вршат за три насоки под агол од 120° во рамнини нормално на оската на дупнатината. На самата USBM-сонда има три пара на сензори што ги мерат соодветните промени, при што на основа на измерени деформации и познавање на еластичните константни на карпата, се пресметуваат напоните. За да се дефинира тензорот на напонот е потребно да се подготват три меѓусебно нормални дупнатини, кои се ориентираат во правците на главните напони.

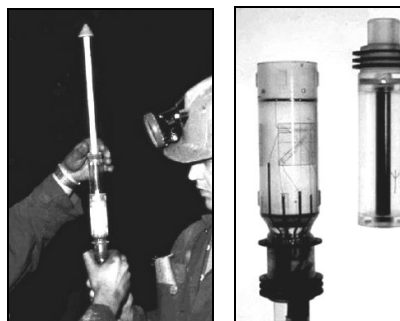
МЕТОДА СО ПОСТАПКА НА МЕРЕЊА СО ПОСЕБНИ СОНДИ ПОСТАВЕНИ ВО ДУПНАТИНИ СПОРЕД CSIRO

Со цел да се определат сите главни напони и елипсоидот на главните напони, Лиман развил постапка за користење на коаксијална дупнатина. На внатрешната страна на дупнатината се поставува сонда со мерни ленти, а околу неа се прави надворешна дупнатина за ослободување на напоните (Слика 9.29). На основа на оваа метода се развиени варијанти на CSIRO (Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization) во Австралија, или CSIR – во Јужна Африка.



Слика 9.29 Принцип на изведба на Лиманова метода:
 1 – распоред на мерни ленти во дупнатина,
 2 – положба на розета во попречен пресек, 3 – розета со мерни ленти,
 4 – диспозиција на дупнатина и (М. М) – пресек со мерните ленти

Кај овие методи е заедничко тоа што се произведуваат сонди со поставени мерни ленти, кои мерат триаксијална состојба на напрегања (Слика 9.30).



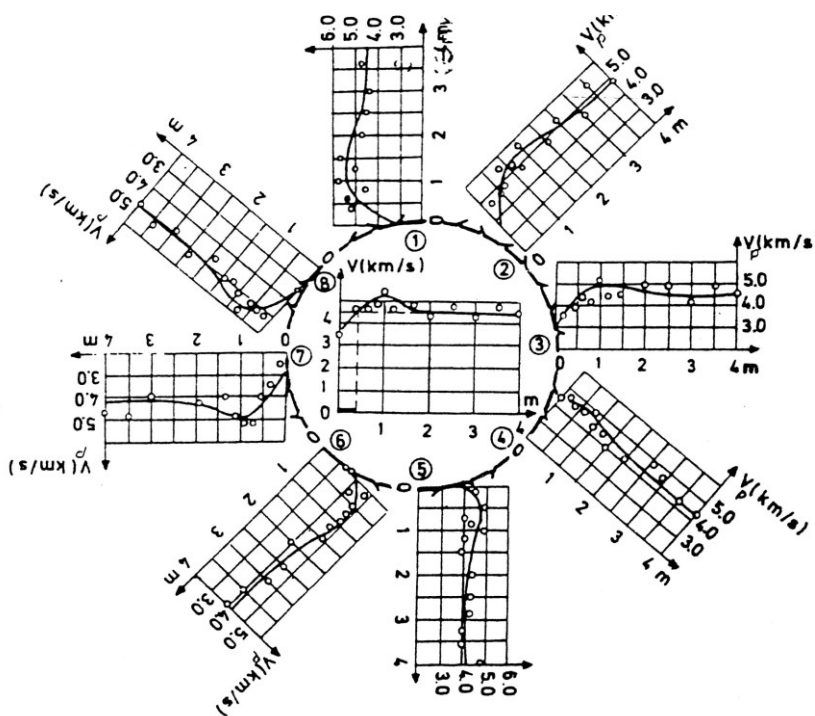
Слика 9.30 Келија за триаксијално мерење на природните напони развиена во Австралија (Воротницки и Волтон 1976)

При мерењата, цилиндерот прикажан на левата страна на Сликата 9.30 се полни со адхезивна маса, која се шири кога клипот од десна страна ќе се притисне во цилиндерот.

НЕКОИ ДРУГИ ПОСТАПКИ ЗА ОПРЕДЕЛУВАЊЕ НА НАПОНИТЕ

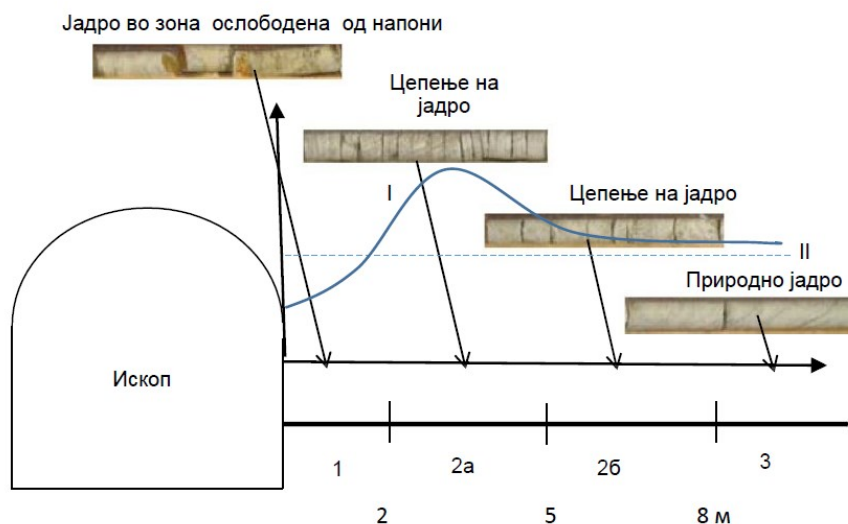
Покрај прикажаните методологии, постојат и други можности за експериментални истражувања на секундарните напонски состојби преку т.н. индиректни показатели и методи за мерење. На пример, на Сликата 9.31 се прикажани мерења на промените на вредностите на брзините на еластичните лонгитудинални бранови (V_p), мерени преку микросеизмичка метода во зоната непосредно околу тунелот, при што со корелација може да се пресмета и динамичкиот модул на еластичност (пресметани од брзините V_p).

Со ваквите експериментални испитувања е утврдено дека брзините V_p се во функција од големината на напоните. Според тоа, во зоната во која брзините V_p се помали од истите брзини во непореметен масив, е дојдено до ослободување на примарните напони, додека во зоната во која брзините V_p се поголеми, е дојдено до зголемување на примарните напони. Овие линии имаат карактеристична форма на σ -напонот, што јасно укажува на постоење на претходно спомнатите зони од теоријата на пластичност.



Слика 9.31 Дијаграми $V_p = f(z)$, пробна комора „Сухи поток“ кај ХЕ Рама во Р Хрватска: а) осреднет дијаграм, 1) зона на ослободување од напоните, 2) зона на зголемени притисоци, V_p') примарна брзина во непроменета карпеста маса, б) мерење во 8 правци

Добро е ако индиректните динамички методи се корелираат со статички методи на мерење или пак со директно набљудување на јадро од издупчени дупнатини. На пример, во практиката е познато дека во зоната на концентрација на напоните се појавува феномен на т.н. **цепење** на природното јадро од дупнатините (анг. **core discing**) како резултат на напонската состојба. Ова е посебно изразено кај ископи на големи длабини. Карактеристично е што при директните набљудувања на јадрата од истражните дупнатини се согледува јасна разлика во испуканоста на карпата во различни зони околу подземниот ископ, каде што владеат различни нивоа на тангентен напон на притисок (Слика 9.32).



Слика 9.32 Приказ на влијание на напонската состојба од вредноста на тангентен напон во различни зони околу еден тунелски ископ на големи длабини над 1000 метра (Чарли Чунлин Ли 2017): линија I – приказ на вредноста на тангентен напон на одредена оддалеченост од ископот; линија II – вредноста на природен нормален напон

Во практиката е позната и примена на т.н. метода на **фотоеластичност**, како за рамнинска, така и просторна состојба. Оваа метода овозможува решавање на многу сложени проблеми, какви што се сложените напречни пресеци на подземните простории (подземни хали, машински сали, група на подземни отвори со различни форми и големини, разни случаи на анизотропен карпест масив и др.). Меѓутоа, примената на методата на фотоеластичност претпоставува задоволување на два основни услови. Прво, карпестата маса во која се предвидува подземната просторија мора да се однесува како еластична средина и друго, треба да се познава примарната напонска состојба во карпестата маса, која се определува со мерење „in situ“.

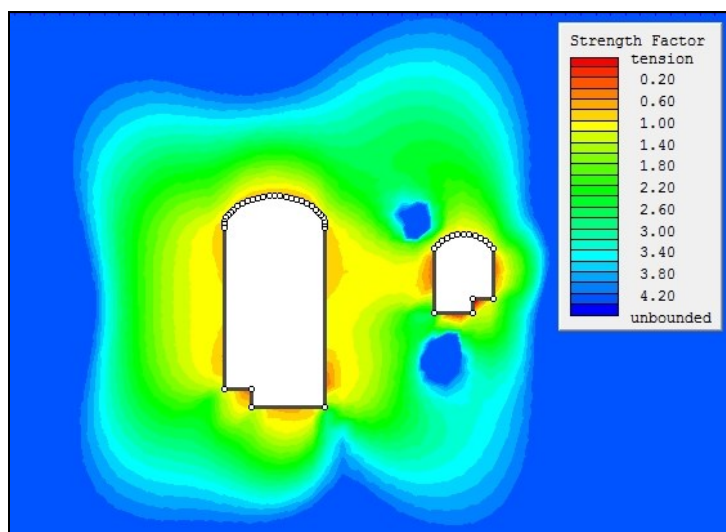
Треба да се истакне дека во инженерската практика релативно мал број на подземни ископи имаат кружна форма и затоа е многу важно да се пресметаат секундарните напони во зоната на подземни отвори со различни попречни пресеци. Овие решенија одиграле многу важна улога во развојот на механиката

на карпите, пред сè за разбирање на концепцијата на проблемот, меѓутоа истите тие се лимитирани на многу упростени геометриски и материјални модели. Затоа имаат ограничена практична примена. Но, со појавата на компјутерите, се развиваат моќни програми базирани на **нумерички методи** за анализа на напрегањата, кои обезбедуваат решавање и на најсложени проблеми.

Користејќи ја теоријата на еластичност, низа автори извеле различни пресметки за разни форми и положби на тунелските отвори: за состојба кога доаѓа до израз Поасоновиот ефект (елиптичен пресек, правоаголен пресек, пресеци со различна форма во близина и др.).

Нумеричките техники, пак, овозможуваат приказ на распределбата на напоните околу отвори со различни димензии и форми, што овозможува согледување на комплексната слика на напрегања и за вакви случаи. Еден пример е прикажан на Сликата 9.33, каде што за симулација е искористен софтверски програм EXAMINE 2. Симулацијата е направена со користење на Хек-Браунов критериум на лом за вредности на природни напони: $\sigma_1=4$ МПа, $\sigma_3=3$ МПа, модул на деформација $E_m=10000$ МПа, Поасонов коефициент $\nu=0,25$, јакост на монолит $\sigma_r=GSI=50$ и другите соодветни емпириски константи.

Како излез, во овој случај е прикажан т.н **фактор на јакост** дефиниран како однос на јакоста материјалот поделена со максималната вредност на секундарниот напон околу ископот. Со вакви анализи може визуелно да се осознае развојот на зоните со можен лом околу некој неподграден ископ, што секако треба да се предмет на подетални нумерички анализи.

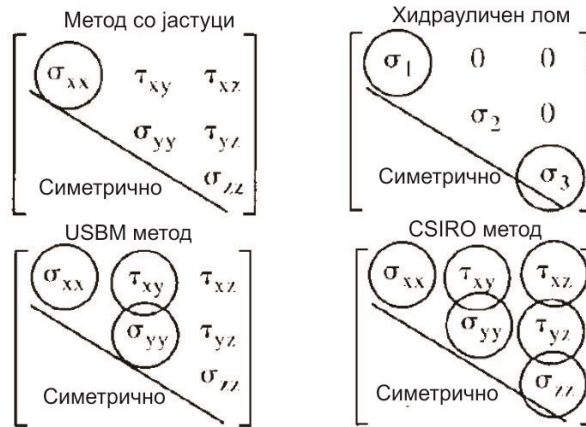


Слика 9.33 Симулација на два соседни ископи во подземје со приказ на т.н Фактор на јакост (анг. Strength factor)

Според прикажаните анализи се потврдува дека проучувањето на напонската состојба е сложен инженерски проблем. Основен недостаток на сите

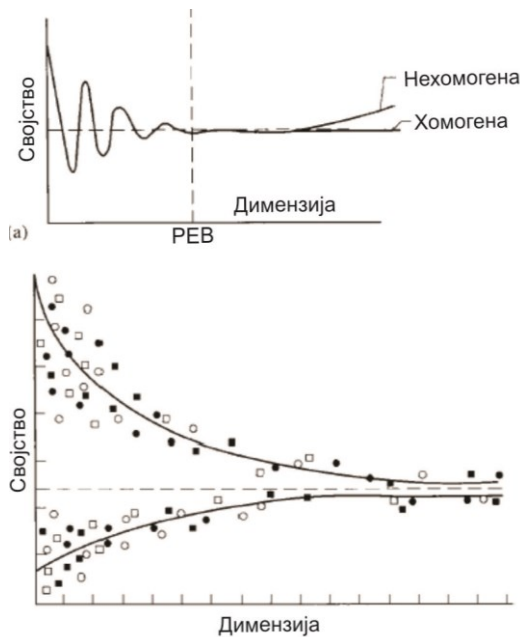
методи е што тешко може да се согледаат сите влијателни фактори, а самите мерења се вршат обично на волумен на карпеста маса од редот на $n \cdot 10^3 \text{ cm}^3$.

Ова упатува дека при сите анализи е неопходен критички и рационален пристап при работата, посебно ако се знае дека и секоја од методите на мерење на напоните овозможува само определена, а не целосна точност (Слика 9.34).



Слика 9.34 Приказ на компоненти на напоните, кои можат да се мерат со четирите методи предложени од ISRM, како индикатор за нивните ограничувања

Јасно е дека и за овој проблем треба внимателно да се определи репрезентативниот волумен, кој овозможува правилна екстраполација на податоците (Слика 9.35).



Слика 9.35 Приказ на репрезентативен елементарен волумен, неопходен за реална слика за напоните (РЕВ - репрезентативен елементарен волумен)

Поради сите овие аспекти, очигледно е дека решенијата на проблемот треба да се бараат во интегрално толкување на сите регионални геолошки и тектонски податоци. Тие, пак, треба да се комбинираат со податоци од аналитички и нумерички анализи, за на крајот, сето тоа да добие одредена потврда со директни или индиректни мерења на терен, на самата локација на објектот, во фаза на негова изведба.

ПРАШАЊА ЗА ДИСКУСИЈА

- Објаснете ги термините природна и секундарна напонска состојба!
- Појаснете ја хипотезата на Хајм и направете споредба со постапката предложена од Терцаги!
- Коментирајте ги податоците на Сликата 9.1 и на Сликата 9.2!
- Објаснете од што зависи распределбата на напоните околу еден ископ според теоријата на еластичност и коментирајте го решението на Кирш!
- Објаснете кои се главните зони околу еден ископ по теорија на пластичност!
- Објаснете ги накратко методите за мерења на напоните, кои се препорачани од ISRM.
- На што се должи појавата на цепење на јадрото кај дупнатини на големи длабини?

10

КАРПЕСТИТЕ МАСИ КАКО МЕХАНИЧКИ СРЕДИНИ

ВОВЕД

Во согласност со прикажаните анализи во претходните поглавја се доаѓа до несомнен заклучок дека карпестите маси во склоп на природната геолошка средина претставуваат исклучително комплициран систем. Затоа и не е можно да се пронајде едноставен начин со кој ќе се дефинира нивното механичко однесување. Практиката покажала дека за да се дојде до некое прифатливо решение е потребно да се пронајде начин за одредено поедноставување на сложените состојби во реалната геолошка средина. Целта е да се овозможи примена на некоја од расположивите аналитички или нумерички методи за анализа (поглавје 17).

Како што е спомнато во поглавјето 2, за вакви намени се користат **модел**и на **дисконтинуирана или континуирана средина** во согласност со **DIANE** или **CHILE** - концептите. Без разлика на тоа кој концепт ќе се примени, многу е значајно правилно да се дефинираат принципите за издвојување на **квазихомогените зони** во склоп на теренот. При тоа треба да се задоволени одредени услови за квазиконтинуум и квазихомогеност на карпестите маси. Ова се смета за едно од клучните прашања во механиката на карпите, а е поврзано и со: проблемите на ефект на размерот, ефект на релацијата, дефинирање на зоната на интеракција кај различни објекти, дефинирање на критериуми на лом и друго. Сите овие аспекти се неопходни за дефинирање на карпестите маси како **механички средини**, односно средини во интеракција со објектите.

ДЕФИНИЦИЈА НА КВАЗИКОНТИУМ И КВАЗИХОМОГЕНОСТ НА КАРПЕСТИТЕ МАСИ

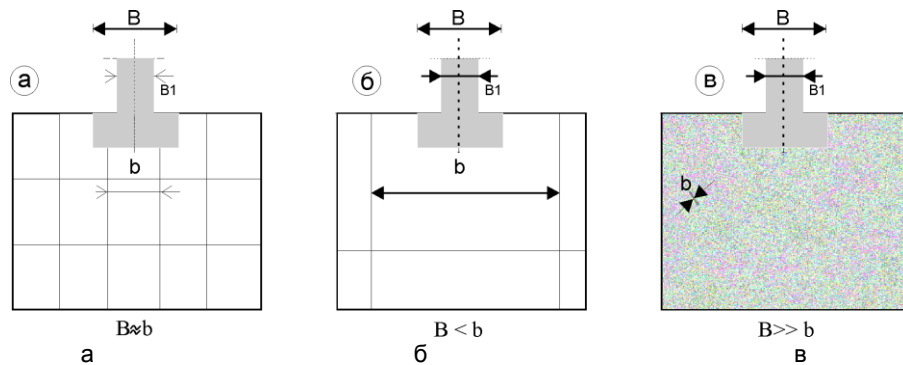
Термините квазихомогеност и квазиконтинуум се синоними за т.н. **условна** или **статистичка** хомогеност или континуум. Ова значи дека во рамките на некоја издвоена зона на теренот, расејувањата на избран параметар треба да бидат во некоја дефинирана граница со некоја **средна вредност** и одредена распределба на параметрите во дефинирана граница на доверливост. Дел од параметрите со кои се дефинираат статистичките параметри се прикажани во поглавјето 16 при анализа на проблеми на стабилност, но суштински слична постапка може да се применува и за други инженерски проблеми.

Карпестата маса, во границите на некој волумен, може да се разгледува како квазиконтинуум во случај кога пресметаните деформации, кои се предизвикани од дејството на надворешните сили, соодветствуваат на реалните измерени или остварени деформации. За вакви случаи се смета дека точноста на пресметките ќе биде задоволителна за практични цели.

Дел од карпестата маса може да се јави како **квазихомогена и квазиизотропна**, кога својствата на карпестата маса практично не зависат од правецот и координатите на местата во кои се определуваат овие својства. Кога својствата на карпестата маса битно зависат од правецот, но во кој било зададен

правец тие остануваат константни, таков дел од карпестата маса може да се третира за **квазихомоген и анизотропен**. Квазиконтинуумот и квазихомогеноста на карпестите маси меѓусебно се поврзани. Всушност, **елементарниот волумен** на карпестата маса, кој се јавува како единица на квазиконтинуумот, треба да се разгледува и како единица на квазихомогеноста. Поимот квазиконтинуум и квазихомогеноста не е врзан само со својствата и состојбите на карпестата маса, туку и со: димензиите на објектот, нивото на оптоварување од него и од карактерот на напонската состојба.

Во практиката се разработени различни критериуми за дефинирање на квазиконтинуумот и квазихомогеноста, изразено преку соодносот на карактеристичните димензии на објектот и споредбата со елементарни делови од карпестата маса. Може да се каже дека оваа идеја најпрвин е разработена од Леополд Милер (Слика 10.1).



Слика 10.1. Приказ на модели на карпести маси со различен степен на испуканост и нејзин однос со типични димензии на некој објект: а) испукана карпеста маса оптоварена со темел – самец како пример за дисконтинуирана средина ($B \approx b$); б и в) квазиконтинуални средини каде димензиите на оптеретената површина и димензија на монолитниот елемент овозможуваат деформирање во еден материјал ($B < b$ или $B \gg b$);

На сликата 10.1 димензијата **B** се однесува на ширината на темел – самец, додека **b** е димензија на монолитниот дел на испукан карпест масив со два ортогонални системи на пукнатини (Слика 10.1-а и б). На Сликата 10.1-в е прикажан истиот темел поставен на почвена средина со многу мали димензии на минералните и почвените зрна во однос на неговата ширина. Соодносот на одредена димензија на монолитот од карпестата маса со елементарната димензија на некој вид објект најчесто се нарекува **ефект на релација**, дефиниран со следните основни изрази:

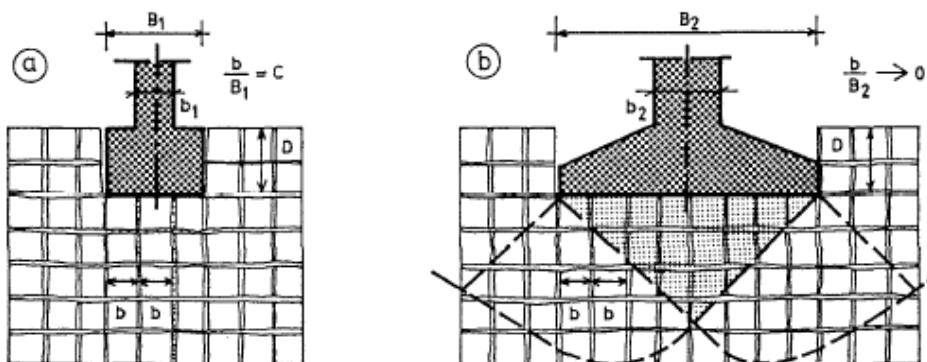
$$r = \frac{b}{B} \text{ или } r = \frac{b}{H} \rightarrow 0, C$$

Каде што е: b) димензија на монолит од карпестата маса (m), B) ширина на објект (m), H) висина на објект (m).

Конкретното значење на ефектот на релација е практично прикажан на следните слики за неколку карактеристични објекти. Од конкретната состојба, зависи кога ќе се примени модел за анализа на континуална или дисконтинуирана средина.

На пример, на Сликата 10.2 е прикажан сличен случај како на Сликата 10.1, за фундарање на темел со различни средини. Од практичен аспект треба да се знае дека за случајот на Сликата 10.2-а, кога големината на монолит е блиска до димензиите на темелот, може да се применат методи за пресметка на распределбата на напони и деформации како за дисконтинуум, бидејќи $r = b/B_1 = C \cong 0,5$.

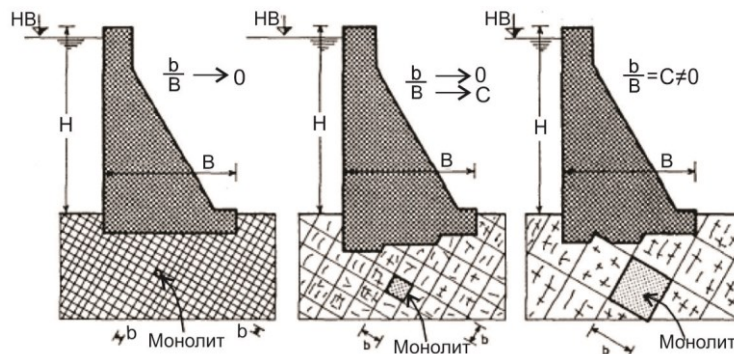
Од друга страна, за случајот на Сликата 10.2-б треба да се применат методи за пресметка на квазиконтинуум бидејќи $r = b/B_2 \rightarrow 0$. На пример, ако се пресметува носивост на темелната подлога, за случајот на Сликата 10.2-а може да се примени некоја од методите, кои се опишани во поглавјето 14, а за другиот случај – методи што се користат во механиката на почви, како што се: метод на Терцаги, Брич-Хансен, Еврокод 7 и сл.



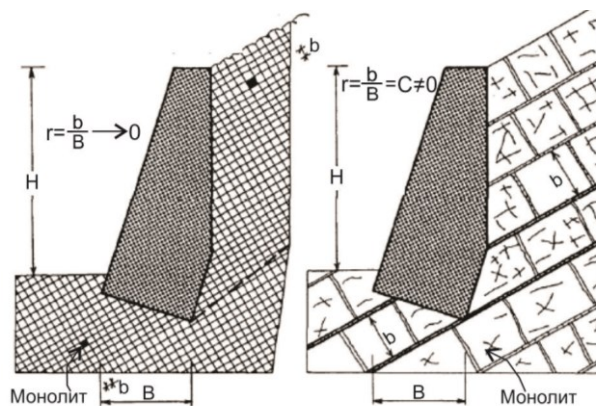
Слика 10.2. а – Ефект на релација за случај на темел со мала ширина B_1 на карпест масив, кој се смета за дисконтинуум и б – темел со голема ширина B_2 врз исти масив, кој се третира како квазиконтинуум, при иста ширина на монолит b (Селимовиќ 2003)

Сличен пристап може да се примени и при анализа на потпорни ѕидови, брани, тунели, косини и други инженерски објекти. За случајот на Сликата 10.4 (лево), може да се примени некоја од методите за пресметка на активниот притисок според методи што се користат во механиката на почви. Во вториот случај на Сликата 10.4 (десно) треба да се прави пресметка со методи за анализа на стабилност на дисконтинуирана средина по предиспонираните рамнини за можен лом, кои се опишани во поглавјето 16.

Истите анализи важат и за приказот на Слика 10.3.



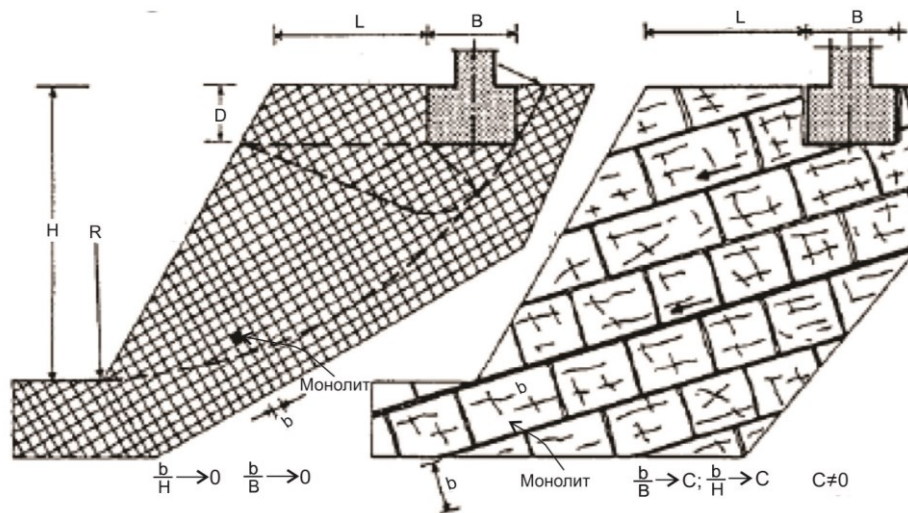
Слика 10.3 Ефект на релација за случај на една гравитациска брана фундирана на квазиконтинуирана средина со висока испуканост (лево), граничен случај меѓу квазиконтинуум и дисконтинуум (средина) и случај на дисконтинуирана слоевита средина со големи блокови (десно) (Селимовиќ 2003)



Слика 10.4 Ефект на релација за случај на потпорен сид фундиран на квазиконтинуална средина со висока испуканост (лево) и случај на дисконтинуирана слоевита средина со големи блокови (десно) (Селимовиќ 2003)

Карактеристичен е и случајот на една косина, врз која би се вршело фундарање на некој објект. Ова е чест случај при изведба на мостовски конструкции. На Сликата 10.5 (лево) е прикажана варијанта на многу испукан карпест масив со мали димензии на монолит b и односот со висината на косината H . Ова би бил случај на квазиконтинуум, каде што, за анализа на стабилноста на косината и темелот, можат да се применат методи за анализа од механиката на почви.

За случајот на Сликата 10.5 (десно), пак, кога ефектот на релација е $r = b/H = C$ и $r = b/B \cong 1$, а $C \neq 0$, за анализа на стабилноста на косината и темелот можат да се применат методи за анализа од механиката на карпи, каде што се, пред сè, значајни јакоста по должината на пукнатините и нивната ориентација кон ископот (види поглавје 16).



Слика 10.5 Ефект на релација за случај на една косина со висина H , на која се врши фундаирање на некој темел за квазиконтинуална средина со висока испуканост (лево) и случај на дисконтинуирана слоевита средина со големи блокови со димензии b со неповолен пад во однос на ископот (десно), (Селимовиќ 2003)

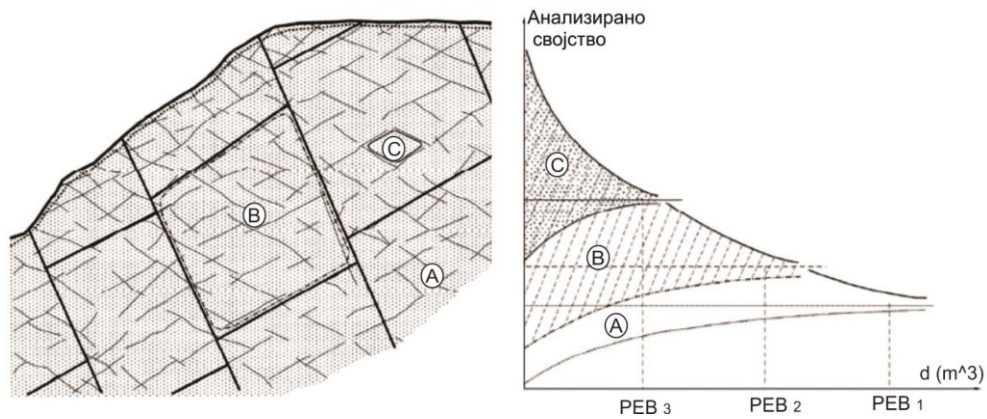
Според претходните илустрации се гледа дека во рамките на еден карпест масив можат да се издвојат квазихомогени и квазиизотропни зони со различна големина.

Ако се разгледуваат тие зони од аспект на ефектот на размер и на репрезентативниот елементарен волумен (поглавје 2), во зависност од големината на елементите на дисконтинуалноста, хетерогеноста и анизотропијата, можеме да разликуваме неколку категории на зони и тоа:

- Зона од I ред на големина, каде што испитуваното подрачје е околу објектот или структурен блок, кој влијае на механичкото однесување;
- Зона од II ред на големина односно зона на директно содејство меѓу карпестата маса и објект, или размер на „in situ“-опити;
- Зона од III ред на големина, во димензии на монолит за размер за лабораториски испитувања.

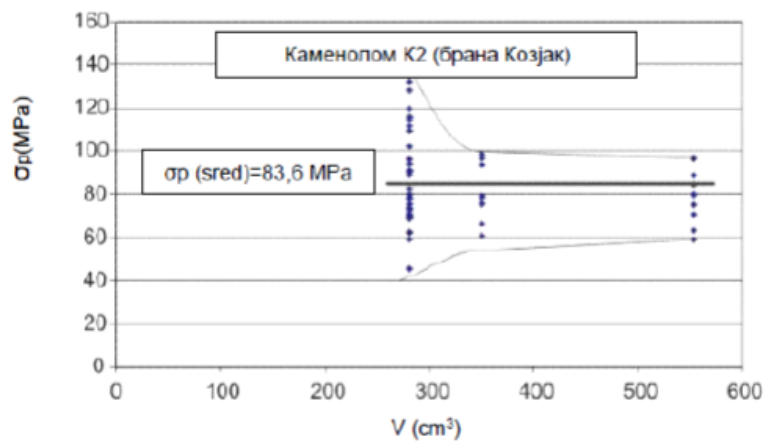
Овие зони се означени со A, B и C на Сликата 10.6. Посебно е интересен долниот дел од дијаграмот на сликата. Се гледа дека репрезентативниот елементарен волумен може да се дефинира одвоено за сите три главни подрачја, но и заеднички.

При тоа, е забележливо дека расејувањата на резултатите од испитувањата се поголеми за зоната A. Имено, ако се вклучат во анализа сите резултати од испитувањата за сите три подрачја, PEB_1 би бил забележително поголем, поради појава на нови структурни елементи, поголеми пукнатини или помали раседи.



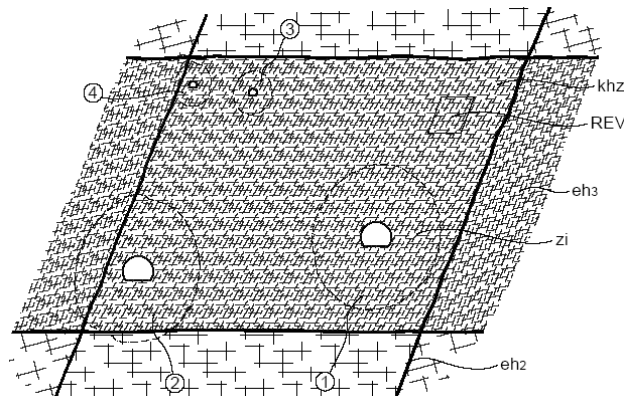
Слика 10.6 Шематски приказ на ефект на размер во дисконтинуиран карпест масив со типични три репрезентативни елементарни волумени (Лапчевиќ 1996, 2005)

Еден пример за дефинирање на репрезентативен елементарен волумен е прикажан на Сликата 10.7. На оваа слика се прикажани мерења на јакоста на притисок (σ_p) кај примероци од каменолом за браната Козјак – Скопско, со различни димензии. Од сликата се гледа дека при приближно иста средна вредност за $\sigma_p=83.6$ МПа, расејувањето се намалува со зголемување на волуменот на испитуваните примероци.



Слика 10.7 Големина на расејувањето на вредностите на σ_p за мермеризирани варовници од каменолом за браната „Козјак“, во зависност од големината на пробните тела

Во овој контекст, при избор на пресметковните параметри за анализа треба да се има предвид: големината на елементите на хетерогеноста (eh), зоната на интеракција меѓу објектот и средината (ZI), дефинирањето на квазихомогените зони (KHI) и ефектот на размер или репрезентативниот елементарен волумен. Ова е многу тешка задача. Еден пример, каде што можат да се согледаат наведените аспекти, е прикажан на Сликата 10.8.



Слика 10.8. Шематски приказ на положба и големина на зоната на интеракција на систем карпеста маса-објект, која е од значење за избор на пресметковни вредности:

- 1) континуум
- 2, 3 и 4) дисконтинуум, eh) елемент на хетерогеност,
- REV) репрезентативен елементарен волумен, ZI) зона на интеракција,
- KHZ) квазохомогена зона (Лапчевик, 2005)

Користејќи го параметарот елемент на хетерогеност може да се објасни зошто кај почвените материјали од типот на: глина, прашина или песок, испитувањата на механичките карактеристики се прават на мали примероци, а зошто кај испуканите карпести маси е потребно да се опфати поголем волумен за испитувања на лице место (*in situ*). На пример, кај опит со триаксијална компресија кај почви, димензиите на примероците можат да бидат со дијаметар $D=36$ и висина $H=72$ mm, бидејќи димензиите на елементарните зрна од почвата се движат од 0.002 до 2 mm. Така, во димензиите на примерокот се вклучени голем број елементи на хетерогеноста, односно почвени зрнца. Ова не е случај кај испукани карпести материјали, каде што е потребно да се оптовари поголем волумен за да се опфатат во анализата влијанијата и на монолитните делови и на пукнатините. Затоа, во практиката се разработени методи за дефинирање на критериуми на квазихомогеност и квазиконтинуум развиени врз основа на испитувања на блочни модели, односно пробни тела составени од повеќе блокови. На пример, В. Н. Безухов, за случај на тридимензионална задача, го предложил следниот израз:

$$L = 7 \beta a \sqrt[3]{k}$$

Каде што e : L –димензија на елементарната површина или објектот, a –димензија на монолитниот дел на испукани карпест масив, $\beta = \sqrt{\pi}$ – параметар на формата; k –можно отстапување во % на пресметаното напрегање од неговата средна вредност (пресметковна грешка, при $k = 10\%$, $L / a = 5,75$)

Овој однос според податоци од литература најчесто се движи помеѓу 4 и 7.

С. Б. Ухов, пак, покрај геометриските карактеристики (L, a) на објектот и карпестата маса, предложил да се определи и критериумот n_k , дефиниран како линеарен број на блокови во ангажираната зона под објектот, кој е доволен за кое било понатамошното зголемување на димензиите на таа зона за да обезбеди

одредена точност (k) и „константност“ на нејзините деформабилни показатели. При тоа, тој разгледувал одредена зона на карпестата маса изделена на „п“-блокови со еден, два или три системи на пукнатини како еднодимензионален, рамнински и просторен случај. За триаксијална состојба кога $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z$, односно компресија, при претпоставка дека модулите на деформација и Поасоновиот коефициент на монолитните блокови (D_m, ν_m) и пукнатините (D_p, ν_p) се константни и еднакви во правецот на секоја оска (x, y, z), а зависноста меѓу напоните и деформациите е линеарна, се добива следната зависност:

$$n_k < \frac{100}{k} + 1$$

Од горниот израз следи дека, за точност од $k = 10\%$, која се дозволува при решавањето на најголем број инженерски проблеми, вредностите за n_{10} никогаш нема да бидат поголеми од 11.

Од сето претходно произлегува дека при некој одреден однос на L/a , ќе биде можно пресметување на механичкото однесување на карпестите маси по принципите на механиката на континуум, односно кога испуканата карпеста маса, може да се разгледува како квазиконтинуална и квазихомогена средина.

Како заклучок, може да се истакне дека секогаш е потребно да се изврши прикажување на масивот со некој модел, но упростувањата треба да се направат на начин да се добијат задоволителни резултати при пресметките, кои ќе се потврдат со набљудување на системот во интеракција во фаза на градба или на експлоатација.

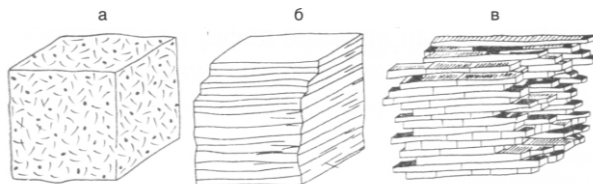
МОДЕЛИ ЗА ИДЕАЛИЗАЦИЈА НА КАРПЕСТИТЕ МАСИ

Современата механика на карпи, благодарение на интензивниот развој на нумеричкото моделирање, може да даде решение на исклучително тешки проблеми. За таа цел се применуваат различни модели на идеализирани средини како: **модел на дискретна средина, модел на непрекидна средина (континуум), модел на еластична, пластична, реолошка и испукана средина.**

Во секоја постапка, во првата фаза е потребно да се изврши избор на најреален физички модел на средината, при што од голема помош се познавањата од областа на структурната геологија и инженерската геологија.



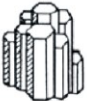



ОСНОВНИ ФИЗИЧКИ МОДЕЛИ НА КАРПЕСТИТЕ МАСИ

Според В. Витке (1990), начелно се издвојуваат неколку физички модели поврзани со структурата на карпата (Слика 10.9).



Слика 10.9 Физички модели на карпести маси (В. Витке, 1990): а – изотропен и хомоген карпест масив; б – трансферзално изотропен масив; в – ортотропен масив

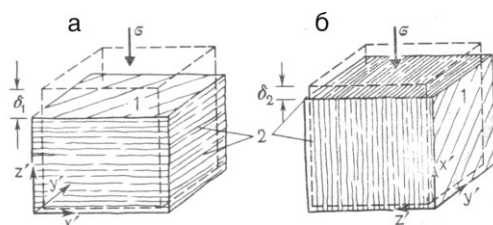
Конкретните физички модели, во поглед на напонско-деформациското однесување, се дефинираат со еластични константи, кои се зависни од главните правци на симетрија Слика 10.10.

Изотропни		
		E ν
Трансверзално изотропни		
		E_1, E_2 ν_1, ν_2 G
Ортогонално изотропни		
		E_1, E_2, E_3 ν_1, ν_2, ν_3 G_1, G_2, G_3

Слика 10.10 Различни типови карпи според структура и напонско-деформациско однесување (В. Витке1990)

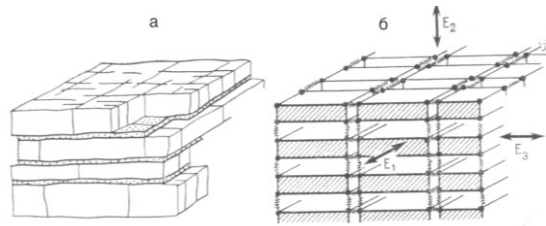
Според сликата, се гледа дека кај изотропните материјали е доволно да се познаваат модулот на еластичност (E) и Поасоновиот коефициент (ν), бидејќи нема привилегирани правци во карпестите маси, кои би условувале анизотропија.

Кај трансверзално изотропните карпи се потребни пет основни материјални константи и тоа модули на еластичност: попречно (E_1), паралелно (E_2), на оската на анизотропија, како и соодветни Поасонови коефициенти (ν_1 и ν_2) и еден модул на лизгање (G). Кај ортотропните карпи има три главни ортогонално поставени насоки на еластична симетрија, за кои се потребни соодветно 9 основни материјални константи. Начин на деформирање на еден анизотропен слоевит или ушкрилен масив е прикажан на Сликата 10.11.



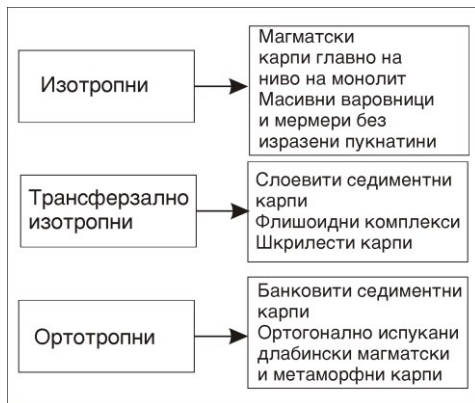
Слика 10.11 Начин на деформирање на слоевите, анизотропна средина по должината на слоевитоста за рамнини на анизотропија (1) и (2) поставени попречно (а) и паралелно на оптоварувањето (б)

Од сликата се гледа дека за исто ниво на оптоварување (σ), поместувањето δ_1 е поголемо во однос на δ_2 . Ова значи дека рамнините на анизотропија (слоевитост или шкрилавост) имаат големо влијание на напонско-деформациското однесување на средината. За да се согледа разликата во однос на претходниот модел, еден ортотропен масив, како физички и механички модел, е прикажан на Сликата 10.12.



Слика 10.12 Ортотропен карпест масив: а – физички пример; б – механички модел од каде што се гледа дека има различни модули на еластичност во три ортогонални правци

Општа шема на поделба на карпите според очекуваното механичко однесување е прикажана на Сликата 10.13.



Слика 10.13 Поделба на главните видови карпи според состојбата на изотропија

Заради увид во некои реални изгледи на карпести маси во теренски услови, на следните слики се прикажани неколку типични фотографии.



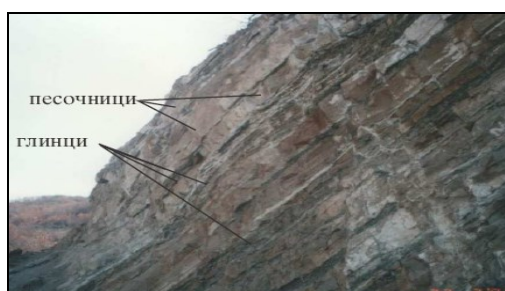
Слика 10.14 Масивни, до слабо услоени јурски варовници, кај тунел во близина на Демир Капија, квазиизотропен до ортотропен масив



Слика 10.15 Банковити варовници во близина на локалитет Бијела на магистрален пат Сараево, трансверзално изотропен до ортотропен масив (фотографија од А. Крвавац)



Слика 10.16 Многу испукани мермери, од патот за браната „Света Петка”, со повеќе системи на пукнатини, изотропен масив



Слика 10.17 Еоценски флиш, трансверзално изотропен масив

Гледано од геолошки аспект, како изотропни масиви најчесто можат да се сметаат некои од длабинските магматски карпи со присуство на повеќе системи на пукнатини.

Како трансверзално изотропни, најчесто можат да се сметаат: шкрилестите карпи, посебно со понизок кристалинитет, флишоидните комплекси и слоевитите седиментни карпи. Ова е случај кога во склоп на карпестиот масив се изразени силно слоевитоста или фолијацијата, а слабо се развиени други дисконитетности.

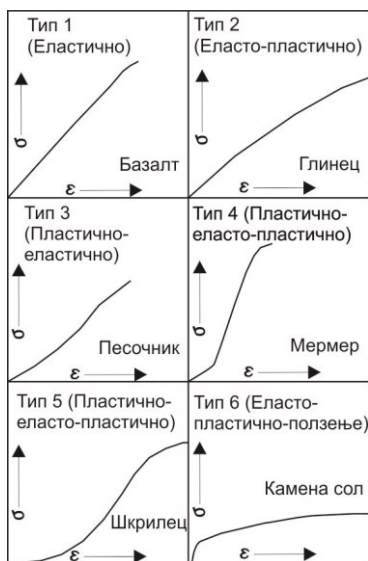
Како ортотропни, можат да се појават карпестите масиви од банковити варовници, каде што, покрај слоевитста, често се среќаваат по два други попречно поставени системи на пукнатини. Слична е состојбата и кај некои видови мермери, помасивни гнајсеви или правилно блоковски испукани магматски карпи.

МЕХАНИЧКИ МОДЕЛИ НА КОНТИНУАЛНА СРЕДИНА

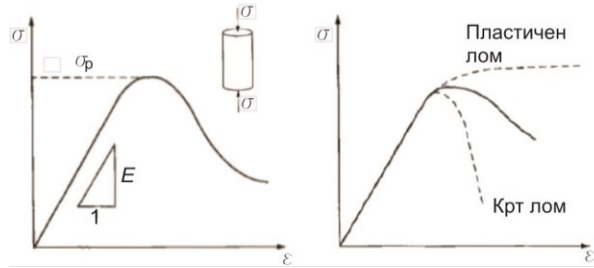
Традиционалните методи на применетата механика се засновани на претпоставката за непрекидна средина или континуум. Базирајќи се на овие модели, се развиени повеќе теории, како што се: теорија на еластичност, теорија на пластичност, реолошки модели и др. За нивна примена е потребно воведување на соодветни претпоставки и упростување, како што се: линеарна или нелинеарна зависност меѓу напрегањата и деформациите и др., влијание на времето врз механичкото однесување на карпестите маси и друго.

Врз основа на голем број извршени испитувања во различни видови карпести маси, можат да се издвојат неколку основни видови или форми на дијаграмите на поместувањето во функција на напоните при смолкнувањето $\sigma=f(\epsilon)$ и тоа во зависност од крутоста на карпестата маса, која се испитува. Како основни можат да се третираат т.н. „нормален“, „крт“ и „пластичен“ тип на лом (Слика 10.18 и Слика 10.19). Треба да се додаде дека кај некои групи карпи, обично врз својствата, многу влијае содржината на влагата, при што како што се зголемува таа, својствата можат да опаднат драстично. Такви, на пример, се: вулканските туфови, лапорци и глинци (Слика 10.21).

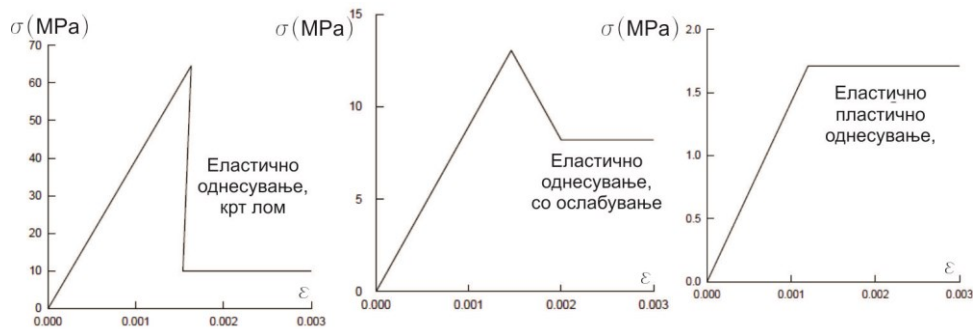
Од прикажаните основни модели на механичко однесување може да има многу варијации, во зависност од: минералошко-петрографските карактеристики на материјалите, нивната изменетост, порозноста, анизотропијата на ниво на примерок и друго. Затоа, во практиката се разработени различни критериуми на лом на карпите и на карпестите маси.



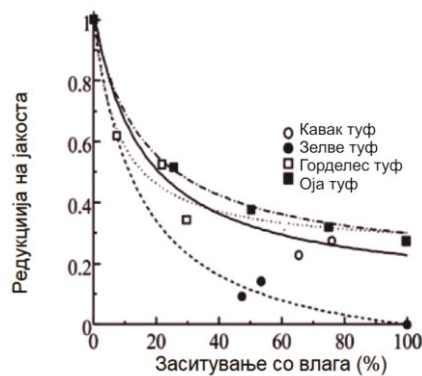
Слика 10.18. Типични дијаграми на деформации при одреден вертикален напон за различни видови карпи (Д. Дир 1970)



Слика 10.19 Типична целосна крива напон – деформација, која ја прикажува еластичноста (модулот на еластичност E), јакоста на притисок (σ_c) и приказ на типови лом кај карпести маси (десно)



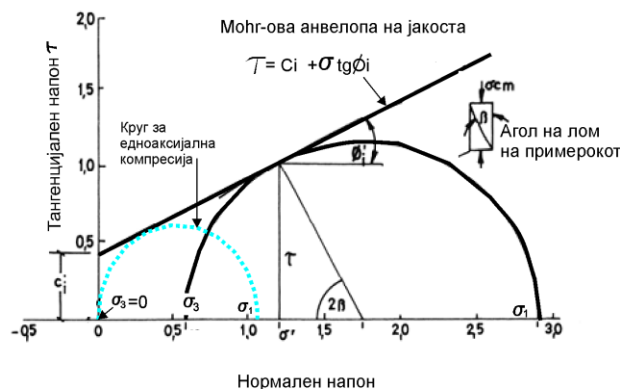
Слика 10.20 Криви на однесување на карпести маси по лмот: еластичен крт лом кај карпи со висок квалитет (лево), омекнување на карпеста маса со среден квалитет (средина) и еластично-пластично однесување кај карпести маси со слаб квалитет (десно)



Слика 10.21 Приказ на влијание на содржина на влажност врз редукција на јакоста кај некои вулкански туфови од реонот на Кападокија – Турција и од Јапонија (Ајдан и Улусај 2003, преземено од Улусај 2019)

КРИТЕРИУМИ ЗА ЛОМ НА КАРПЕСТА МАСА

При изучување на карпестите маси како механички средини многу е значајно да се определат вредностите кога некоја карпа ќе дојде во состојба на лом. Вредноста на напонот во моментот на лом на карпите се нарекува **јакост на карпата**. Постојат поголем број теории со кои може да се прогнозира состојбата на лом за определено поле на напрегања. На пример, на Сликата 10.22 е прикажан Мор-Кулоновиот критериум на лом за двоосно поле на напрегање во вид на графичко решение со помош на Морови кругови (полукругови) на напрегање.



Слика 10.22 Морови кругови на напрегање и анVELOпа на јакоста

За да се прикажат условите за лом, вообичаено се конструираат криви на зависност меѓу главните напрегања на притисок и напрегањата на смолкнување. Од сликата се гледа дека доколку некој примерок на карпа е оптоварен во два правци со главни нормални напрегања, со помош на претставување на напоните во двоосен координатен систем, може да се пресмета напон во која било точка од кривата. На X-оската се поставуваат вредностите на нормалните напони, додека на Y-оската – на тангенцијалните напони. Ако се познати вредностите на главните нормални напрегања, радиусот на кругот има големина еднаква на најголемата вредност на тангенцијалното напрегање (τ_{max}) или е еднаков на вредноста $(\sigma_1 - \sigma_3) / 2$. Неговиот центар е еднаков на $\sigma = (\sigma_1 + \sigma_3) / 2$. Ако имаме случај на едноосијална компресија, тогаш кругот започнува од координатниот почеток, бидејќи $\sigma_3 = 0$. Со спојување на неколку кругови со помош на тангентна линија се добива анVELOпа на јакоста, која, според авторите, се нарекува Мор-Кулонова права. Во теоријата за дефинирање на јакоста на смолкнување се користи равенката на Кулон со која се дефинира условот за лом кој вообичаено се нарекува Мор-Кулонов критериум на лом:

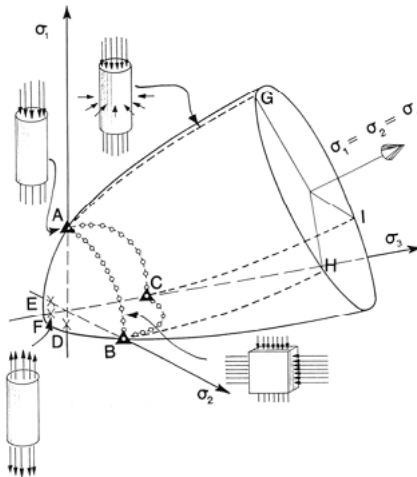
$$\tau = \sigma * \operatorname{tg} \varphi + c$$

Подоцна, критериумот на лом е делумно модифициран од Терцаги, кој го воведува терминот **ефективен** нормален напон:

$$\tau = (\sigma - u) * \operatorname{tg} \varphi + c$$

Каде што е: c – кохезија (kPa); φ – агол на внатрешно триење ($^{\circ}$); τ – тангенцијален напон (kPa); σ – нормален напон (kPa); u – порен притисок.

Целосната слика на напрегања за триосно поле е прикажана на Сликата 10.23.



Слика 10.23 Гранична површина на јакоста за тридимензионална напонска состојба за чие дефинирање се потребни различни опити: точките А, В и С се дефинират со опит на едноосијална компресија; точки Е, F и D – со едноосијално затегнување; кривите АВ, АС и ВС со биаксијална (двоосна) компресија, линиите АG, ВH и СI со опит на триаксијална компресија

Користејќи го овој принцип за двоосно поле на напрегања, се можни неколку основни случаи на лом, кои се прикажани Сликата 10.24. Треба да се знае дека оваа зависност во реални услови не е секогаш праволиниска. Затоа, покрај Мор-Кулонов критериум на лом, во литературата се познати и други критериуми. На пример, Грифит (1921) предложил критериум според кој ломот на затегнување кај кртите материјали се дефинира со следната формула:

$$\sigma_1 = \frac{-8\sigma \left(1 + \frac{\sigma^3}{\sigma_1}\right)}{\left(1 - \sigma^3 / \sigma_1\right)^2}$$

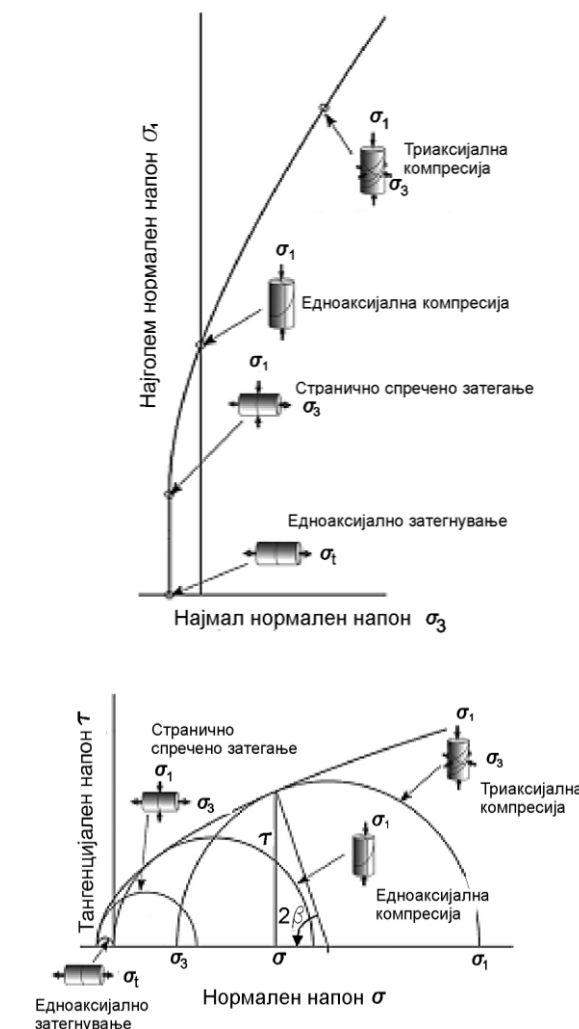
Каде што: σ – јакост на затегнување.

Во практиката се развиени поголем број т.н. емпириски критериуми на лом, кои се наметнаа како корисна замена за теренските испитувања, посебно при истражување на помали објекти и при проектирање на идејни решенија. Најпознат и најчесто применуван е критериумот на Хек и Браун. Тој е разработен најпрвин во 1980 година, а потоа врз основа на искуства од примена на голем број проекти, се предложени неколку подобрани верзии, во 1988 и во 2002 година. Морвата анvelope, која одговара на емпирискиот критериум за лом, првично ја извел Хек (Слика 10.25). Генерален облик на овој критериум, кој ги

инкорпорира заедно оригиналната и модифицираната форма, е прикажан со следната равенка:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \left(m \cdot \sigma_p \cdot \sigma_3' + s \cdot \sigma_p^2 \right)^{1/2}$$

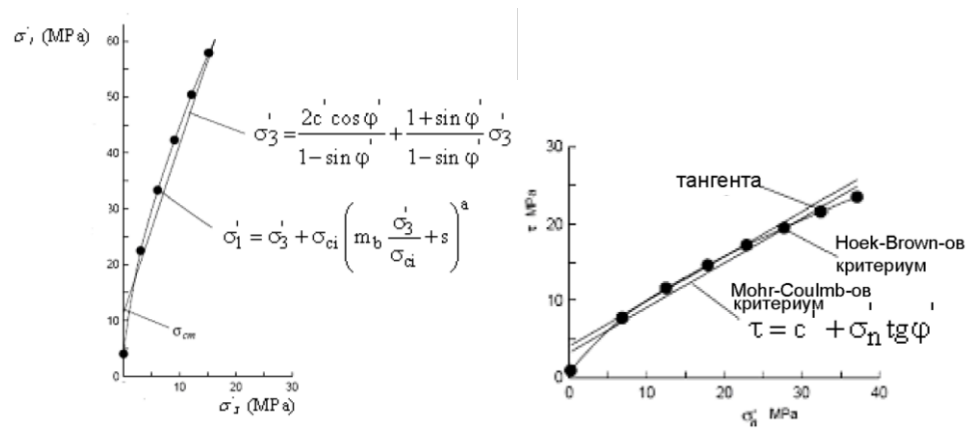
Каде што e : m е емпириска константа за даден тип на карпестата маса; s и a се константи зависни од карактеристиките на карпестата маса; σ_p (σ_c) е едноосијална јакост на притисок на монолит; σ_1' и σ_3' се ефективни главни напрегања.



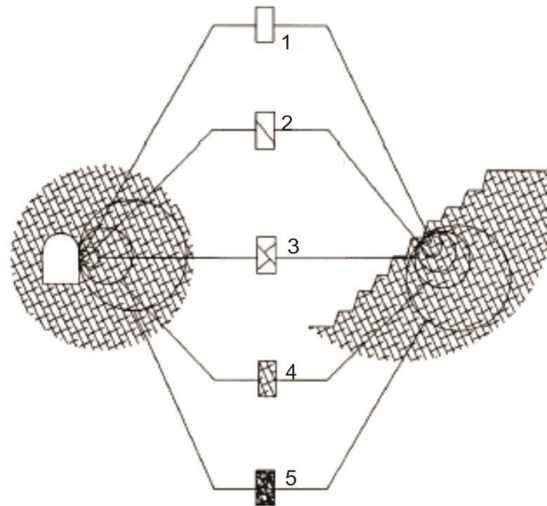
Слика 10.24 Карактеристични појави на лом во зависност од односот на најмал и највисок главен нормален напон и нормален напон – тангенцијален напон (горе) со приказ на Морови кругови на напрегања и анVELOпа на јакоста (долу)

Подоцна овие равенки претрпеле одредени измени од страна на Хек, Каранца-Торес и Коркум, 2002. Значајно за овој критериум на лом е што вредностите на аголот на внатрешно триење φ и кохезијата c се во функција од ефективните нормални напрегања σ .

Детали се прикажани во поглавието 13. Условите под кои може да се применува критериумот на лом на Хек и Браун се прегледно прикажани на Сликата 10.26.



Слика 10.25 Паралелен приказ на Хек-Браунов и Мор-Кулонов критериум на лом



Слика 10.26 Приказ на услови под кои може да се користи Хек-Брауновиот критериум на лом: 1) монолит, применлив критериум, 2) една пукнатина, не се препорачува за употреба; 3) два системи на пукнатини, не се препорачува за употреба; 4) три системи и 5) здробена карпеста маса за која се употребува генералната равенка

Низ литературата се разработени и други теоретски и емпириски критериуми на лом, кои систематизирано се прикажани во Препорачаните методи на ISRM, во верзијата од 2015.

Во секој случај, многу е значајно да се истакне дека примената на кој било критериум на лом треба да биде внимателна, односно треба да се тежнее да се пронајде критериум на лом, којшто на најреален начин ќе ја преслика физичката суштина на карпестата маса.

ПРАШАЊА ЗА ДИСКУСИЈА

- Што подразбираш под терминот квазихомогеност и квазиконтинуум?
- Објаснете го ефектот на релација!
- Во зависност од ефектот на релација, коментирајте ги методите за анализа кај косина, темел и потпорен ѕид!
- Објаснете зошто кај почвени примероци е дозволено испитување на мали пробни тела во лабораторија, а зошто кај испукани карпести маси најчесто е потребно да се вршат испитувања на терен во голема мерка!
- Објаснете го Мор-Кулоновиот критериум на лом!
- Објаснете го Хек-Брауновиот емпириски критериум на лом!

11

ИНЖЕНЕРСКИ КЛАСИФИКАЦИИ НА КАРПЕСТИТЕ МАСИ

ВОВЕД

Во геолошката и геотехничката наука методите што се засновани на **собирање, анализа, систематизација и класификација** на: геолошките и геотехничките податоци како и искуствата од претходно изведени објекти се нарекуваат **емпириски** или **искуствени** методи. Суштината на овие методи лежи во **класифицирање** на карпестите маси во **категории, класи** или **групи** со слични својства, релевантни за конкретни инженерски проблеми. За секоја издвоена класа се очекуваат слични геотехнички услови за **изведба** и слично **механичко однесување** при оптоварување и растоварување. Со примена на овие постапки се создадени **инженерските класификациски системи**, кои се употребуваат за решавање на разни проблеми, како што се:

- стабилност и избор на подграден систем кај подземните работи;
- прогноза на стабилност на косините и природните падини;
- избор на метода на ископ;
- процена на деформабилност и јакост на смолкнување на карпестите маси и др.

Инженерските класификации на карпите, според нивниот карактер, се делат на: **општи** и **геотехнички**. Според начинот на издвојување на класите, се делат на: **квалитативни**, каде што класите на карпестите маси се делат описно, и **квантитативни**, каде што класите се дефинирани со бројна големина на некој параметар. Според бројот на параметри, кои се класифицираат и се рангираат, се делат на: класификации по **еден, два** или по **повеќе** параметри.

Според нивната намена можат да се поделат на класификации за изведба на: **подземни работи, косини**, дефинирање на **начин на ископ, дупчивост**, услови за **минирање** и друго.

Историски гледано, во прво време се користеле класификациите од квалитативен карактер, кои подоцна се покажале како недоволно прецизни и неадекватни. Тоа довело до потреба од развој на класификациите, каде што параметрите се изразуваат на квантитативен начин.

На сегашното ниво на развој на науката и техниката, за најдобри се сметаат **повеќепараметарските класификациски системи**, каде што преку избор на повеќе влијателни параметри и нивна комбинација, се дефинира т.н. **квалитет на карпеста маса**.

Истовремено треба да се спомене дека со постапката на класификација се создаваат услови за поедноставно и еднозначно инженерско толкување на сложените процеси и појави во теренот, на јазик што е разбирлив за вклучените страни при реализација на инженерските работи на теренот.

Во овој контекст, во рамките на учебникот се прикажани најзначајните современи класификации на карпите, кои се признати и се користат во инженерството, кај градежните и рударските активности.

ОПШТА КЛАСИФИКАЦИЈА СПОРЕД ПРЕПОРАКИ НА МЕЃУНАРОДНОТО ДРУШТВО ЗА МЕХАНИКА НА КАРПИ

Меѓународното друштво за механика на карпи има разработено постапка за опис на карпестите маси според сите значајни параметри, во 1981 год. Во одредени делови, оваа класификација е блиска и до општата инженерскогеолошка класификација според IAEG. Генерално гледано, во механиката на карпи и во инженерската геологија, најчесто како критериум за поделба на цврстоврзаните карпи се употребува јакоста на притисок на монолит (Табела 11.1).

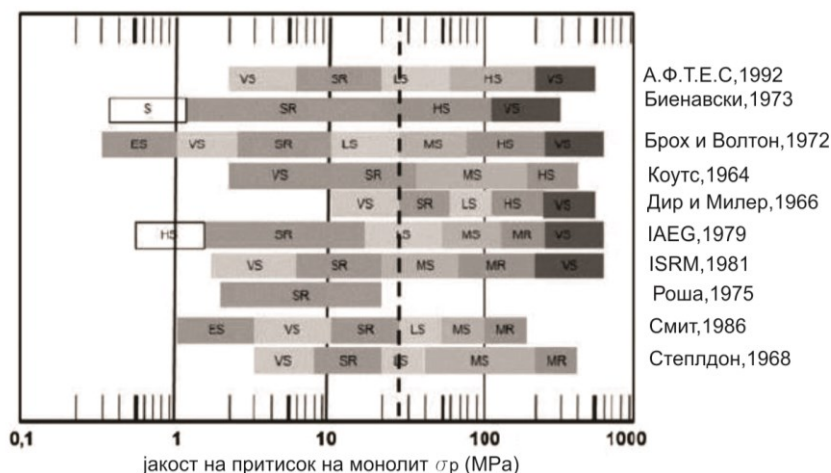
Табела 11.1 Класификација на материјалите според ISRM (Маринос и Хек 2001)

Класа	Опис	Теренска идентификација	Ранг на јакост на притисок (МПа)
R6	Екстремно цврста карпа	Примерокот единствено може да биде изделен од масив со геолошки чекан	>250
R5	Многу цврста карпа	Примерокот за да биде скршен треба да биде удрен со геолошки чекан повеќе пати	100 – 250
R4	Цврста карпа	Примерокот за да биде скршен треба да биде удрен со геолошки чекан повеќе од еднаш	50 – 100
R3	Средно цврста карпа	Примерокот не може да биде делкан со џебен нож, а се крши со еден јак удар од чекан	25 – 100
R2	Слаба карпа	Може да биде длабена со џебен нож, а удар од чекан остава плитка трага	5 – 25
R1	Многу слаба карпа	Примерокот се дроби целосно со удар од чекан и може лесно да се длаби со џебен нож	1 – 5
R0	Екстремно слаба карпа	Тешко се зарежува со клин	0.25 – 1
S6	Цврста глина	Се зарежува со клин	>0.5
S5	Многу збиена крута глина	Лесно се зарежува со клин	0.25 – 0.5
S4	Крута глина	Лесно се зарежува со клин, но тешко се продира низ неа	0.1 – 0.25
S3	Тврда глина	Може да биде продрено низ неа неколку сантиметри со клин со среден напор	0.05 – 0.1
S2	Мека глина	Лесно се продира со клин	0.025 – 0.05
S1	Многу мека глина	Лесно се продира низ неа неколку сантиметри со тупаница	<0.025

Треба да се спомене, дека категориите од R2 до R0 од Табелата 11.1, понекогаш во инженерството се нарекуваат или како слаби карпи (анг. **weak rocks**), или како меки карпи (анг. **soft rocks**). Подетално, нивната поделба заснована на јакоста, е прикажана на Сликата 11.1, компаративно според повеќе автори.

За споредба, во инженерската геологија, цврстоврзаните карпи обично се двојат на две подгрупи и тоа: **каменити** и **полукаменити**. Каменитите карпи (анг. **hard rocks**) се одликуваат со голема кохезија и цврста врска меѓу

минералните зрна. На ниво на монолит имаат мала деформабилност и голема јакост. Генерално се со задоволнителна постојаност на дејство на надворешни влијанија. Каменитите карпи имаат јакост на притисок поголема од $\sigma_p \geq 50 \text{ MN/m}^2$. Полукаменитите карпи (анг. soft rocks) се со понеповолни својства од каменитите, а јакоста на примерок им е $\sigma_p \leq 50 \text{ MN/m}^2$. Во оваа инженерскогеолошка подгрупа спаѓаат: глинците, лапорците, шкрилците со низок кристалинитет, гипситот, некои видови на туфови и туфити и слични карпи.



Слика 11.1 Класификација на материјалите според јакоста на притисок по разни автори (преземено од Галван 1999): S – почва, HS – тврда почва, ES – екстремно мека карпа, VS – многу мека, SR – мека карпа, LS – карпа со ниска јакост, MS – средна јакост, HS – висока јакост, VHS – многу висока јакост

Значајно е што комисијата на ISRM препорачува изработка на **катастри за опис на карпест масив**, во кој се внесуваат податоци за: бојата, јакоста, формата на блоковите, големина, распаднаост, број на пукнатински системи и др. Исто така, се користи и **катастар за опис на пукнатинските карактеристики**, каде што се внесуваат податоци за: тип, ориентација, континуитет, рапавост, наполнител, доток на вода и др. на секој одделен дисконтинуитет. Сите тие параметри се неопходни како основа за решавање на голем број практични проблеми. Катастрите се прикажани во Анексот 2 на книгата.

ГЕОТЕХНИЧКИ КЛАСИФИКАЦИИ НА КАРПЕСТИТЕ МАСИ

Во сегашноста постојат голем број геотехнички класификации, создавани низ подолг временски период. Историски гледано, треба да се спомнат некои од нив.

Класификацијата на Терцаги од 1946 г., се смета како прв практичен систем за заштита на ископот со челични лакови, кој бил во употреба во САД во тунелградбата. Лауфер 1958, пак, за прв пат го вовел терминот **време на стабилен отвор**, со кој се прогнозира димензијата на отворот, кој може да биде стабилен за одредено време, а без примена на примарен или дефинитивен подграден систем.

Дон Дир (1967) за прв пат го воведува параметрот за дефинирање на испуканоста, кој е наречен **RQD-параметар (Rock Quality Design)**, а кој подоцна

често е применуван во други класификациски системи. Викман, Тајдмен и Скинер, во САД (1972), го воведуваат за прв пат концептот на рејтинг на карпестиот масив (**RSR – Rock Structure Rating**), каде што се вклучени неколку параметри во класификацијата.

Големо историско значење има и класификацијата на М. М. Протоџаконов (1926). Овој автор, за потребите на рударските работи, ја воведува т.н. „**скала на јакоста**“, каде што за секоја класа се припишува одредена вредност на **коефициентот на јакост (f)**. Овој параметар, според разбирање на авторот, на некој начин ги обединува јакоста на смолкнување и притисок. Во практиката најчесто се користи следната формула за процена на коефициентот на јакост:

$$f = \sigma_p / 10 \quad (\sigma_p \text{ во МПа})$$

Врз основа на овај коефициент, авторот ги поделил сите карпи во 15 класи со вредност на f од 0.3 до 20. Класификацијата претрпела одредени измени и надополнувања со текот на време, но овај коефициент и ден-денес се користи во одредени пресметки на: минерски работи, дупчивост, пресметка на оптоварување од карпестата маса врз тунелската подграда и др.

За нашата градежна практика, историски е важна класификацијата на Браунс и Стини, која била основа за воведување на просечните градежни норми за ископ ГН-200. По овие норми, сите карпести маси се делат описно на седум категории на следен начин:

- I до IV категорија, каде што ископот може да се врши со **копање** применувајќи рачен ископ, ископ со багер – лажичар и слично;
- V категорија – ископот може да се врши со **риперување** (распарување) на карпестата маса, или со хидруалички чекан и чукање врз карпестата маса;
- VI и VII категорија, каде што ископот се врши со **минирање**.

Оваа класификација е неадекватна за сегашноста, бидејќи била развиена кога ископот главно се вршел рачно, но понекогаш се користи и во денешницата.

Чекор напред на ова поле претставуваат трудовите на: Френклин (1970); Френклин, Брох и Волтон (1971); Луис (1974) и др. Абдулатиф и Круден (1983) ја анализирале можноста за примена на класификациите на Биенавски и Бартон при одредување на начинот на ископ. Отпорот при риперување е анализиран од Вивер (1975), Кирстен (1982), Синг (1987) и др. Значајни се и трудовите на В. В. Ржевскиј и Г. Ј. Новик (1975 и 1984).

КЛАСИФИКАЦИИ ЗА ПРОЦЕНА НА СТАБИЛНОСТ НА ПОДЗЕМНИ ОТВОРИ

Најпознати и широко прифатени класификации во геотехниката се т.н. **RMR**-системот (од англ. **Rock Mass Rating**) на З. Т. Биенавски (1974) и **Q**-системот (од англ. **Quality**), разработен од норвешките автори Бартон, Лиен и Лунд (1974). Надоврзувајќи се на овие класификации, Палстром (1995) го предложил RMI-системот во вид на детална методологија за дефинирање на квалитетот на карпестата маса. Квалитетот (рејтингот) и категоријата на карпестите маси во овие системи се дефинира како збир или продукт од повеќе класификациски параметри, а крајниот резултат се добива во вид на бројка, преку која се дефинира класата на карпести маси.

RMR-СИСТЕМ (ROCK MASS RATING)

Оваа класификација претставува комбинација од пет основни класификациски параметри и тоа:

1. јакост на монолитни делови, изразена или преку еднооксијалната јакост на притисок (σ_p), или преку индексот на јакост (Js);
2. степен на испуканост, дефиниран преку RQD-вредноста;
3. средно растојание меѓу дисконтинуитетите (Ls);
4. состојба на пукнатините, кој се однесува на отворот, видот на наполнител, неговата дебелина, континуитет и рапавоста;
5. состојба на подземна вода.

Покрај основните, авторот воведува и **шести корективен**, дополнителен, параметар, кој се однесува на ориентацијата на најмеродавниот пукнатински систем, во однос на правецот на напредување на ископот (Слика 11.2).



Слика 11.2 Приказ на поволна и неповолна ориентација на напредување на ископот, во однос на падниот агол на пукнатински систем

Класификацијата претрпела неколку модифиции, така што низ стручната литература се среќаваат неколку верзии (1973, 1974, 1976, 1979 и 1989). Најчесто користената верзија од 1989 година е прикажана во Табелата 11.2.

Суштината на класификацијата е што за одредена вредност на параметрите, авторот доделува одреден број **поени**. Збирот на поените го дефинира вкупниот **квалитет** или **рејтинг** на карпестата маса.

Од Табелата 11.2 се гледа дека, според квалитетот, карпите се поделени во **пет основни категории**. Теоретски, карпите со најслаб квалитет имаат вредност на рејтингот на карпестата маса $RMR \leq 20$. Највисок квалитет се однесува за многу цврста карпеста маса без пукнатини со рејтинг $RMR = 81 - 100$.

При формирање на бројот на поени, односно рејтингот на карпестата маса, се значајни неколку основни забелешки. На пример, во Табелата 11.3 и на Сликата 11.2 се прикажани подетални препораки за усвојување на корекциските вредности, поради ориентацијата на главните пукнатини.

Табела 11.2 Класификација на карпести маси, според Биенавски (1989)

А. ПАРАМЕТРИ ЗА КЛАСИФИКАЦИЈА И НИВЕН РЕЈТИНГ								
Параметар		Дијапазон на вредностите						
1. Јакост на монолитните делови	Индекс на јакост Is (МПа)	>10	4-10	2-4	1-2	<1		
	Јакост на притисок σ_p (МПа)	>250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	<1
Поени		15	12	7	4	2	1	0
2. Вредност RQD (%)		90-100	75-90	50-75	25-50	<25		
Поени		20	17	13	8	3		
3. Средно растојание меѓу пукнатини		>2 м	0.6-2м	0.2-0.6 м	60-200 мм	<60 мм		
Поени		20	15	10	8	5		
4. Состојба на пукнатините		Многу рапави пукнатини, Неконтинуирани Без отвор Свежи пукнатински сидови	Брановидни пукнат. површини, Отвор < 1мм Слабо изменети пукнатински сидови	Брановидни пукнатински површини Отвор < 1мм Силно изменети пукнатински сидови	Равни и мазни пукнатини или заполнител < 5 мм Отвор 1-5 мм Континуирани	Мек заполнител >5 мм дебелина или отвор >5 мм Континуирани		
Поени		30	25	20	10	0		
5. Состојба на подземна вода	Доток на 10 м должина од тунел (l/min)	Без доток	<10	10-25	25-125	>125		
	Однос меѓу притисок од вода и макс. главен напон	0	<0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5		
	Генерална состојба	Целосно суво	Слабо навлажување	Влажно	Капење	Течење		
Поени		15	10	7	4	0		
Б. ПОПРАВКА ЗАРАДИ ОРИЕНТАЦИЈА НА ПУКНАТИНИТЕ								
Ориентација на протегањето и пад на пукнатините		Многу поволна	Поволно	Добро	Неповолно	Многу неповолна		
Поени	ТУНЕЛИ И РУДНИЦИ	0	-2	-5	-10	-12		
	ТЕМЕЛИ	0	-2	-7	-15	-25		
	КОСИНИ	0	-5	-25	-50	-60		
В. КЛАСИ НА КАРПЕСТИ МАСИ ОДРЕДЕНИ ОД ВКУПНИОТ ЗБИР НА БОДОВИ								
Рејтинг		100-81	80-61	60-41	40-21	<21		
Класа бр.		I	II	III	IV	V		
Опис		Многу добра карпеста маса	Добра карпеста маса	Поволна карпеста маса	Слаба карпеста маса	Многу слаба карпеста маса		

Табела 11.3 Препораки за подетално класифицирање на ефектот на ориентација за главниот пукнатински систем во класификацијата на Биенавски

Ефект на ориентација на пукнатините (нивно протегање и паден агол) за решавање на проблеми во тунелградбата			
Протегање	Паден агол (о)		
	< 20	20-45	45-90
Попречно на тунелска оска при напредување на ископот во ист правец како насоката на пад на пукнатините	Добро	Поволно	Многу поволно
Попречно на тунелска оска со напредување во обратен правец од насоката на пад на пукнатините	Добро	Неповолно	Добро
Паралелно со тунелска оска	Добро	Добро	Многу неповолно

Состојбата на подземна вода може да биде изразена описно, како доток на подземна вода во ископот, или притисок од водата.

Класификацијата има значајна примена за решавање на голем број инженерски проблеми и при процена на параметрите на карпестата маса, што е прикажано во поглавјата 12, 13, 21 и 22.

Интересна е модификацијата прикажана од страна на Селада и други автори, од 2014 година, која скратено се означува со RMR_{14} . Рејтингот на карпестата маса RMR_{14} се добива по следната формула:

$$RMR_{14} = (RMR_b + F_o) * F_s * F_e$$

Во оваа формула RMR_b е основниот рејтинг без додавање на поправка за ориентација на ископ, F_o е фактор за поправка за ориентација на ископ (замена за шестиот параметар во верзијата од 1989), F_e е фактор за поправка поврзан со методот на ископ и F_s е фактор за поправка поврзан со напонско-деформациското однесување на челото на ископот.

Новините во верзијата од 2014 година се однесуваат на воведување на корекциските фактори F_e и F_s . Со нив се дефинира можноста за измена на јакоста на монолитните делови поради применетиот метод на ископ и напонско-деформациското однесување на челото на ископот. Тука, на некој начин, се вметнува и влијанието на индексот на распаѓање, добиен преку тестот Slake Durability Index, опишан во поглавјето 7. Во принцип, механичкиот ископ придонесува кон зголемување на рејтингот, а ако ископот се врши со дупчење и минирање $F_e=1$. Овие параметри можат да се пресметаат по следните формули:

$$F_e = 1 + 2 \times \left(\frac{RMR_{89}}{100} \right)^2, RMR_{89} < 40$$

$$F_e = 1.32 - \frac{\sqrt{(RMR_{89} - 40)}}{25}, RMR_{89} > 40$$

Со цел да се предвиди реалниот рејтинг, во верзијата од 2014 година се воведува и параметарот ICE, кој се користи за пресметка на коефициентот за поправка F_s , при што:

$$F_s = 1.3, ICE < 15$$

$$F_s = \frac{2.3\sqrt{100-ICE}}{7.1 + \sqrt{100-ICE}}, 15 < ICE < 70$$

$$F_s = 1, ICE > 70$$

Параметарот е дефиниран со следните формули:

$$ICE = \frac{3704 \times \sigma_c \times e^{\frac{RMR_{80}-100}{24}}}{(3 - K_0) \times H} \times F, K_0 \leq 1$$

$$ICE = \frac{3704 \times \sigma_c \times e^{\frac{RMR_{80}-100}{24}}}{(3 \times K_0 - 1) \times H} \times F, K_0 \geq 1$$

$$\sigma_{cm} = \sigma_c \times e^{\frac{RMR_{80}-100}{24}},$$

Каде што е: σ_c – јакост на притисок на монолит (МПа), σ_{cm} – јакост на притисок на карпест масив (МПа), K_0 – коефициент на хоризонтален напон за почетна состојба на напрегања (поглавје 9), H – длабина на тунелот во метри и F – коефициент за форма на тунел.

Значајно е дека RMR-системот треба да се употребува со големо внимание при случаи на згмечени (здробени) карпи и материјали склони кон бабрење. Тогаш RMR-системот треба да се коригира со примена на Geodurability-системот на Оливије, којшто е прикажан во поглавјето 7. Оваа класификацијата одиграла голема улога во развојот на други класификациски системи, засновани на принцип на бодување и рангирање на карпестите маси, при процена на: деформабилноста на масивот, стабилноста на косини, услови за фундаирање во карпа и слично. Нејзината примена може да се согледа и низ примери прикажани во други поглавја на учебникот.

КЛАСИФИКАЦИЈА СПОРЕД БАРТОН, ЛИЕН И ЛУНД (Q-СИСТЕМ)

Еден од најпознатите класификациски системи во тунелоградбата е развиен во Норвешкиот геотехнички институт (NGI), од страна на Бартон, Лиен и Лунд (1974). Авторите, врз основа на анализа на голем број подземни ископи, предложиле параметар, кој се нарекува **индекс на квалитет Q (Quality index)**.

Со овој индекс, на нумерички начин, се одредува квалитетот на карпестата маса, преку комбинација на неколку параметри по следната формула:

$$Q = (RQD/J_n) * (J_r/J_a) * (J_w/SRF)$$

Каде што е: RQD е показател на степен на испуканост, J_n е показател кој се однесува на број на пукнатински системи (анг. joint set number), J_r е параметар кој се однесува на рапавоста на пукнатините (анг. joint roughness number), J_a е параметар за изменетост на пукнатините (анг. joint alteration number), J_w е показател за редуција поради воден притисок (анг. joint water reduction number) и SRF е фактор за редуција на напонот.

Вредноста на индексот Q може да се движи од 0.001 до максимум 1000. Влезните параметри за пресметка се дефинираат во вид на нумерички вредности

за секој параметар. Првиот член во формулата (RQD/J_n) се однесува на големината на блок во масивот и структурата на масивот. Вториот (J_r/J_a) ја репрезентира рапавоста и својствата на триење на пукнатинските сидови или наполнителот, а третиот (J_w/SRW) е репрезент на напонската состојба во масивот. За да се воспостави однос на индексот Q со потребната подграда на тунелот, авторите го вовеле терминот **еквивалентна димензија на отворот (De)**, како однос меѓу дијаметарот или висината на отворот со параметар **ESR** (анг. **Excavation Support Ratio**), користејќи ја следната формула:

$$De = \text{Отвор или висина на ископ} / ESR$$

Показателот ESR се избира во зависност од типот на објектот (Табела 11.4).

Како и кај RMR-системот, и оваа класификација има одредени модификации. На пример, во однос на препораките за подградба на подземните отвори, значајни се препораките на Barton и Grimstad (Глава 22). За да се воспостави однос на индексот Q со инженерските параметри на карпестата маса, Бартон во 2002 година врши определени модификации на Q-системот, според следната формула:

$$Q_c = [(RQD/J_n) * (J_r/J_a) * (J_w/SRF)] * (\sigma/100)$$

Каде што е: Q_c – нормализирана вредност на квалитетот на карпестата маса, Q за вредност на јакост на притисок σ .

Табела 11.4 Препораки за усвојување на параметарот ESR

Категорија на ископ	Вредност на ESR
Привремени ископи на подземни рудници	3 – 5
Постојани отвори кај подземни рудници, тунели под притисок кај електрични централи, пилот-тунели и големи ископи	1.6
Складишта, резервоари за нафта, гас, понезначајни патишта и железници, пристапни тунели	1.3
Електрични централи, главни патишта, ископи за подземни скривалишта, портали, пресеци на тунели и др.	1
Подземни нуклеарни централи, железнички станици, спортски и јавни подземни објекти, фабрики и др.	0.8

Овој метод има и своја модификација за потреби на анализи на косини, според следната зависност.

$$Q_{slope} = (RQD/J_n) * (J_r/J_a) * (J_{wice}/SRF_{slope})$$

Во претходната формула се вклучени т.н. екстерни фактори J_{wice} и SRF_{slope} . J_{wice} се нарекува фактор за влијание на геолошки услови и влијанија од животната средина, додека SRF_{slope} е фактор од кој се проценува напонската состојба за косините. Детали за рангирање на овие параметри се прикажани во Анекс 4 на крајот од книгата, а примената на различните модификации на Q-системот за различни инженерски проблеми се прикажани во поглавјето 21 и 22.

КЛАСИФИКАЦИЈА СПОРЕД АЈДАН, УЛУСАЈ И ТОКАШИКИ (RMQR)

Со анализа на податоци од Јапонија, а со цел прилагодување на претходните класификации за некои специфични случаи кај помеките карпи, од

МЕХАНИКА НА КАРПИ

страна на: Ајдан, Улусај и Токашики, во 2013 година е подготвена т.н. RMQR-класификација. Прикажана е во Табелата 11.5.

Табела 11.5 Класификација (RMQR) според Ајдан, Улусај и Токашики (2013)

Степен на деградација (DD)	Свежа карпа	Доста свежа	Слаба деградација	Средна деградација	Силна деградација	Целосно деградирана		
Поени Rdd	15	12	9	6	3	1 – 0		
Број на пукнат. системи (DSN)	Нема, масивна карпа	Еден плус случајни пукнатини	Два плус случајни пукнатини	Три плус случајни пукнатини	Четири плус случајни	Здробена		
Поени Rdsn	20	16	12	8	4	1-0		
Растојание (DS) или RQD	DS> 24 m	24>DS> 6 m	6>DS> 1,2 m	1,2>DS> 0,3 m	0,3>DS> 0,07 m	0. 07>DS		
	RQD=100			100>RQD >75	75>RQD >35	35>RQD		
Поени Rds	20	16	12	8	4	1-0		
Состојба на пукнатини (DC)	Нема	Залечени или зглобени	Рапави	Релативно рамни и стиснати	Мазни со наполнител или отвор < 5mm	Дебел наполнител или отвор >10mm		
Поени Rdc	30	26	22	15	7	1		
Или алтернативно со исклучување на првите две класи								
Состојба на пукнатини (DC) Rdc= Rdc+ Rdc+ Rdc	Отвор (mm)	<0,1 mm	0. 1-0.25	0.25-0.5	0.5-2.5	2.5-10	>10	
	Поени Rdca	6	5	4	3	2	1	
	Заполнител	Нема	Слаби измени само по пукнатини	Тенка превлака <1mm	Тенка превлака 1<t<10 mm	Дебел наполнител 60>t >10 mm	Дебел напол. t >60 mm	
	Поени Rdc	6	5	4	3	2	1-0	
	Рапавост (описно или според бр.профил на ISRM 2007)	Многу рапави	Рапави	Мазни, брановидни	Мазни, планарни	Мазни, смолкувачки	Зони на смолкување	
	Поени Rdcg	10	9	8	7	6	5	4
Поени Rdcg	3	2	1-0					
Состојба на подземна вода (GWSC)	Суво	Локално влажење	Влажно	Капење	Течење	Голем прилив		
Поени R gwsc	9	7	5	3	1	0		
Можност за апсорбција на вода (GWAC)	Без апсорбција	Можни капиларни појави	Слабо апсорбливи карпи	Средно апсорбливи	Високо апсорбливи	Екстремно апсорбливи		
Поени R GWAC	6	5	4	3	2	1-0		

$$RMQR = Rdd + Rdsn + Rds + Rdc + RGWSC + RGWAC$$

Од Табелата 11.5, се гледа дека авторите вршат алтернативно вреднување на некои параметри, со цел одредено својство да се вреднува само еднаш. Се забележува дека оваа класификација се покажала како многу корисна кај меките карпести маси со слабоизразена испуканост, но кои се склони кон примање влага. Самиот збир RMR може да се искористи за процена на големината на јакоста и за деформабилноста на карпестиот масив во постапката на екстраполација на параметрите на ниво на масив (поглавје 17).

КЛАСИФИКАЦИЈА ЗА АНИЗОТРОПНИ КАРПЕСТИ МАСИ (ARMR)

Со цел да се изврши класифицирање на анизотропијата на карпестите маси, од страна на Сароглу и други (2018) е разработена т.н. ARMР-класификација (од англиски: Anisotropic Rock Mass Rating). Во суштина, тоа е одредена модификација на класификацијата на Биенавски, а во комбинација со параметар за напонската состојба, предложен од Бартон. Оваа класификација е прикажана во Анекс 4, а наоѓа примена во процена на јакоста на смолкнување на масивот (поглавје 13).

КЛАСИФИКАЦИЈА ЗА ПРОЦЕНА НА ХАЗАРД ОД ОДРОНУВАЊЕ

Со цел да се презентира hazardот од одронување постојат и класификации на теренот, според големината на hazardот од одронување. На пример, Пирсон и други (1990) ја разработиле класификацијата позната како RHRS (од англ. Rockfall Hazard Rating System), која е прикажана во Табелата 11.6.

Оваа категоризација е разработена за потребите на Претпријатието за патишта во Орегон, каде што се чести проблемите со одронувања во планинските подрачја. Основна нејзина цел е на брз начин да се дефинираат опасните зони по патиштата и да се преземат мерки за минимизирање на ризиците при изведба и одржување. Постојат и други модификации на овој систем, а детали можат да се најдат кај Е. Хек 2006).

КЛАСИФИКАЦИИ НА КАРПЕСТИ МАСИ КАКО РАБОТНА СРЕДИНА

При изведба на градежните и на рударските работи, еден од најчестите проблеми е соодветно дефинирање на теренот како работна средина, за што е потребно да се разрешат следните проблеми:

- избор на најсоодветна постапка за ископ на средината;
- дефинирање на отпорот при копање;
- дефинирање на условите за утовар и транспорт на ископана маса;
- заштита од подземни води;
- стабилност на ископот и др.

За решавање на овие проблеми, во натамошниот текст ќе бидат прикажани неколку двопараметарски и повеќепараметарски класификации. Како најпозната двопараметарска класификација за избор на метод на ископ на површина на терен е двопараметарската класификација на Френклин, Брох и Волтон (1971). (Слика 11.3).

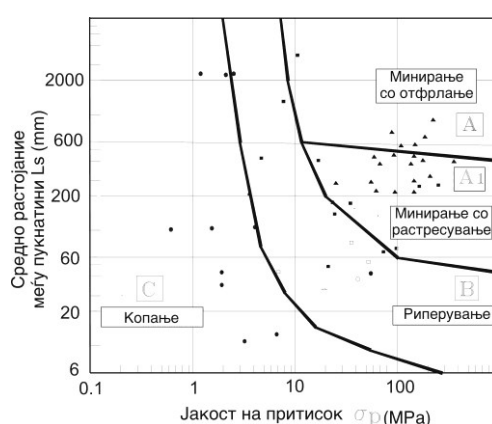
Табела 11.6. Систем за класификација на hazard од одронување RHRS (Пирсон и други 1990)

		Бодови=3	Бодови=9	Бодови=27	Бодови=81	
Височина на косината		7.6 m	15.2 m	22.8 m	30.4 m	
Ефикасност на каналот		Добро зафаќање на одронот	Умерено зафаќање на одронот	Ограничено зафаќање на одронот	Без зафаќање на одронот	
Ризик на средно возило		25% од времето	50% од времето	75% од времето	100% од времето	
Процент од должината на пат потребна за донесување одлука		Соодветна видливост, 100% од долна граница на проектната вредност	Умерена видливост, 80% од долна граница на проектната вредност	Ограничена видливост, 60% од долна граница	Многу ограничена видливост, 40% од долна граница	
Ширина на патот, вклучувајќи асфалтирана банкина		13.4 m	10.9 m	8.5 m	6.1 m	
Геолошки карактеристики	Прв случај	Структурна состојба	Пукнатини, поволна ориентација	Пукнатини, со средно поволна ориентација	Пукнатини, неповолна ориентација	Континуирани пукнатини, неповолна ориентација
		Триење по карпата	Нерамни, нерегуларни	Брановодни и глатки	Рамнински	Глинена исполна на пукнатините, глатки зидови
	Втор случај	Структурна состојба	Неколку карактеристики на диференцијална ерозија	Повремени карактеристики на диференцијална ерозија	Многу карактеристики на диференцијална ерозија	Значајни карактеристики на диференцијална ерозија
		Разлика во степенот на ерозија	Мали разлики	Умерени разлики	Големи разлики	Екстремни разлики
Големина на блокот		0.30 m	0.60 m	0.90 m	1.20 m	
Волумен на одронот		0.08 m ³	0.17 m ³	0.25 m ³	0.34 m ³	
Клима и присуство на вода на површината од косината		Мали до умерени врнежи; без периоди на мрзнење, без вода на косината	Умерени врнежи, или куси периоди на мрзнење, или повремени појава на вода на косината	Многу врнежи, или долги периоди на мрзнење, или постојано присуство на вода на косината	Многу врнежи и долги периоди на мрзнење, или постојано присуство на вода на косината со долги периоди на мрзнење	
Историја на одроните		Малку одрони	Повремени одрони	Многу одрони	Постојани одрони	

Табела 11.7. Препорачани активности врз основа на извршена RHRS-класификација

Поени:	<300	A	Набљудување
	300 – 400	Б	Преземање мерки е приоритет
	>400	В	Потребно е ургентно преземање мерки

Класификацијата на Френклин, Брох и Волтон ги зема предвид јакоста и испуканоста на карпите, како параметри од кои зависи типот на ископот. Јакоста може да се определи или преку индексот на јакост (J_s) или преку едноаксијалната јакост на притисок (σ_p). Испуканоста се изразува преку средното растојание меѓу пукнатините (L_s) или средната димензија на блокот во масивот.

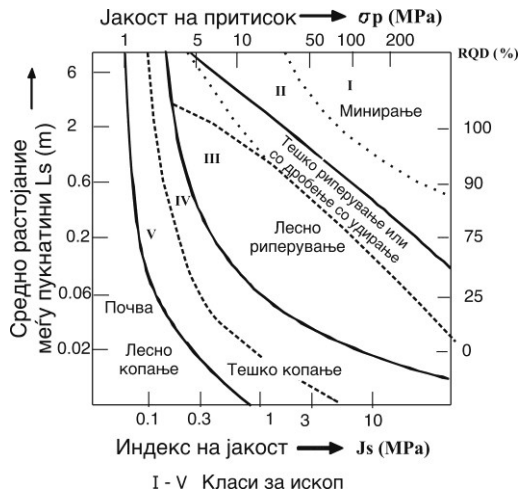


Слика 11.3 Двопараметарска класификација на Френклин, Брох и Волтон за процена на метод на ископ: Зона А – минирање со отфрлање; Зона А1 – минирање со растресување; Зона В – риперување; Зона С – копане

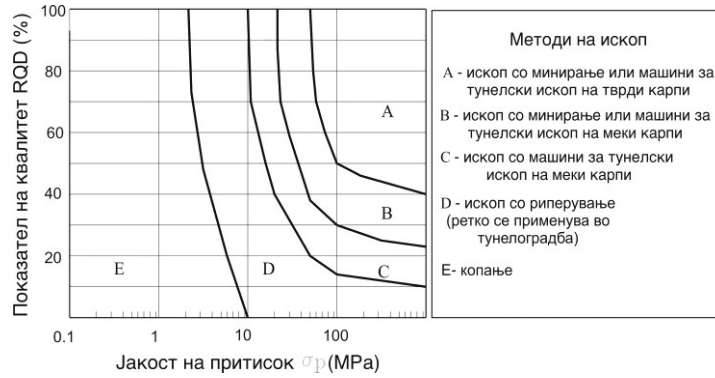
Од Сликата 11.3 се гледа, дека во дијаграмот се издвојуваат неколку главни подрачја, каде што се прикажани можните методи на ископ на карпата. Класификацијата, со тек на време, е делумно модифицирана од други автори, со подетално издвојување на класите за ископ. Пефифер и Фукс направиле делумна промена во границите на класите за ископ и извршиле алтернативно воведување на показателот на испуканоста RQD (Слика 11.4).

Слична е и класификацијата на Луис (1974), која се употребува за решавање на проблеми на ископ во подземје (Слика 11.5). На Сликата 11.6 и на Сликата 11.7 се прикажани двопараметарски класификации, каде што се искомбинирани волуменската тежина (γ) и тврдината на материјалите според Мосовата скала, со степенот на испуканост според Јовановски, 2001. Прикажаните класификации се многу едноставни и пригодни за примена, но кај нив е потребна внимателна употреба кај изразито анизотропни карпести маси, според испуканоста и јакоста.

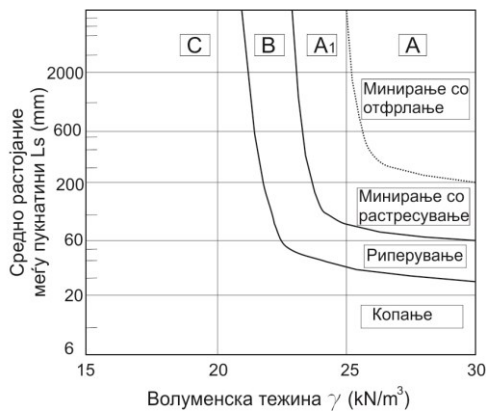
При евентуална примена во други региони со различен геолошки развој, е потребно нивно прилагодување и внимателна споредба со други класификациски методи. Се препорачуваат за употреба за првична прогноза на методите на ископ, за пониски фази на проектирање, додека кај повисоките фази се препорачуваат повеќепараметрските класификации. Кај капитални објекти се потребни и пробни мерења на теренот.



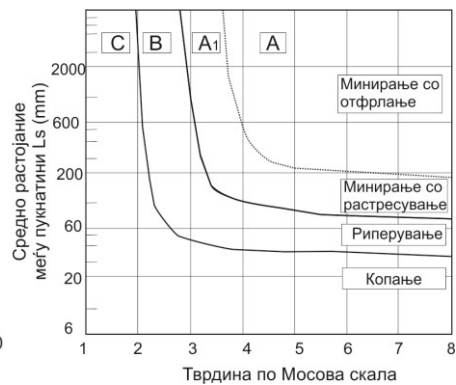
Слика 11.4 Модификација на двопараметарската класификација на Френклин, Брох и Волтон, според Пефифер и Фукс (1994)



Слика 11.5 Класификација за процена на метод на ископ во подземје (Луис 1974)



Слика 11.6 Класификација со комбинација на средна димензија на блок (L_s) и волуменска тежина (γ), Јовановски (2001)



Слика 11.7 Класификација со комбинација на средна димензија на блок (L_s) и тврдина според Мосова скала, Јовановски (2001)

ИНЖЕНЕРСКИ КЛАСИФИКАЦИИ НА КАРПЕСТИТЕ МАСИ

ERMР-СИСТЕМ (EXCAVATION ROCK MASS RATING)

ERMР (анг. **Excavation Rock Mass Rating**) е повеќепараметарскиот систем, кој се однесува на сите видови почви и карпи (Табела 11.8).

Табела 11.8 ERMР-систем за класификација на карпестите маси како работна средина (Јовановски, 2001)

Параметар	Класа						
	I	II	III	IV	V	VI	VII
1.Јакост на притисок (σ_p)	Неврзани почви	<1	1-5	5-10	10-30	30-70	>70
Индекс на јакост I_s (МПа)		<0.1	0.1-0.7	0.7-1.2	1.2-2	2.5-4	>4
Поени	0	3	5	8	10	12	20
2.Тврдина по Мосова скала	Врзани почви	1-1.5	1.5-2	2-3	3-5	5-6	>6
Вредност на SHR _V	<10	10-13	13-17	17-26	26-35	35-50	>50
Поени	1	3	5	8	10	15	20
3.Волуменска тежина γ (kN/m ³)	12-15	15-18	18-22	22-24	24-27	27-30	>30
Поени	3	4	6	8	12	15	20
4.Средна димензија на блок L_s (cm)	Неврзани почви	<2	2-6	6-10	10-30	30-200	>200
Показател RQD(%)	0	0-10	10-25	25-50	50-75	75-90	90-100
Поени	0	4	8	13	16	18	25
5.Состојба на пукнатини	Неврзани почви	1. Мазни 2.Континуирани 3. Отвори > 10 мм 4.Мека исполна, дебелена >10 мм)	1.Мазни 2.Континуирани 3. Отвори 5-10 мм 4.Мека исполна, (дебелена 5-10 мм)	1.Средно рапави 2.Континуирани 3. Отвор <1-2 мм 4.Силно изменети сидови	1.Рапави 2.Континуирани 3. Отвор <1мм 4.Силно изменети сидови	1.Рапави 2.Континуирани 3. Отвор <1мм 4.Слабо изменети сидови	1.Многу рапави 2.Неконтинуирани 3.Без отвор – стиснати 4.Неизменети сидови
		тип 1	тип 2	тип 3	тип 4	тип 5	тип 6
Поени	0	1	2	4	7	8	15
ВКУПНО ПОЕНИ (ERMР)	<10	10-25	26-40	41-50	51-60	61-80	81-100
Можен метод на ископ	Лесно копање	Вообичаени услови за копање	Многу тешко копање, лесно рипување	Рипување	Тешко рипување, минирање со растресување	Минирање	Тешки услови за минирање
Можна механизација	Багер – лажичар RH5	Багер – лажичар RH8	Багер – лажичар RH9 или булдозер D7	Булдозер D8/D7	Булдозер D9/D9G	Вообичаена потрошувачка на експлозив	Голема потрошувачка на експлозив

Системот е разработен по принципот на бодување на карпестите маси со избрани параметри за кои се смета дека влијаат „рамномерно“ врз отпорот при копање и се репрезентативни за карактеристиките на масивот и на монолитните делови.

Карактеристиките на монолитните делови се опфатени преку јакоста на монолитот (σ_p или J_s алтернативно), волуменската тежина (γ) и тврдината, додека на масивот – преку степенот на испуканост прикажан како средна димензија на блок (L_s) или алтернативно преку показателот **RQD**) и преку состојбата на пукнатинските ѕидови.

Речиси кај сите параметри е овозможена алтернативна варијанта за нивно определување. На пример, тврдината може да се изрази квалитативно преку Мосовата скала или преку вредноста на отскок од Шмитов чекан (SHRV) по следната корелација:

$$SHRV=8.72 \times M - 0.04$$

Класификацијата покажува добра усогласеност со измерени вредности за брзините на надолжни еластични бранови, што ја прави компаративна и за други региони од светот.

КЛАСИФИКАЦИЈА ЗА ПРОЦЕНА НА МОЖНОСТИ ЗА РИПЕРУВАЊЕ

Риперувањето е техника на ископ, каде што, со помош на специјално вградени ножеви, карпестата маса се ископува со парање (анг. **ripping**). Во поглед на отпорот при риперување, познати се голем број класификации, а можат да се истакнат работите на: Вивер (1975), Кирстен (1982) и Синг (1987). Класификација на Кирстен е прикажана во Табелата 11.9. При риперувањето, треба да се знае дека ефективностата при работа многу зависи од правецот на напредување на машината за ископ, во однос на структурните елементи на карпестата средина (Слика 11.8).

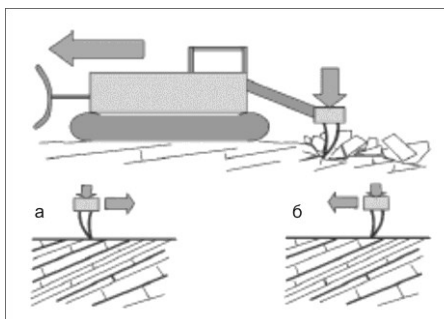
Коефициентот за можноста за риперување (K_r) се пресметува според формулата:

$$K_r = M_s * K_B * K_D * J_s$$

Во прикажаната формула, параметарот M_s се однесува на јакоста на карпеста маса поделена со волуменска тежина. Коефициентот $K_B = RQD/J_p$, коефициентот $K_D = J_r/J_a$, а J_s е параметар, кој се однесува на наклон на најнеповолен систем на пукнатини. Се гледа дека Кирстен користи слични параметри како во класификацијата на Бартон.

Табела 11. 9 Класификација на Кирстен за дефинирање на можност за риперување

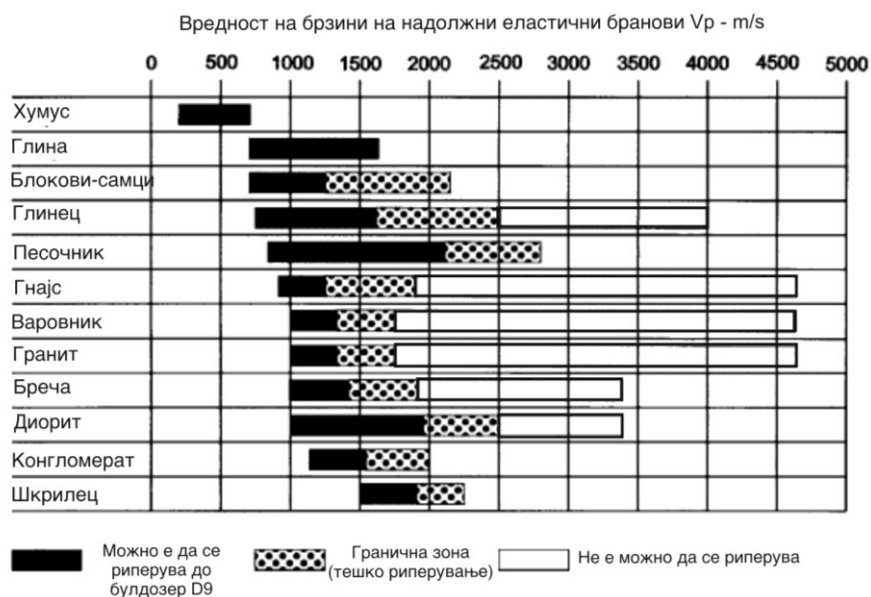
Вредност K_r	Граници на риперување
0.1 - 10	Може да се риперува со дозери со јачина од 100 до 150kW како Caterpillar D6D/D7G
10-1000	Може да се риперува со дозери со јачина од 225 до 300kW како Caterpillar D8K/D9H
>1000	Екстремно тешко се риперува дури и со дозери од 520kW како Caterpillar D10



Слика 11.8 Илустрација на различни ефекти на риперување во зависност од правецот на движење на булдозерот:
а – неповолен правец; **б** – поволен правец со поефективно риперување

КЛАСИФИКАЦИИ ЗА ПРОЦЕНА НА ОТПОРТ ПРИ РИПЕРУВАЊЕ СПОРЕД БРЗИНИ НА ЕЛАСТИЧНИ БРАНОВИ

Во практиката често, за вакви намени, се користи и вредноста на брзината на простирање на надолжните еластични бранови (V_p) преку која се дефинираат приближните граници до кои е можно риперување (Слика 11.9).



Слика 11.9 Дијаграм за проценка на можноста за риперување врз основа вредности на брзини на надолжни еластични бранови, V_p (m/s)

КЛАСИФИКАЦИИ ЗА ПРОЦЕНА НА СТАБИЛНОСТ НА КОСИНИ

За решавање на проблеми поврзани со стабилноста на косини, најчесто се користи постапката на Романа (1985). Во суштина, постапката е одредена модификација на класификацијата на Биенавски, со одредени измени во поправките за ориентација на меродавните пукнатински системи. При тоа, Романа утврдил дека има релативно добро усогласување на предвидениот

МЕХАНИКА НА КАРПИ


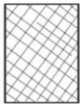




степен на стабилност со SRMR-системот (Slope Rock Mass Rating), при што се потребни определени корекции, кои се прикажани со следната основна формула:

$$SRMR = RMR - (F1 * F2 * F3) + F4$$

Каде што е: F1 – фактор за поправка, кој се однесува на степен на паралелност меѓу косината и протегањето на дисконтинуитетите, F2 – фактор, кој се однесува на падниот агол на дисконтинуитетот во однос на наклонот на рамнината на лом, F3 – фактор, кој се однесува на односот меѓу паден агол на косината и пукнатината, F4 – фактор за поправка, во зависност од методот на ископ

ПОСТАПКИ ЗА ДЕФИНИРАЊЕ НА ГЕОЛОШКИОТ ИНДЕКС НА ЈАКОСТ (GSI)

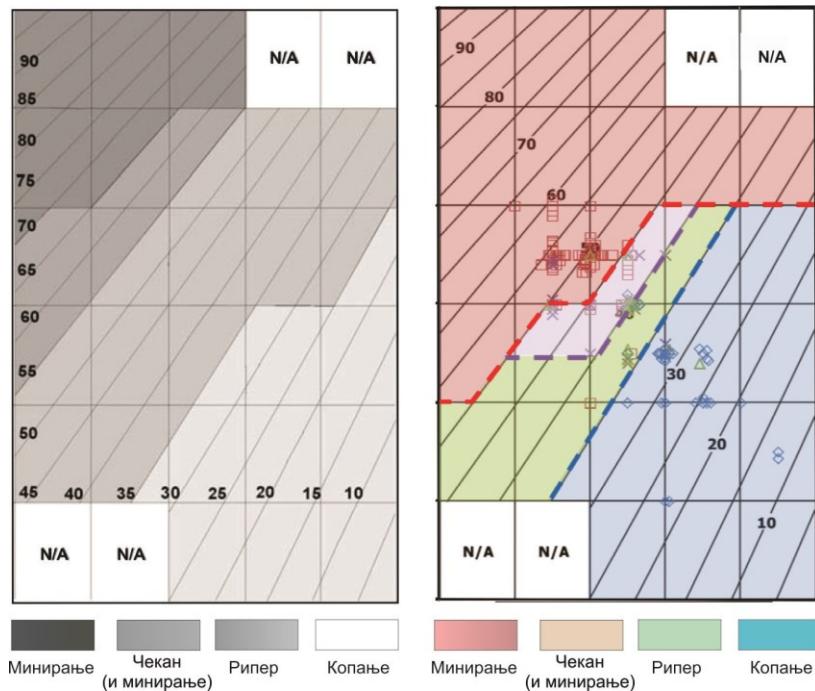
Од страна на Хек и други автори во 1995 година е воведена класификација, која се нарекува Геолошки индекс на јакост (**GSI**), која името го добива од терминот **Geological Strength Index** (Слика 11.10).

ТИП НА КАРПА: ГЕНЕРАЛЕН ПРИКАЗ ВРЕДНОСТ НА GSI	СОСТОЈБА НА ПУКНАТИНСКИ ПОВРШНИНИ				
	Многу добра	Добра	Доста добра	Лоша	Многу лоша
СТРУКТУРА	Намалување на квалитет на површините →				
 НЕПОРЕМЕТЕНА ИЛИ МАСИВНА КАРПА моновитни примероци или масив изделен со неколку пукнатини на големо растојание	90			III	III
 БЛОКОВИТА- многу добро зглобена неоштетена карпеста маса од правоаголни блокови формирани од три пукнатински системи	80	70			
 МНОГУ БЛОКОВИТА- зглобена, делумно оштетена карпеста маса со многубројни плочести и аглести блокови формирани од четири или повеќе пукнатински системи		60	50		
 ОШТЕТЕНА-БЛОКОВИТА/ФЛИШОЛИКА набрана со аглести блокови, формирани од голем број пукнатини. Блоквите се ориентирани во правец на шкриљавост или слоевитост			40	30	
 ЗДРОБЕНА- слабо поврзана, многу испукана карпеста маса, мешавина од аглести и заоблени монолити				20	
 ЛИСТЕСТА /ЗОНИ НА СМОЛКНУВАЊЕ блоковитоста не е застапена поради многу блиско растојание кај површините на шкриљавост или површините на смолкнување	III	III			10

Слика 11.10 Класификација според GSI (Хек и други 1995)

Кај оваа класификација вредноста на GSI се дефинира графички, во вид на комбинација на структурата и состојбата на карпестата маса, која се поткрепува со краток текстуален опис.

Џиамбаос Сароглу и Хаонитис прикажуваат начин за користење на оваа класификација за прогноза на метод на ископ за случаи на површина на терен и при изведба на тунели (Слика 11.11)



Слика 11.11 Примена на GSI-систем за прогноза на методот на ископ (Џиамбасо, Сароглу и Хаонитис)

Од сликите се гледа дека определени комбинации на класи не е можно да се појават, и се означени со ознака **НП** (слика 11.10) или **НА** (Слика 11.11). На пример, не е можно да се случи да имаме листеста и здробена структура на карпестата маса, а таа истовремено да е со многу добра состојба на пукнатинските површини.

За т.н. хетерогени масиви, кои главно се однесуваат на флишоидни карпести комплекси, од страна на Маринос и Хек (2000), оваа класификација е доработена, со цел да се направи поточна прогноза на параметрите за карпести маси со послаб квалитет (Слика 11.12). Во денешно време оваа класификација се користи директно во одредени софтверски решенија за избор на параметрите за анализа кај подземни објекти и за косини (Хек 2002).

Треба да се спомне дека во практиката има нејзини различни модификации. На пример, Јовановски, Гапковски, Крвавац, Илијовски (2006), предложиле модификација за карбонатни карпи без изразена карстификација, а Сомнез и Улусаж (2008) ја збогатиле со квантитативни показатели, за состојбата на

пукнатините и структурата на карпата. Постојат и модификации за офиолитски комплекси. Некои од позначајните модификации се прикажани во Анексот 4.

ВРЕДНОСТ НА GSI ЗА ХЕТЕРОГЕНИ КАРПЕСТИ МАСИ (ФЛИШ) ПО P.Marinos И E.Hoek, 2000 Од опис на литолошкиот состав, структурата и состојбата на пукнатинските површини (особено рамнините на слоевитост) се избира вредност за GSI од дијаграмот. Се препорачува избирање на дијапазон на вредности за GSI, а не единечна вредност. На пример, наместо вредност на GSI=35, подобро е да се избере дијапазон од GSI=33-37. Се напоменува дека критериумот на лом на Hoek and Brown не е применлив за случаи на структурно контролирана нестабилност. Кога има присуство на континуирани ослабнати планарни дисконтинитети со неповолна ориентација, механичкото однесување на карпестата маса е диктирано од нив. Јакоста кај категориите доста добра, лоша и многу лоша карпа може да се намали под влијание на подземна вода. Од друга страна, притисокот од вода во пукнатините не ја менува вредноста на GSI туку, проблемот се решава со анализа на ефективните напони.							
СОСТАВ И СТРУКТУРА		Состојба на пукнатинските површини (главно рамнини на слоевитост)	МНОГУ ДОБРА (многу рапави, нераспаднати површини)	ДОБРА (рапави, слабо изменети површини)	ДОСТА ДОБРА (рамни, средно изменети и средно распаднати површини)	ЛОША (многу рамни, наместа до мазни површини со цврста обвивка или заполнител со аголни парчиња)	МНОГУ ЛОША (многу рамни, мазни или силно изменети површини со глиновита превлака или заполнител)
 А. Дебело услоени, изразито блоковити песочници. Влијанието на пелитската обвивка на сидовите кај пукнатините по слоевитоста се намалува кога карпестата маса е ограничена од бочните страни. Кај плитките тунели и кај косините, рамнините на слоевитост може да се причина за појава на структурно контролирана нестабилност.		70 60	A				
 В. Песочници со прослојци на алевролити			50	B	C	D	E
 С. Песочници и алевролити во ист сооднос			40				
 D. Алевролити и глинци со прослојки на песочници							
 E. Распаднати алевролити или глинци со прослојки на песочници							
C, D, E и G. Може да бидат помалку или повеќе набрани од илустрираниот пример, но тоа не ја намалува јакоста. Тектонските деформации, раседите и пукнатините ги поместуваат овие категории кон категории F и H					30		
 F. Тектонски здробени, интензивно набрани и раседнати ушкрилени глинци или алевролити со испрекинати и здробени прослојци на песочници во формирана хаотична структура						20	F
 G. Оштетени алевролити или глинци со или без присуство на многу тенки прослојки од песочници							
 H. Тектонски здробен алевролит или глинци со зголемена количина на глина во хаотична структура. Потенките прослојци на песочници се трансформирани во ситни карпести парчиња							10
 : Начин на деформација после тектонските пореметувања							

Слика 11.12 Модифицирана класификација за хетерогени карпи според GSI (Маринос и Хек, 2000)

НЕКОИ ЗАБЕЛЕШКИ ЗА КЛАСИФИКАЦИЈА НА КАРПЕСТИ МАСИ ВО МАТРИКС ОД ПОСЛАБ МАТЕРИЈАЛ (BIMROCKS)

Во механиката на карпи постојат и чести појави на мешавини на карпести блокови во некоја околна материја за кои во стручната литература се користи терминот **Bimrocks** (блокови во матрикс од други карпи).

Примери за вакви карпи се т.н. тектонски меланж, раседни зони, изменети вулкански хидротермални карпи, флувиоглацијални наслаги и други случаи.

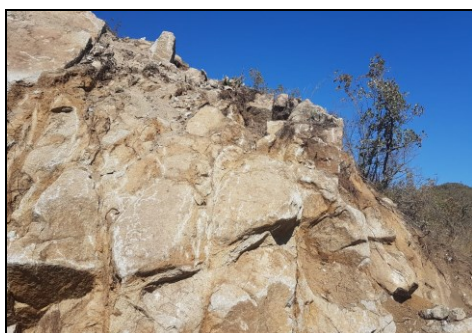
Кај ваквите материјали, поцврстите блокови се опкружени со некоја послаба карпеста маса во одреден процент.

Обично, својствата на ваквите мешавини тешко се определуваат, но во принцип се дефинираат преку односот на волумен на блокови кон вкупниот волумен во некоја маса преку параметрот VBP (од англ. Volumetric Block Proportion).

Се смета дека доколку $VBP < 25\%$ може да се применат методи за анализа во почвени материјали, а над $VBP > 75\%$ доминантно влијание имаат цврстите карпести блокови. Карактеристично е дека кај ваквите карпести маси, состојбата и својствата може да се променливи на многу кратки растојанија, што може да се согледа и од следните слики.

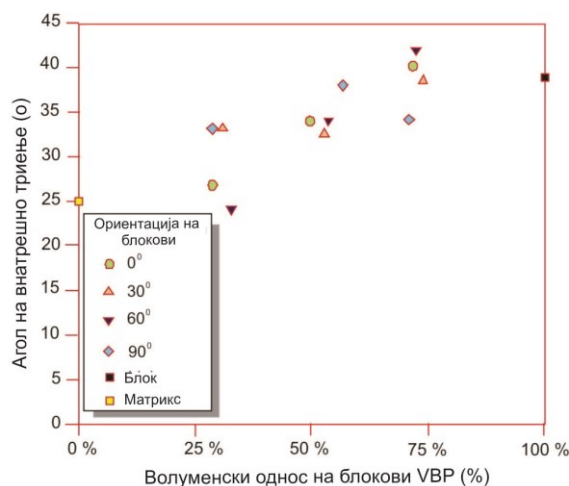


Слика 11.13 Изменет гранит од локалитетот Сиера Невада во Северна Калифорнија, каде што цврсти блокови се обиколени со грусифицирани зони до степен на песоклива почва (Медли 2006)



Слика 11.14 Фотографии на чести измени во односот VBP за случајот на андезитски карпи од усек на патот Штип – Радовиш: горе лево - раседна зона со $VBP=30-50\%$; горе десно - блокови од андезит низ широки хидротите рамно изменети зони $VBP=50-75\%$; долу - андезитски блокови оконтурени со широки наполнети пукнатини со однос со $VBP=90-95\%$ (фотографија од Т. Јовановска)

Од приказот на сликите, поради забележителните разлики во својствата на матрикот и блоковите, се согледува дека е тешко да се дефинираат меродавни параметри за анализа на вакви зони. Еден пример на влијанието на параметрот VBP врз аголот на внатрешно триење на ваквите мешани карпи е прикажан на Сликата 11.15. Во секој случај, треба да се напомене дека оваа проблематика е една од големите предизвици во идните истражувања во механиката на карпите.



Слика 11.15 Влијание на параметарот VBP врз вредноста на агол на внатрешно триење (преземено од Сомнез и др. 2008)

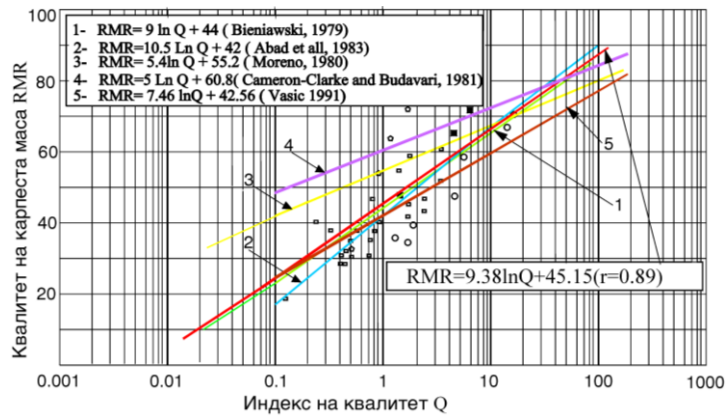
СПОРЕДБИ МЕЃУ КЛАСИФИКАЦИИТЕ И НИВНИ ОГРАНИЧУВАЊА

Поради потребата од споредба на резултатите од различни постапки на класификација, во практиката често се прават обиди за корелации меѓу нив.

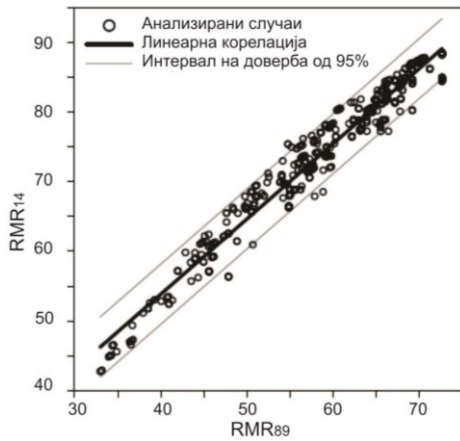
Целта на паралелната класификација е да се согледаат можностите за алтернативни решенија, односно да се опфатат колку што е можно поголем број случаи од практиката. Постапката на корелирање е прикажана низ неколку примери. На пример, меѓу класификацијата на Бартон и Биенавски е воспоставена корелација врз основа на 111 анализирани случаи, која е претставена со формулата:

$$RMR=9 \ln Q+44$$

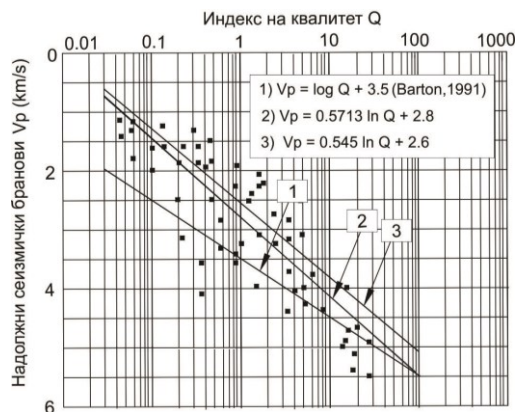
Подоцна има воспоставено и други корелации за различни локалитети од светот (Слика 11.16). На Сликата 11.17, пак, е прикажана корелација меѓу различните верзии на RMR-системот опишани во рамките на ова поглавје. На Сликата 11.18 и Сликата 11.19 се прикажани корелации на различни класификациски системи со брзините на простирање на надолжни еластични бранови (V_p). Треба да се нагласи дека класификациските методи се од голема помош за решавање на голем број геотехнички проблеми, но со нив не е можно да се опфатат сите можни инженерски проблеми. Всушност, мора да се знае дека класификациите никогаш немаат за цел да дадат безусловни решенија на проблемите. Ова значи дека треба да се познаваат предностите на овие методи, но уште повеќе да се посвети внимание на можните недостатоци.



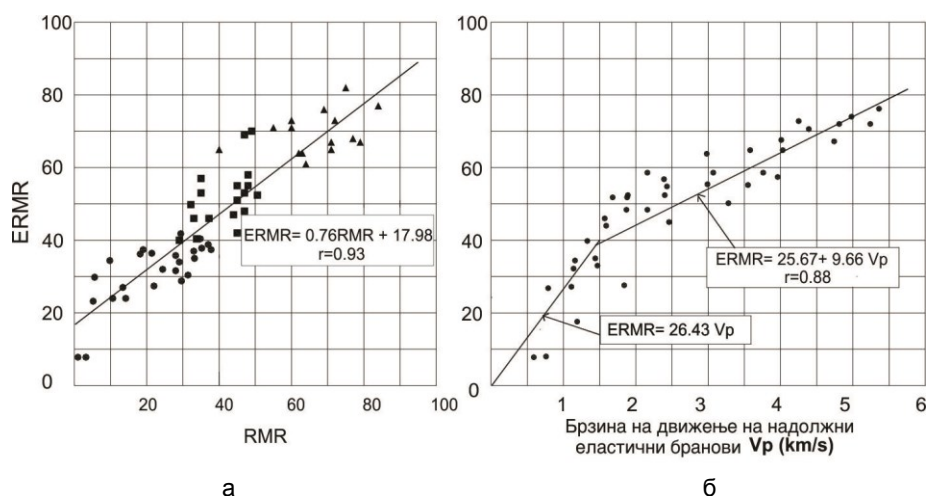
Слика 11.16 Корелација меѓу класификациите на Биенавски и Бартон за локалитети од Р Македонија и други светски локалитети (Јовановски 2001)



Слика 11.17 Корелација меѓу различните верзии на класификацијата на Биенавски од 1989 и 2014, (Рехман и други 2018)



Слика 11.18 Корелација меѓу класификациите на Бартон со брзини на сеизмички бранови (V_p): 1) за локалитети од Норвешка, 2) повеќе локалитети од Македонија, 3) тунели од автопатот Демир Капија – Смоквица (Јовановски 2001)



Слика 11.19 Корелација меѓу класификацијата ERMR со RMR (а) и со брзини на сеизмички бранови V_p (б), според Јовановски (2001)

Класификациите треба внимателно да се применуваат при следните случаи:

- ненадејни продори на подземна вода во тунелот – кога е потребна примена на смерни дупнатини пред ископот;
- појава на одделни нестабилни блокови со поголеми димензии – кога се јавува потреба од дополнително осигурување со дополнителна подградба;
- течливи зони од трошен материјал, песок и слично – кога се потребни посебни мерки за заштита како инјектирање, смрзнување и др.;
- појава на штетни и отровни гасови, при што во фаза на ископ е потребна нивна точна детерминација, соодветна вентилација и др.;
- појава на бабрење, при што за вакви случаи се потребни мерки за спречување на влажење, зајакнување на подградата, брзо торкретирање на ископот и слично;
- појава на горски удари, кои бараат посебни мерки за соодветна заштита.

Како заклучок, во ова поглавје, може да се потенцира дека емпириските методи немаат за цел целосно да ги заменат аналитичките техники или теренските набљудувања, туку се само една од алатките кои помагаат за инженерско расудување.

ПРАШАЊА ЗА ДИСКУСИЈА

- Како се делат класификациите на карпестите маси?
- Објаснете ја разликите во класификацијата на Биенавски и на Бартон!
- Објаснете ги класификациите RMQR и ARMQR!
- Објаснете ги класификациите за дефинирање на начин на ископ!
- На што е заснована поделбата по GSI-класификацијата?
- Што означува класификацијата за блокови во матрикс од основна маса?

12 ДЕФОРМАБИЛНОСТ НА КАРПЕСТИ МАСИ

ОПШТО

Деформабилноста на карпите е својство, кое се манифестира при дејство на надворешни сили, во вид на промена на нивната форма и волумен. За разлика од напоните, деформациите се полесни за физичко запознавање, бидејќи често се видливи и со голо око, можат да се набљудуваат, мерат и да се определуваат директно. При анализа на деформабилноста, во механиката на карпи е доминантен ставот дека испитувањата треба да се изведуваат на теренски услови со опити во што е можно поголема мера поради ефектите на дисконтинуалност, хетерогеност и анизотропија на карпестата маса. За таа намена се применуваат неколку видови методи и тоа:

- теренски статички методи;
- теренски динамички методи;
- индиректни емпириски методи според квалитетот на карпестата маса;
- комбинирани методи по податоци од паралелно испитување со статички и динамички методи на исто мерно место.

Секоја од методите има одредени ограничувања или предности, кои се прикажани сумирано во Табелата 12.1.

Табела 12.1. Квалитативен приказ на предности и недостатоци на методите за дефинирање на деформабилноста

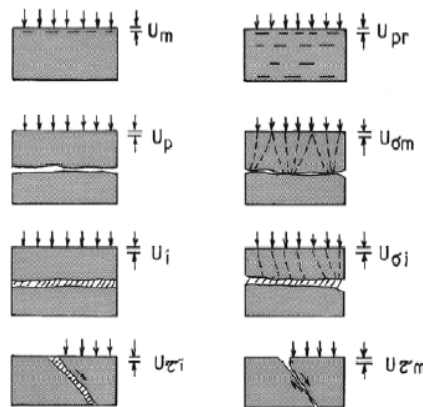
Вид на испитување (*)	Брзина на испитување	Чинење	Доверливост на добиените параметри
Статички теренски методи	Бавни методи, бараат поголемо време за испитување (-3)	Скапи методи, бараат посебна подготовка на мерните места (-2)	Најдоверливи методи, но останува проблемот на големина на испитуваниот волумен, односно потребна е екстраполација на параметрите (+3)
Динамички геофизички методи	Релативно брзи методи (+2)	Релативно поевтини методи од статичките (+2)	Недостаток е што се дефинираат само динамички вредности, кои не се директно пригодни за нумерички анализи (-2)
Емпириски (класификациски) методи	Најбрзи, индиректни методи (+3)	Најевтини, бараат главно класификација на параметрите (+3)	Недостаток е што не може автоматски да се применат насекаде поради разлики во геолошкиот историјат на карпите зависно од регионите, каде што се настанати (-3)

(*) Забелешка: со ознака (-) се дефинира како релативен недостаток, а со ознака (+) се дефинира релативна предност или недостаток на методата во ранг од 1 до 3.

Затоа, секогаш кога е можно, се врши корелација на податоците од статичко-динамичките со емпириските методи за ист волумен на карпеста маса, со што се создаваат услови за формирање на зависимости и екстраполација на параметрите на пошироки подрачја, мерливи со димензиите на објектите (поглавје 17).

ГЕНЕРАЛНА АНАЛИЗА НА ВЛИЈАТЕЛНИ ФАКТОРИ ВРЗ ДЕФОРМАБИЛНОСТА

Процесот на деформирање кај карпестите маси зависи од голем број меѓусебно поврзани фактори. Според Б. Кујунџиќ, во вкупната деформација кај карпестите маси, свој придонес имаат повеќе видови поместувања при влијанија од различните вертикални или тангенцијални напони. Ова е илустрирано со неколку едноставни физички модели на Сликата 12.1.



Слика 12.1 Физички модели на деформабилност, според Б. Кујунџиќ (1980)

Според Сликата 12.1, се согледува дека вкупната деформација може да се изрази со една генерална зависност дефинирана со следната формула:

$$u = f(u_m, u_p, u_i, u_\sigma, u_\tau)$$

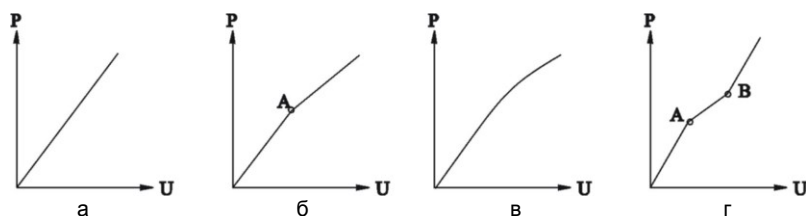
Каде што е: u_m – деформација на монолитниот дел на карпата, u_p – деформација како резултат на затворањето на пукнатините, u_i – деформација на пукнатинскиот наполнител, u_σ – деформација од локални ломови како резултат на концентрацијата на напони на притисок кај контактните површини, u_τ – деформација поради локални ломови, кои имаат карактер на смолкнување.

Во практиката е тешко да се одвои кои од наведените влијанија преовладуваат. Затоа е потребна внимателна процена и анализа на дијаграмите на деформација во функција на притисок, за секој конкретен случај на испитување. Овие дијаграми даваат претстава за состојбата на испуканата карпеста маса, изложена на дејство на оптоварување, а нивната форма, зависи од повеќе фактори, како што се:

- методата на определување на деформациите;
- местото на изведување на испитувањата (на површината или во подземјето)
- растојанието на мерните точки во однос на оптоварената површина;
- интензитетот и правецот на прилагодувањето на товарот;

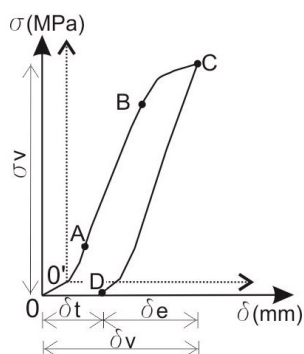
- брзината на оптоварување – растоварување;
- начинот на создавање на напонската состојба;
- времетраење на оптоварување – растоварување и др.

Според анализите на Оберт (1961) може да се издвојат неколку основни видови дијаграми за цврсти, средноцврсти и слаби карпести маси (Слика 12.2).



Слика 12.2. Основни видови дијаграми на деформации (U) во зависност од приложената сила (P): а) еластична состојба, б) појава на локални ломови (A) во карпестата маса, в – појава на внатрешни пластични деформации (отклон од правата линија), г – дијаграм за кварцфилит со две точки на границата на еластичноста (A и B) од кои: A) за филитоидна компонента, B) за кварцна компонента.

На Сликата 12.3, пак, е прикажан еден типичен дијаграм на деформации на карпестите маси во функција на притисокот за еден циклус на оптоварување и растоварување, којшто може да биде сличен како и при испитување на монолитни примероци (поглавје 4).



Слика 12.3. Типичен дијаграм на деформации на карпестите маси во функција на напонот на притисок (σ) за еден циклус на оптоварување и растоварување: C – точка при максимален притисок во циклусот; $\delta v = \delta e + \delta t$ – вкупна деформација; δe – повратна деформација; δt – трајна или неповратна деформација

Од прикажаниот дијаграм се гледа дека вкупната деформација се состои од два основни делови на кои често пати им се придаваат еластични, односно пластични својства. Во подрачјето на ниските нивоа на оптоварувања (од точка 0 до точка A на дијаграмот) гранката на зголемување на притисокот на дијаграмот е конкавна кон ординантната оска. Ваквиот карактер на дијаграмот се толкува со влијанието на затворањето на пукнатините, кои настанале како резултат на механичко оштетување на карпестата маса при ископ, или од ефектот на ослободувањето на природните напони. Затоа, често во практиката координатниот систем се поместува кон точката O' , како условно нов координатен систем, од кој понатаму се усвојуваат почетните вредности за притисок и деформации при соодветните пресметки.

По точката А, дијаграмот се приближува кон права линија или крива со голем радиус на кривата, сè до точката В. На овој дел, карпестата маса се однесува линеарно. Од притисокот во точката В, дијаграмот е закривен и конкавен кон апсцисата. Овај дел укажува на почетни локални ломови, кои, во крајна мера, се манифестираат со придвижување на поединечни монолитни блокови во карпестата маса. Во оваа фаза на оптоварување, учествуваат и локалните ломови со концентрација на напоните на контактите на пукнатинските површини. При растоварувањето, линијата е пострмна затоа што се изразува еластичниот карактер на деформацијата.

Од овие дијаграми е очигледно дека деформациите речиси никогаш не се враќаат на почетните деформации, односно до нулата. Ова укажува на непостоење на еластичен дел во права смисла, односно дека вкупната деформација се состои од траен и повратен дел.

Бидејќи не е возможно точно да се определи повратната точка D, со растоварувањето обично не се оди до нулата, туку до некоја вредност на притисокот дефинирана со нивото на напон за токата $0'$ на слика 12.3, односно σ_0' , чија големина треба да зависи од видот и од карактерот на карпестата маса.

На тој начин се отстрануваат паразитските влијанија, кои се резултат на несоодветната изведба на подготвителните работи на мерното место, како што се: неадекватно минирање, ископ, удари, оштетување на околната карпеста маса, времетраење на работите и сл.

ДИЈАГРАМИ НА ДЕФОРМАЦИЈА ВО ФУНКЦИЈА НА ПРИТИСОК И ВРЕМЕ

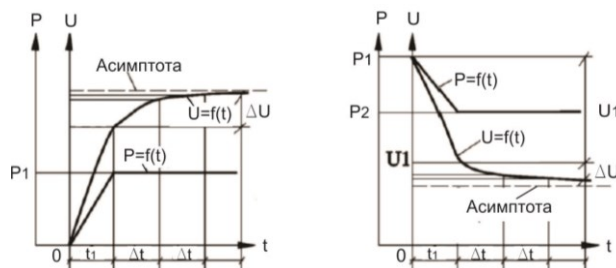
Во текот на испитувањата се врши и временско регистрирање на деформациите, со што се следи историјатот на оптоварување и растоварување, и развојот на деформациите, за одредено ниво на напон (Слика 12.4).

За времето t_1 , во кое притисокот се зголемува од 0 до p_1 , односно кај растоварувањето се намалува од p_1 на p_2 , се извршува паралелно деформација, која е означена со u_1 и која се нарекува **истовремена** или **моментална** деформација.

По правило, истовремената деформација при оптоварувањето е секогаш поголема од истата деформација при растоварувањето.

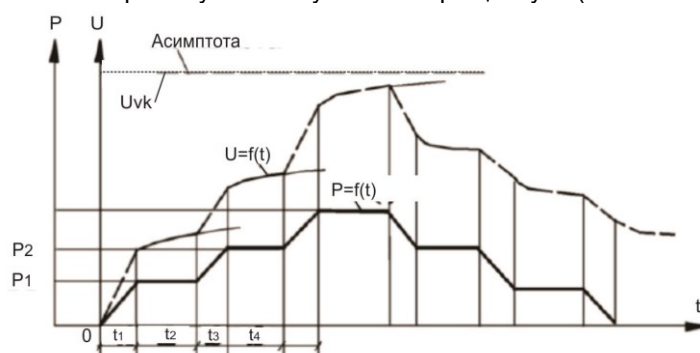
Карактеристично е што, по достигнување на нивото на притисок до вредност p_1 , иако по тоа, тој се одржува константен во текот на времето, сепак и понатаму деформацијата продолжува да расте или да опаѓа.

Деформациите, кои настануваат во функција на време поголемо од t_1 , при $P=\text{const}$, ги нарекуваме **дополнителни деформации** или **деформации на ползењето**.



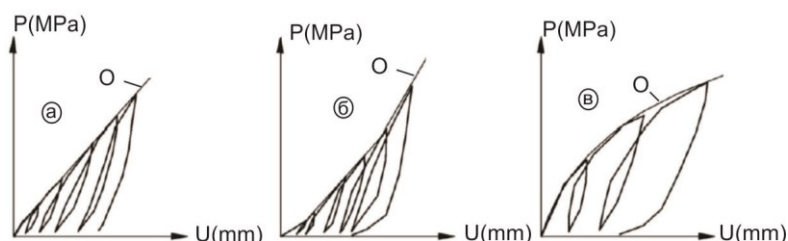
Слика 12.4 Деформации на карпестата маса при оптоварување (лево) и растоварување (десно) за еден циклус во функција на време

Обично, при еднакви зголемувања на времето (Δt), одговараат помали прирасти или опаѓања на деформацијата. Линијата на деформацијата асимптотски се приближува кон некоја гранична вредност. Овој феномен го изучува реологијата на карпестите маси (поглавје 14). Треба да се спомне дека во практиката, оптоварувањето и растоварувањето, се врши во скалила и со неколку циклуси. Обично се применува испитување во три циклуси (Слика 12.5).



Слика 12.5. Карактеристични дијаграми на деформации и притисок во зависност од времето

Од временските дијаграми се конструираат и дијаграмите на деформациите во функција на притисок за повеќе циклуси. Во зависност од состојбата на карпестата маса, можат да се добијат неколку основни видови на дијаграми. На пример, анализирајќи неколку стотина извршени опити, Б. Кујунџиќ издвоил три типа на карпести маси по параметар на деформабилноста (Слика 12.6). Дијаграмот на Сликата 12.6 (лево) укажува дека кај ваквите карпи, трајните деформации се значително помали од повратните. Тие имаат високи вредности на модулот на деформацијата. За нив, со задоволителна точност може да се применуваат законите на теоријата на еластичноста. Во цврстите, но испукани карпи (дијаграм 12.6 – средина), при оптоварувањето доаѓа до збивање на карпата на сметка на затворање на пукнатините и прснатините. Во овој случај материјалот како да „зајакнува“, односно деформациите се намалуваат со порастот на притисокот. Понекогаш, вкупните деформации се релативно големи, но со претежно повратен карактер, што на пример кај карбонатните карпи може да се толкува со присуство на глина – црвеница во пукнатините.

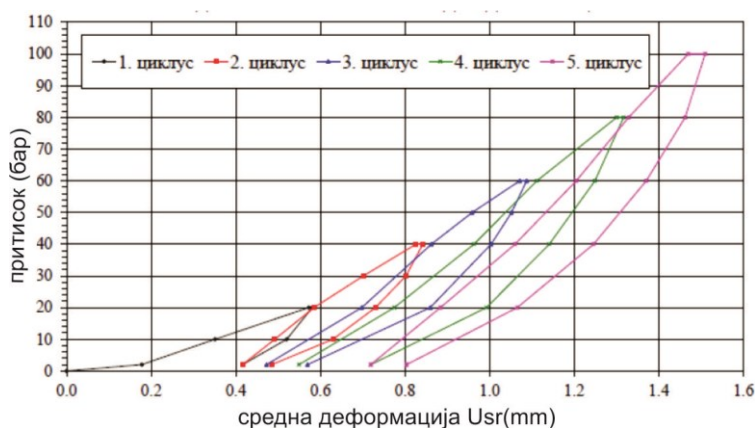


Слика 12.6. Некои типични дијаграми на деформабилноста на карпестите маси: за цврсти и компактни карпи со речиси правоаголна анвелопна крива (лево); за цврсти, но испукани карпи, со конкавна анвелопна крива спрема ординатната оска (средина); за шкрилци од различен тип (претежно глинести), со конвексна анвелопна крива спрема ординатната оска (десно), O – анвелопна крива

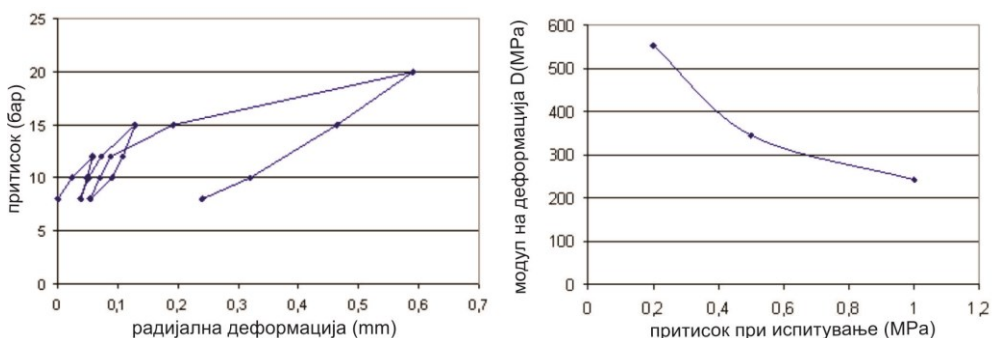
На дијаграмот 12.6 (десно) се прикажани карпи, кои се одликуваат со многу големи деформации, од кои трајните се речиси секогаш поголеми од повратните. Ваквите карпести маси имаат анvelope со „ослабување“, и кај нив се карактеристични појави на големи дополнителни деформации со текот на времето. Тие се приближуваат кон материјалите со пластично однесување.

За подетално да се согледаат некои можни случаи на механичко однесување на карпестите маси, на следните слики се прикажани некои дијаграми добиени од конкретни испитувања со методи на хидраулична перница, сондажен дилатометр и пробна комора.

Од овие дијаграми може да се донесат многу значајни заклучоци за: механичкото однесување, анизотропијата и генерално за хетерогеноста на карпестите маси, според параметар на деформабилност.

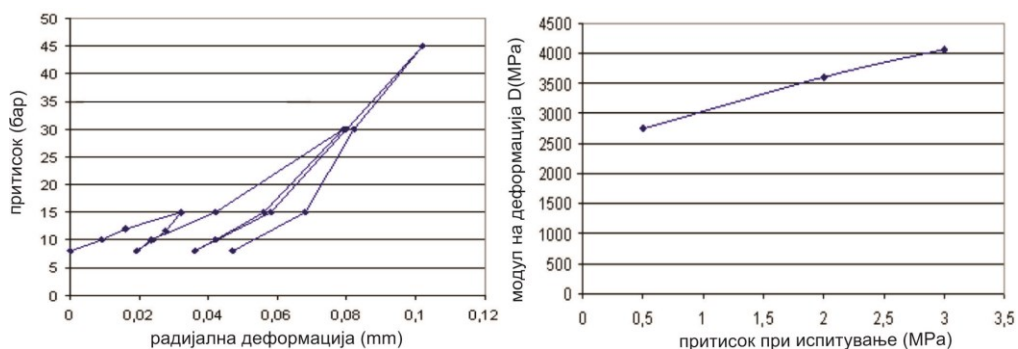


Слика 12.7. Дијаграм на деформабилност, добиен при испитување со хидраулична перница во една од истражните галерии кај браната „Света Петка“ со пет циклуси на испитување како пример за обојница со зајакнување



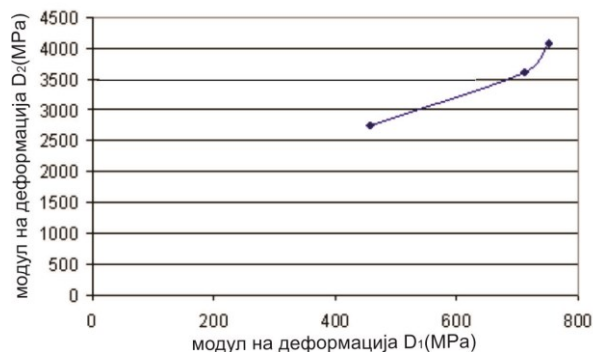
Слика 12.8. Дијаграм добиен со испитување преку методот на сондажен дилатометар, во една од дупнатините за профил кај браната „Света Петка“ со квалитет RMR=25-30, како пример за анvelopeна крива со ослабување (лево), што резултира со опаѓање на модулот на деформација при пораст на притисокот

ДЕФОРМАБИЛНОСТ НА КАРПЕСТИ МАСИ



Слика 12.9. Дијаграм добиен со испитување преку методот на сондажен дилатометар во дупнатините кај браната „Света Петка“ со вредност RMR = 45 – 50, пример за анвелопна крива со зајакнување (лево), што резултира со пораст на модулот на деформација при пораст на притисокот (десно).

На Сликата 12.10 е покажано дека дури и за иста зона на испитување може да се појави значајна анизотропија на деформабилноста.



Слика 12.10 Споредба на добиени модули на деформација во два правци, како пример за изразена анизотропија



Слика 12.11 Дијаграм добиен со испитување во пробна комора, со приказ на линии на деформации на карпест масив во три правци (1,2,3) од профил на браната „Јабланица“ во Босна и Херцеговина (Селимовиќ 2003)

Анализата на дијаграмите несомнено укажува дека дури и за ист испитуван локалитет, деформабилноста е многу променлива. Ова е доказ дека проблемот е навистина комплексен и бара внимателен пристап при работата на вакви проблеми.

ДЕФИНИЦИЈА НА МОДУЛ НА ДЕФОРМАЦИЈА И МОДУЛ НА ЕЛАСТИЧНОСТ

Како квантитативен израз на вредноста на деформабилноста на карпестите маси, најчесто се користат два параметри и тоа:

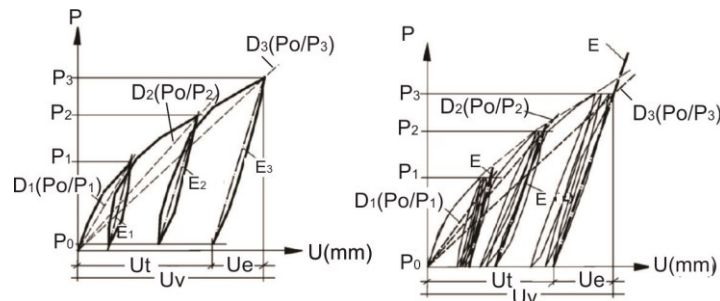
- модулот на деформација на притисок (D);
- модулот на еластичност на притисок (E).

Општите изрази за пресметка на модулите D и E , за секој циклус на испитување, се прикажани со следните формули:

$$D = k \frac{p}{u}; \quad E = k \frac{p}{u_e}$$

Каде што p – притисок на карпестата маса (МРа), u – вкупна деформација (m), u_e – повратна деформација (m), k – коефициент кој зависи од оптоварената површина и карактеристиките на карпестата маса.

Со цел да се согледаат начините на дефинирање на овие два параметри, на Сликата 12.12 се прикажани карактеристични дијаграми притисок – деформација за неколку циклуси на оптоварување и растоварување. Преку овие дијаграми е илустриран начинот на дефинирање на модулите според т.н. Салцбуршки договор (А) и според пристап предложен од Б. Кујунџиќ (Б).



Слика 12.12. Дефиниција на модулот на деформација (D) и модулот на еластичност (E) по Салцбуршкиот договор (лево) и по Б. Кујунџиќ (десно)

Предлогот на Б.Кујунџиќ е заснован на постапка на неколкуфазно оптоварување и растоварување во рамките на секој циклус одделно. Поради тоа се добива поголема вкупна деформација (uv), па затоа вредностите на модулот на деформацијата се пониски, споредено со вредностите добиени според Салцбуршката дефиниција. Ваквиот пристап е на страна на техничката сигурност.

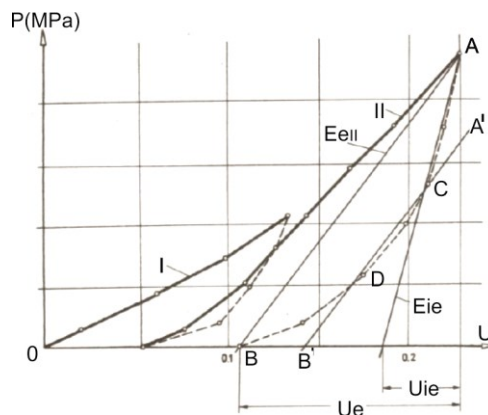
Ако се направи анализата на дијаграмите на Сликата 12.12, можат да се извлечат следни значајни заклучоци:

- линиите преку кои се пресметува наклонот на кривите за модулот на деформација (p_0/p_1 до p_0/p_3) не се паралелни за различни нивоа на оптоварување;
- модулот на деформација (D) не е константна големина и е во функција на притисокот [$D = f(p)$];

- линиите преку кои се пресметува наклонот на кривите за модул на еластичност (ρ_0/ρ_1 до ρ_0/ρ_3) се приближно паралелни за различни нивоа на оптоварување;
- модулот на еластичност (E), иако при различни циклуси може да се разликува, за инженерските анализи тој се усвојува како константна вредност ($E=\text{const}$).

Во зависност од начинот на определувањето, времето и правецот на испитување, и други параметри, во практиката можат да се сретнат и други дефиниции за модули, како што се:

- истовремени и трајни модули;
- модул на идеална еластичност (E_{ie}), Слика 12.13;
- динамички модул на еластичност (E_d);
- модули на деформација и еластичност во анизотропни карпести маси D_{II} ; E_{II} ; D_1, E_1 за испитувања во правец паралелно и нормално на елементите на анизотропијата итн.



Слика 12.13 Приказ на начин на дефинирање на модул на идеална еластичност E_{ie} за испитување со два циклуси на оптоварување и растоварување (I и II) и негова споредба со модулот на еластичноста за втор циклус (E_{eII}), според Кујунџиќ и Савич (1984)

При инженерските анализи, за исто мерно место, треба да се има предвид следното правило:

$$E_d > E > D$$

Ова значи дека за иста карпеста маса на иста локација за испитување, динамичките модули секогаш треба да имаат поголема вредност од модулот на еластичност, којшто пак секогаш има поголема вредност од модулот на деформација.

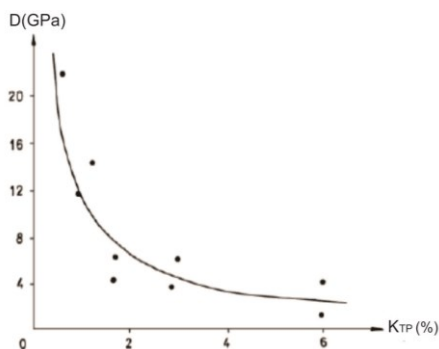
Затоа, со цел подетално да се осознае овој проблем, во рамките на учебникот се прикажани посебни формули за пресметка на модулите (D, E) во зависност од применетата експериментална метода, како и корелации со динамичките параметри.

ВЛИЈАТЕЛНИ ФАКТОРИ ВРЗ ДЕФОРМАБИЛНОСТА НА КАРПЕСТИТЕ МАСИ

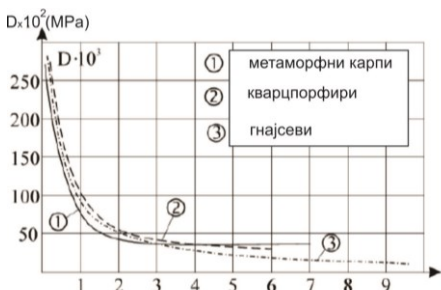
Деформабилноста зависи од голем број фактори. Факторите може да се резултат на нивните природни карактеристики, односно: нивните физичко-структурни својства, видот на карпата, состојбата, влажноста и др.

Тогаш се нарекуваат **објективни** фактори.

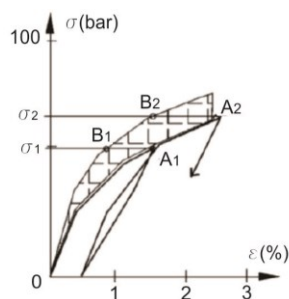
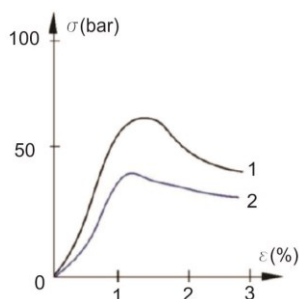
Во **субјективни** фактори се вбројуваат: применетата метода на испитувањето, видот на апаратура и мерниот систем, големината, начинот, правецот и времетраењето на оптоварувањето, теориската постапка при обработка на податоците од испитувањето, големината на испитуваното подрачје и др. Некои од најзначајните влијанија се прикажани на следните слики.



Слика 12.14. Влијание на планарниот коефициент на испуканост ($K_{тр}$) врз модулот на деформабилност (D).



Слика 12.15 Влијание на минералошкиот состав и планарниот коефициент на испуканост, $K_{тр}$ врз модулот на деформабилност (D).



Слика 12.16 Резултати од триаксијални испитувања на глиновит песочник со приказ на влијание на водата, влажноста врз деформабилноста: 1) дијаграм за сува карпа, 2) дијаграм за водозаситена карпа (лево) и влијание на брзината на приложување на товарот врз деформабилноста (десно), според Џегер (1972); OA₁A₂ – бавно оптеретување; OB₁B₂ – брзо оптеретување

Од Сликата 12.14 и Сликата 12.15 се гледа дека најголемо опаѓање на модулот на деформација се врши до вредности на коефициентот на испуканост $K_{tp} = 1 - 2\%$. Потоа, дијаграмот асимптотски се приближува кон апсцисната оска. Ова е резултат на тоа што при поголема испуканост веќе голем број на елементарни блокови се вклучени во ангажираната оптоварена зона, кога доаѓа до израз и ефектот на размерот. Кратката анализа на наведените примери доведува до следните заклучоци:

- Деформабилноста зависи од минералниот состав, односно од поединечните еластични параметри на минералите (компактни неоштетени карпи);
- Дијаграмите $D = f(K_{tp})$ имаат општ карактер за сите видови карпести маси и покажуваат дека деформабилноста многу зависи од испуканоста;
- Со зголемувањето на влажноста се зголемува деформабилноста, а се намалуваат јакостните карактеристики на карпестите маси (Слика 12.16, лево);
- Штрафираниот дел на Сликата 12.16, десно, укажува дека при исто ниво на оптоварување деформациите се поголеми при бавно оптоварување и дека со зголемувањето на оптоварувањето, разликата во деформациите за двата случаи се зголемува.

Овој краток приказ укажува на комплексноста на проблемот, односно потребата од внимателно толкување на резултатите од сите испитувања, со цел да се дојде до меродавни параметри за проектантски анализи.

МЕТОДИ НА ТЕРЕНСКИ ИСПИТУВАЊА НА ДЕФОРМАБИЛНОСТА

Испитувањата на деформабилноста во теренски услови се прават со различни **статички и динамични** методи. Некои од методите се користат почесто, некои поретко, но во секој случај, мора да се потенцира дека при реализација на теренските испитувања е потребно да се почитуваат некои основни принципи, како што се:

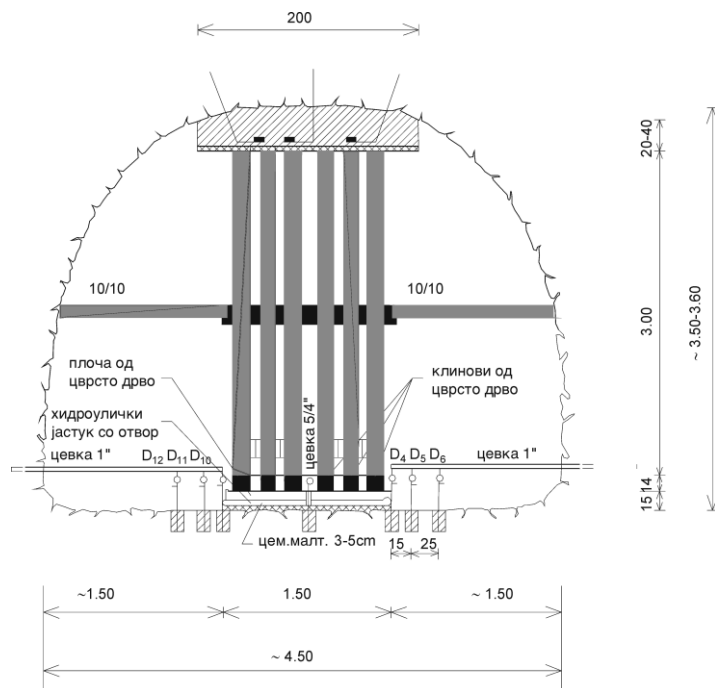
- мерните места да се лоцираат во различни квазихомогени зони на масивот, со цел да се добијат поголем број податоци за споредби и корелации;
- аплицирањето на силите при испитувањата, по можност да биде во правец на дејствувањето на резултатната сила од идниот објект;
- при изразена анизотропија да се вршат испитувања паралелно и нормално на доминантните структурни елементи, за да се добијат екстремните вредности на испитуваните параметри;
- оптоварувањата треба да достигнат вредности од неколку десетина МПа;
- со фазите на оптоварување и растоварување, треба да се тежнее да се симулира работата на објектот, како на пример: полнење и празнење на акумулација, полнење и празнење на тунели под притисок итн.

Најидеално би било кога испитувањата би се извеле во мерка $M = 1:1$ кога оптоварената површина би била од редот на големина на: темел на мост, ламела на потпорен ѕид, димензии на темели кај бетонска брана и слично. По можност, оптоварувањето треба да биде до граничните вредности на јакоста на карпестата маса. Сепак, поради техничките можности на мерната опрема, во практиката, не е можно сите овие критериуми да бидат исполнети. Затоа, решението се бара низ интергална анализа на сите достапни податоци, кои се потребни за да се формира реален модел на деформабилноста и преку екстраполација на параметрите.

ТЕРЕНСКИ СТАТИЧКИ МЕТОДИ – ОПИТИ НА ПРИТИСОК

ХИДРАУЛИЧНА РАСПОНКА

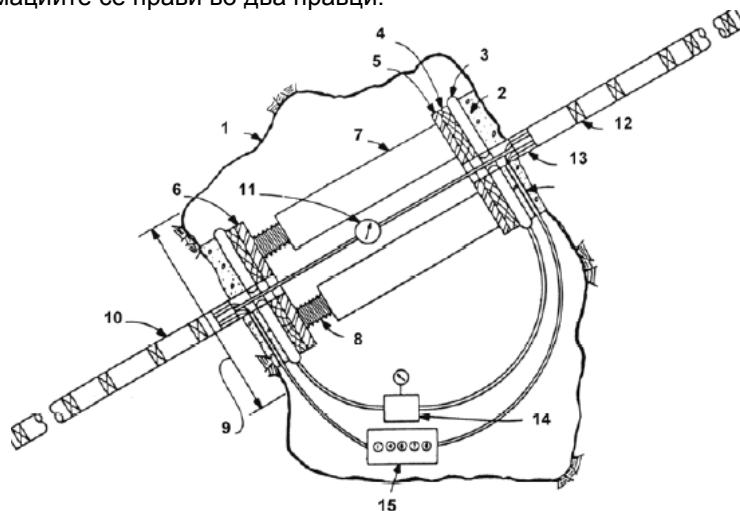
Принципот на испитување на деформабилноста по оваа метода се состои во предизвикување притисок врз карпестата маса со помош на една или повеќе хидраулични преси, кои „се распнати“ во истражна галерија. Оваа метода за прв пат е применета во 1943 година на браната „Ловеро“, од страна на Оберт, а денес постојат повеќе варијанти за нејзина примена. На просторите на поранешна СФРЈ најчесто е применувано решението што е предложено од Институтот за „Јарослав Черни“ од Белград (Слика 12.17).



Слика 12.17. Метода на хидраулична распонка по поставка на Институтот „Јарослав Черни“, Белград, Р Србија

Деформациите се мерат со помош на инструменти за мерење деформации, кои обично се нарекуваат механички деформетри или компаратери. Тие се прицврстуваат на избрани места за, на најдобар начин, да се добие увид во начинот на распределба на деформациите. Оптоварувањето се врши со специјална лимена перница со кружна форма и дијаметар од 1.5 м. Тој се поставува на израмнета подлога, додека на спротивната страна на галеријата се бетонира дел за потпирање, и преку дрвени столбови лимената перница се распнува. Оптоварувањето на карпестата маса се предизвикува со уфрлање вода во лимената перница, со помош на рачна пумпа. Деформациите се мерат во центарот на оптоварената површина, па затоа лимената перница се изработува со отвор во средината. Предноста на оваа метода, во однос на другите варијанти, е во тоа што има флексибилен посредник на оптоварувањето (лимената перница) и релативно големата оптоварена површина од $1,8 \text{ m}^2$. На овој начин е анагжирана поголема зона од карпестата маса.

На Сликата 12.18, пак, е прикажано решението според препорачаните методи на ISRM. Диспозицијата, според ISRM, се применува во истражни поткопи, а разлика во однос на методата на „Јарослав Черни“ е што мерењата на деформациите се прави во два правци.



Слика 12.18 Диспозиција за испитување со метода на распорка, според ISRM:

- 1) контура на ископ во подземје, каде што се врши испитувањето, 2) слој за израмнување, 3) хидраулична перница \varnothing 1 m, 4) подметки, 5) горна плоча, 6) основна плоча, 7) колони за распнување, 8) навои за монтирање и демонттирање, 9) подготвена површина 1.5 до 2 дијаметри на перницата, 10) дупнатина \varnothing 76 mm, приближна длабина околу 6 дијаметри на перницата 11) инструменти за мерење на дијаметар на тунелот, 12) мерни анкери, 5 или повеќе во дупнатина, 13) глава на мерен анкер со сензори, 14) хидраулична пумпа, 15) инструменти за регистрација на поместување на анкерите (ISRM 1978)

Вредностите на модулите D и E се добиваат од изразите на Бусинеск, за еластичен полупростор, оптоварен со рамномерно распределен товар преку кружна површина, според следните формули:

Од ободните деформации:

$$D = \frac{4P(1-\nu^2)}{\pi^2 u_o r} ; \quad E = \frac{4P(1-\nu^2)}{\pi^2 u_{oe} r} \text{ [MPa]}$$

Пресметката на модулите од средишната деформација се врши според:

$$D = \frac{2P(1-\nu^2)}{\pi u_c r} ; \quad E = \frac{2P(1-\nu^2)}{\pi u_{ce} r} \text{ [MPa]}$$

Каде што е: P – вкупно оптоварување (MN), ν – Поасонов коефициент, r – радиус на оптоварена површина (m), u_o – измерена вкупна ободна деформација (m), u_{oe} – повратен дел од ободната деформација, u_c – деформација измерена во центарот на оптоварената површина (m), u_{ce} – повратен дел на централната деформација (m).

ХИДРАУЛИЧНА ПЕРНИЦА

Методата на хидраулична перница е разработена во Институтот „Јарослав Черни“. За прв пат е применета 1951 година во доводниот тунел на ХЕ Винодол. Мерните места за хидрауличката перница можат да бидат: истражната галерија, истражен ров, градежна јама и др. На избраните локации се изработува специјален прорез во карпестата маса во кој се вградува лимена перница со дијаметар $d=2$ м (Слика 12.19).



а



б

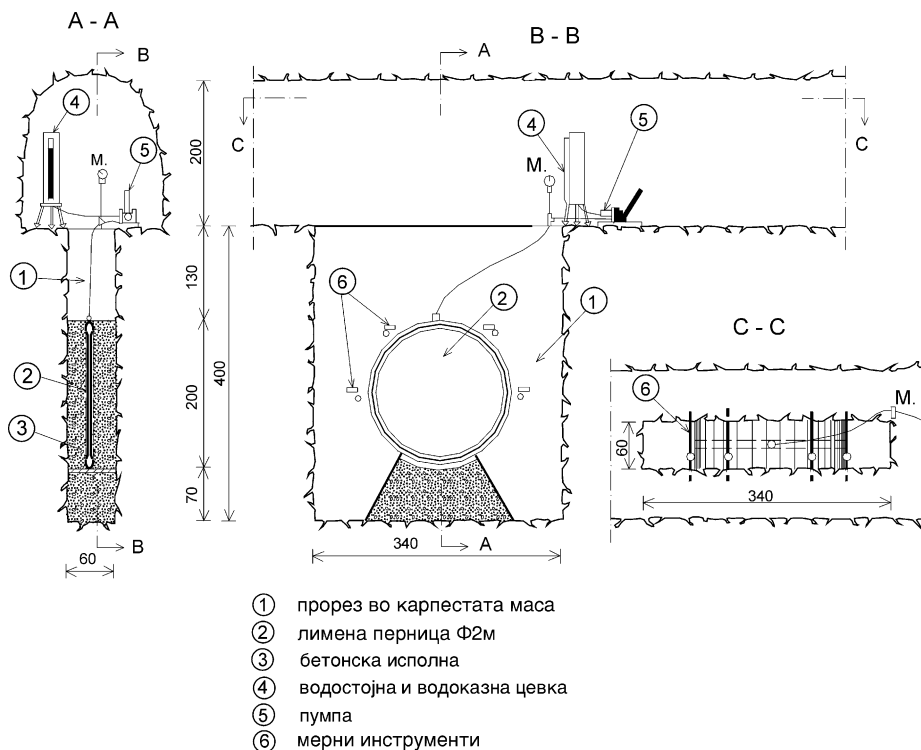
Слика 12.19 а – Истражна галерија, каде што се поставува хидрауличката перница
б – изглед на перницата пред вградување (локација – браната „Света Петка“, Скопско,
фотографија од М. Јовановски)

Просторот меѓу перницата и карпата се наполнува со бетон, кој служи како преносник на деформациите меѓу нив. Опремата за мерење на деформациите е заснована на мерење на промена на волумен на перницата поради втисната вода во неа, а се состои од провидна цевка за собирање на вода, која е градуирана. Непосредно пред испитувањето перницата, цевката и водостојната цевка, се полнат со вода сè до нултата црта на цевката (Слика 12.20 и Слика 12.21). Со помош на рачна пумпа се уфрлува вода од водостојната цевка во лимената перница и на тој начин се предизвикува хидростатски притисок во неа, кој, преку бетонскиот преносник, се пренесува на карпата. Карпата се деформира под притисокот, поради што перницата го зголемува својот волумен.



Слика 12.20 Изглед на вградена хидраулична перница во прорез во карпестата маса, забетонирана и со поставени инструменти за мерење на ободните деформации (локација – браната „Света Петка“, Скопско, фотографија од М. Јовановски)

Зголемувањето на волуменот на перницата предизвикува опаѓање на нивото на водата во цевките, а од опаѓањето и познатата површина на напречниот пресек на цевките, може да се пресмета вкупната промена на волуменот на перницата.



Слика 12.21 Метода на хидраулична перница: 1) прорез во карпестата маса, 2) лимена перница, 3) бетонски преносник, 4) водостојна и провидна цевка за собирање на вода, 5) пумпа, 6) инструменти за мерење на ободните деформации

Просечната деформација на карпестата маса се пресметува според:

$$u_s = \frac{ah}{2A}, \text{ [m]}$$

Каде што е: u_s - средна деформација (m), h - разлика во нивото во водостојната цевка (m), A - површина на лимената перница = 3,14 m², a - површина на напречниот пресек на цевките (m²).

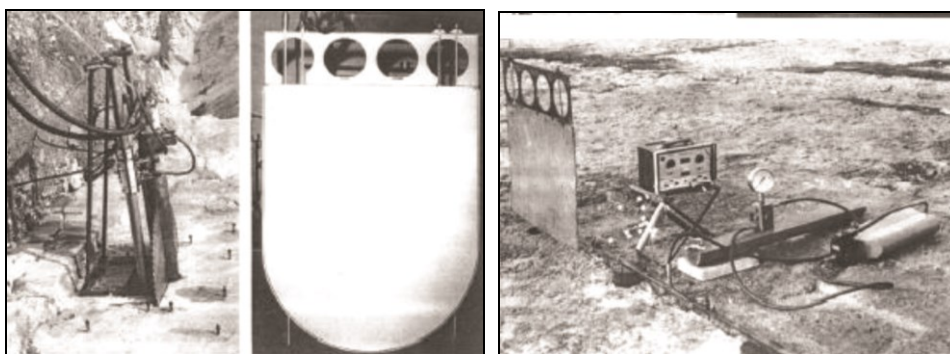
Кај многу цврсти и компактни карпи со високи вредности на модулот на деформација, се вршат корекции на деформациите поради стисливоста на водата и деформацијата на бетонскиот заполнител. Тие се одземаат од средната (просечна) деформација под оптоварената површина. Пресметката на модулите D и E се врши по Бусинесковото решение, прикажано со следните формули:

$$D = 0,54p \frac{1-\nu^2}{u_s r}; \quad E = 0,54p \frac{1-\nu^2}{u_e r}$$

Каде што е: u_s – вкупна средна деформација, u_e – повратен дел од средната деформација.

Како контрола, истовремено се мерат и ободните деформации со механички деформетри, кои се поставуваат по ободот на оптоварената површина. Пресметката на модулите на деформација и еластичност од ободните деформации се врши по истите формули како и кај хидрауличката распорка.

Покрај оригиналната поставка на методата на „Јарослав Черни“, постои и постапка препорачана според ISRM (Слика 12.22).



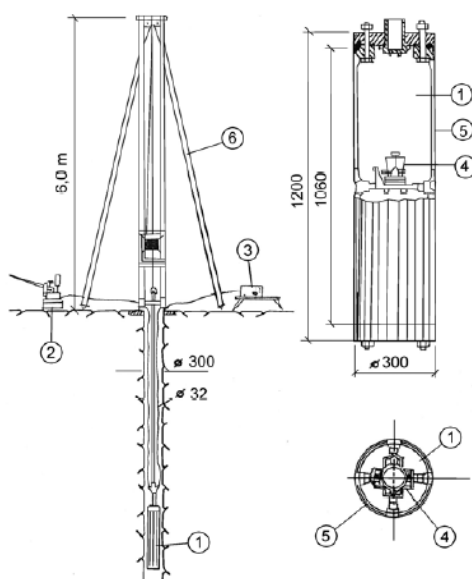
Слика 12.22 Подготовка на мерно место со пила (горе лево) за вградување перница (лево) и мерна апаратура (десно), како пример за поставка на опит, според ISRM

Всушност, оваа метода е разработена од Лабораторијата LNEC (Laboratorio Nacional de Engenharia Civil – Португалија). Во различни периоди таа метода има претрпено неколку измени и предлози за диспозиции за испитување, но оригиналниот предлог потекнува од 1976 година. Очигледно е дека подготовката на мерното место, според предлогот на ISRM, е релативно полесен, бидејќи прорезот во карпа се прави со засечување со пила, а во него се вградува перницата со опремата. Детали за постапката можат да се пронајдат во препорачаните методи на ISRM.

СОНДАЖЕН ДИЛАТОМЕТАР

Методата на сондажен дилатометар е исто така разработена во Институтот за водостопанство „Јарослав Черни“. За прв пат е применета во 1958 година на профилот на браната „Бајина Башта“. Замислата на оваа метода била да се врши систематско испитување на деформабилните карактеристики на карпестата маса во функција на длабина. Денес претставува една од најпопуларните методи за одредување на деформабилноста.

Според оригиналната поставка, испитувањата се вршеле во дупнатини, чиј дијаметар бил ϕ 200 или 300 мм, а биле испитувани длабини и преку 200 м (Слика 12.23).



Слика 12.23 Изглед на сондажен дилатометар според оригинална форма на Институт „Јарослав Черни“: 1) тело на дилатометарот, 2) пумпа, 3) регистрирање на деформациите 4) инструмент за мерење на деформациите, 5) гумена обвивка, 6) триножец, односно дигалка

Сондажниот дилатометар е всушност специјален цилиндричен уред со гумена обвивка. При испитувањето, тој се спушта sukcesивно на одредени длабини и според дефинирани нивоа на оптоварување и растоварување се вршат испитувања на деформабилноста. Обично, оптоварување врз карпестата маса се врши со хидростатички притисок до 70 бари. Хидростатскиот притисок, преку гумената обвивка се пренесува на ѕидовите на дупнатината, односно на карпестата маса, која, под овој товар се деформира. Деформациите се изразуваат како промена на дијаметерот на дупнатината, а се мерат најчесто во два меѓусебно нормални правци на половината од висината на дилатометарот со соодветен електронски систем. Вредностите на модулите D и E се пресметуваат по следните изрази на Ламе:

$$D = \frac{pd}{u}(1 + \nu); \quad E = \frac{pd}{u_e}(1 + \nu)$$

Каде што p - притисок кој се пренесува на карпестата маса, d - дијаметар на дупнатината, u - вкупна деформација, u_e - повратен дел од оваа деформација, ν - Поасонов коефициент.

Во поново време се применуваат дилатометри со помал дијаметар, најчесто од 76 до 101 мм, со што се овозможени испитувања во дупнатини, кои се изведуваат со стандардни дијаметри за дупчење.



Слика 12.24 Гудманов дилатометар (анг. Goodman Jack Test), пречник 76 мм со составни елементи, како: кабли, пумпа и единица за дигитално собирање на мерени податоци

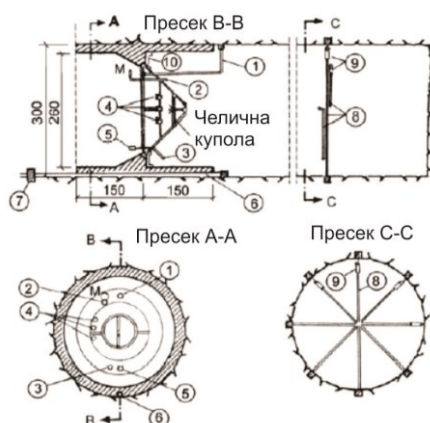


Слика 12.25 Сондажен дилатометар тип Интерфелс 96 на локација на испитување кај рудникот 'Ржаново, Кавадаречко (фотографија од М.Јовановски)

Поради помали дијаметри е очигледно дека поновите конструкции овозможуваат поголема практичност кон изведбата и подготовка на поголем број опити.

ПРОБНА КОМОРА

Методата на пробна комора е најстара метода за испитување на деформабилноста на карпестите маси. Прв пат е применета 1925 година во Швајцарија, на ХЕ Амстег. Постојат повеќе варијанти на методата, при што на Сликата 12.26 е прикажана диспозиција разработена од Институтот „Јарослав Черни“. За реализација на испитувањата, еден дел од тунел или посебно изработена истражна галерија се затвора од едната или обете страни со челни прегради во вид на челни куполи или бетонски сидови. По тоа, се полни со вода и со пумпа се става под внатрешен хидростатички притисок. Деформациите на карпите, кои се јавуваат при овие притисоци, се мерат со помош на специјални инструменти, кои овозможуваат регистрација на деформациите на одалеченост, односно надвор од пробната комора, по електричен пат.



Слика 12.26 Метода на пробна комора: 1) цевка за воздух, 2) цевка за манометар, 3) термометар, 4) цевки за кабли, 5) водопоказна цевка, 6) цевка за довод и одвод на вода, 7) Томпсонов преливник, 8) носачи на инструментите, 9) електрични инструменти, 10) изолација

Вредностите на модулите D и E се пресметуваат од измерените промени на дијаметарот на пробната комора, користејќи ги Ламеовите изрази за дебела цевка оптоварена на бесконечна должина:

$$D = \frac{pd}{u}(1 + \nu); \quad E = \frac{pd}{u_e}(1 + \nu);$$

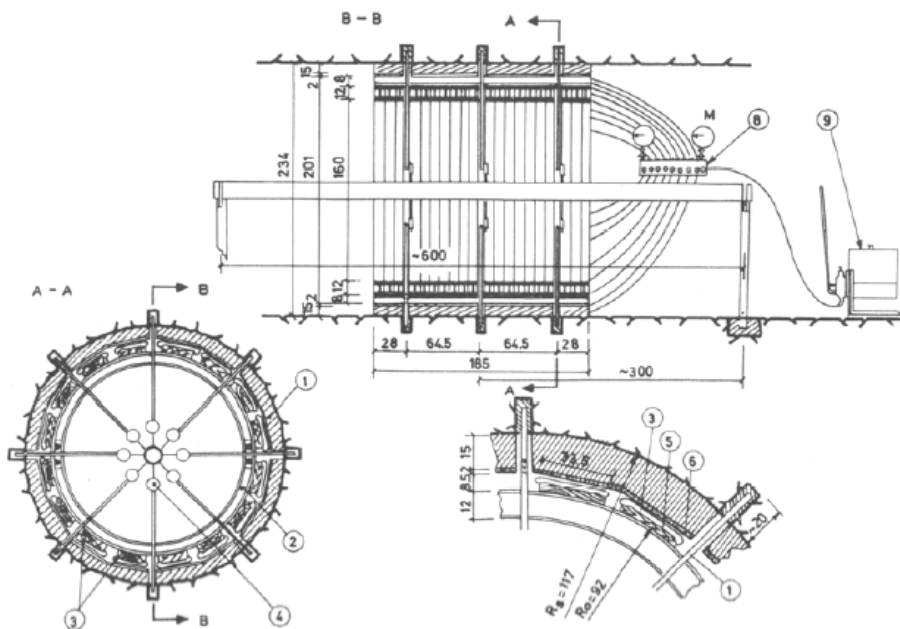
Каде што e : p - внатрешен хидростатички притисок, d - дијаметар на пробната комора, u - вкупна деформација изразена како промена на должината на дијаметарот на пробната комора, u_e - повратен дел од деформацијата, ν - Поасонов коефициент.

Од практични причини, дијаметрот на пробната комора треба да е поголем од 2 метри, а минималната должина не треба да е помала од 4 до 5 дијаметри, поради граничните услови. Мерењата на деформациите се мерат во три и повеќе напречни профили. Оваа метода, поради начинот на подготовка, е со значајни ограничувања и ретко се применува, но голема предност е што преку неа може да се определи и водопрпусноста на карпестите маси, која се изразува во $l / s / 1000 \text{ m}^2$ навлажнета површина.

РАДИЈАЛНА ПРЕСА

Методата на радијалната преса е применета, за прв пат во светот, во Македонија во 1951 година во доводниот тунел „Вруток“ при ХЕ Маврово. Таа е една од оригиналните методи разработени во Институтот „Јарослав Черни“ од Белград. Денес таа претставува една од препорачаните методи на ISRM. Целта на испитувањата е да се дефинира деформабилноста на карпестите маси во хидротехничките тунели и окна, под притисок. Таа служи како замена за поскапата метода на пробна комора, а голема предност е што преку неа можат да определуваат радијалните деформации во осум насоки. На мерното место внимателно се обработува една делница на истражните галерии, во форма на круг. Делницата со помош на бетонски слој практично се дотерува во форма на

шеснаестоаголник. Во така подготвена делница се воведува монтажен челичен отпорник, а меѓу него и бетонски израмнителен слој се вградуваат 16 лимени перници со должина 185 см и ширина 33.5 см. Сите лимени перници се споени со помош на специјален приклучок со еден разводник на кој е приклучена рачна пумпа (Слика 12.27).



Слика 12.27. Метод на радијална преса: 1) бетонски израмнувачки слој, 2) челичен монтажен отпорник, 3) лимени перници, 4) деформатри, 5) дрвени подметнувачи, 6) слој на малтер, 7) мерна шипка, 8) разводник, 9) пумпа 10) средишна цевка во однос на која се мерат промените на должините на радиусот на поткопот

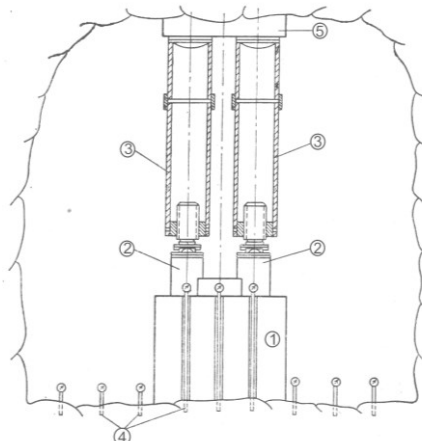
Притисокот врз карпата се предизвикува со уфрлање вода во лимените перници, при што притисокот се пренесува на карпестата маса радијално како хидростатички. Деформациите на карпата се изразуваат како промена на радиусот на поткопот. Се мерат со посебна опрема, во 3 или 5 мерни напречни профили, а во секој профил во 8 насоки, што овозможува и квантитативно утврдување на анизотропијата. Модулот на деформацијата D и модулот на еластичноста E се пресметуваат по теорија на дебела цевка (Lame), оптоварена со рамномерно распределен внатрешен товар на конечна должина:

$$D = \Psi \frac{pR}{u} (1 + \nu); \quad E = \Psi \frac{pR}{u_e} (1 + \nu), \quad [\text{MPa}]$$

Ознаките во горните изрази се однесуваат на: p - притисок на карпата, u - вкупна деформација изразена како промена на должината на радиусот, u_e - повратен дел од таа деформација, R – радиус на кружниот ископ, ν – Poisson-ов коефициент и $\Psi < 1$ – коефициент, кој зависи од димензиите и формата на оптоварената површина.

МЕТОДА НА БЛОК-ПРЕНОСНИК (ШТАМП)

Оваа метода своето име го добила поради фактот дека за пренесување на притисоците кон карпестата маса се користат различни преносни блокови, кои популарно се нарекуваат штампови (Слика 12. 28).



Слика 12.28 Една можна диспозиција на мерни точки кај еден блок-преносник (штамп): 1) блок-преносник – штамп, 2) преси, 3) систем на потпори, 4) мерни инструменти за мерење на деформации, 5) бетонска плоча за потпирање

Блоковите можат да бидат: бетонски, армиранобетонски, поретко од матична карпа или челик, со квадратна, правоаголна или кружна форма. Димензиите на блоковите се различни и обично се движат од неколку десетици сантиметри до метарски димензии (Слика 12.29). Оваа метода наоѓа широка примена во инженерството поради: релативно лесната подготовка на мерното место, едноставната опрема и мерна техника, приложување на релативно големи специфични товари и економичноста во однос на другите методи.

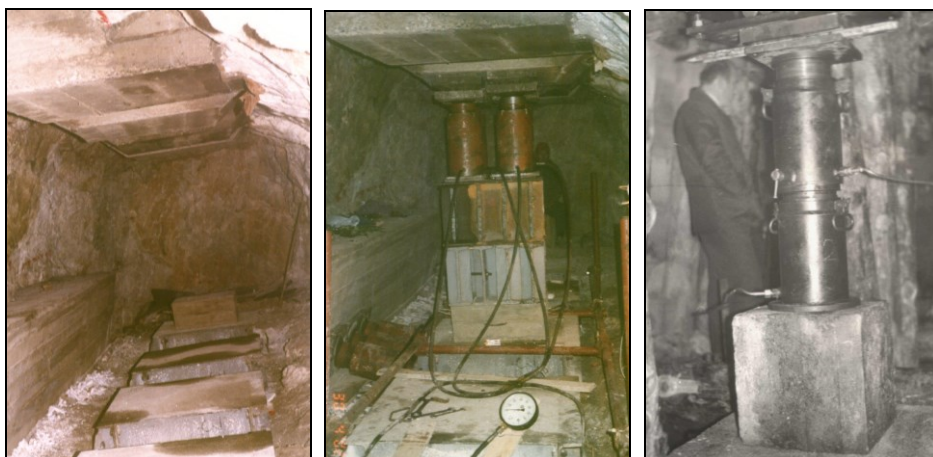
Треба да се спомене дека принципот на испитување со оваа метода е сличен како и кај хидрауличната распорка. Значајна предност е и тоа што по завршениот опит на притисок, истата диспозиција може да се искористи и за испитување на јакоста на смолкнување, со цел да се определат кохезијата и аголот на внатрешно триење на карпестата маса (c и φ) со истите: блокови, опрема и мерна техника. Таков е и примерот на Сликата 12.29.

Кај оваа метода, со помош на хидраулична преса се приложува товар, кој, преку преносниот блок, се пренесува на карпестата маса. Деформациите на оптоварената површина (слегнувањата) се следат директно со инструменти, кои, во принцип, можат да бидат поставени под оптоварената површина, на нејзиниот обод, и на различно растојание од ободот (Слика 12.28).

Вредностите на модулите D и E за правоаголна плоча се пресметуваат по следните изрази:

$$D = \frac{\varpi_H (1 - \nu^2) p \sqrt{A}}{u_s} ; \quad E = \frac{\varpi_H (1 - \nu^2) p \sqrt{A}}{u_e}$$

Каде што e : ϖ_H – коефициент, кој зависи од усвоената шема за пресметка при определувањето на дијаграмите на контактните напони.



Слика 12.29 Приказ на подготвени блокови (штампови) во истражна галерија на браната „Света Петка“, Скопско (лево) и изглед на оптоварен блок со вертикален товар преку систем на преси (десно) (фотографија од М.Јовановски) и приказ на оптоварен блок во истражна галерија за браната Стрежево, Битолско (фотографија од Н. Гапковски).

Коефициентот ω_n зависи од координатите на мерните точки за одредена должина и ширина на блок со полустрани a и b , при $b \leq a$, како и од релативната дебелина на слојот (зоната), кој е под товар H . Другите ознаки во формулите за пресметка се однесуваат на: p – рамномерно распределен товар, A – попречна површина на блокот, u_s – средна вкупна деформација под оптоварената површина; u_e – повратен дел на деформација и ν – Поасонов коефициент.

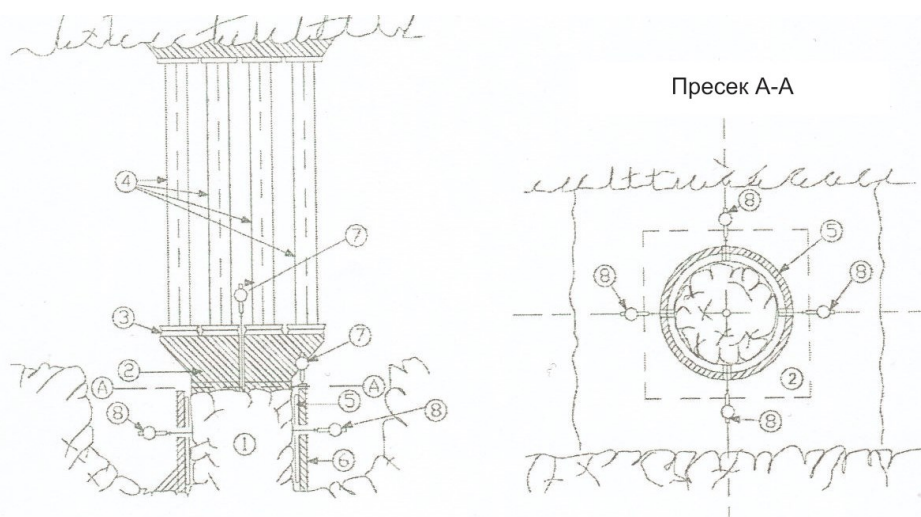
Пресметката на модулите на деформација и еластичност може да се изврши и според равенките на Вогт, за просечни деформации на ниво на рамината на блокот. Услов е блокот да е правоаголен, врз него да е приложено рамномерно распределено оптоварување, а претпоставка е дека под него имаме еластичен и изотропен полупростор. За овие услови, се користи следната равенка:

$$D, E = k_2 a \frac{p - p_0}{\nu - \nu_0}$$

Каде што e : k_2 – фактор, кој зависи од Поасоновите коефициент, при што за $\nu = 0.2$ и однос на димензии ($b/a = 1.0$), $k_2 = 0.91$, p, ν – вредности на притисок, т.е вертикални поместувања за збирни и поединечни циклуси и p_0, ν_0 – вредности на почетни притисоци со кои се поништува влијанието на површински растресит слој.

ТРИАКСИЈАЛНИ ИСПИТУВАЊА ВО ГОЛЕМА МЕРКА

Во литературата се среќаваат и обиди за триаксијални испитувања во голема мера. Според поставката на Гилг, се подготвува блок со дијаметар $d=70$ см, а околу него се поставува цилиндрична хидраулична перница, па преку системи за следење на хоризонтални и вертикални поместувања и преку задавање на соодветен притисок, се следи однесувањето на карпестата маса (Слика 12.30).



Слика 12.30 Диспозиција на опит на притисок со триаксијална компресија, според Гилг 1966: 1) цилиндричен примерок на карпеста маса со дијаметар $d=0,7$ m, 2) бетонска глава, 3) хоризонтална хидраулична перница, 4) распнувачи, 5) цилиндрична хидраулична перница, 6) метален цилиндар, 7) инструменти за мерење вертикални деформации, 8) инструменти за мерење хоризонтални деформации

Во практиката има и други распореди за испитување, но треба да се истакне дека овие испитувања се прават многу ретко и нема многу публикувани резултати.

Како заклучок, се истакнува дека без разлика на сите предности што ги содржат теренските статички методи, резултатите од овие испитувања треба критички да се анализираат и да се користат во комбинација со другите методи, бидејќи ангажираниот волумен при испитувањето е далеку помал од ангажираната зона од објектот.

ТЕРЕНСКИ ДИНАМИЧКИ МЕТОДИ ВО МЕХАНИКАТА НА КАРПИ

Кај динамичките методи оптоварувањето врз карпата се пренесува преку брз удар. Кај статичките методи секогаш сме принудени претходно да извршиме одредено пореметување на карпестата маса, кое влијае на резултатите од испитувањата. Затоа, предност кај динамичките методи, е што главно се испитуваат зони на карпестите маси во својата природна состојба, без дополнителни пореметувања. Овие методи уште се нарекуваат и **геофизички сеизмички динамички** методи, со кои механичките карактеристики на карпестите маси се добиваат преку индиректна пресметка. Имено, при самите испитувања се мерат брзините на простирањето на еластичните сеизмички бранови (лонгитудиналните – V_p и трансверзалните – V_s бранови). Најчесто применувани динамични методи се следните:

- рефракциска сеизмична метода,
- сеизмичка метода „en transparent“ или сеизмичко прозрачување на карпестите маси,
- прозрачување меѓу дупнатини или cross-hole метода,
- микросеизмичко испитување околу мерните места на статичките теренски испитувања) и др.

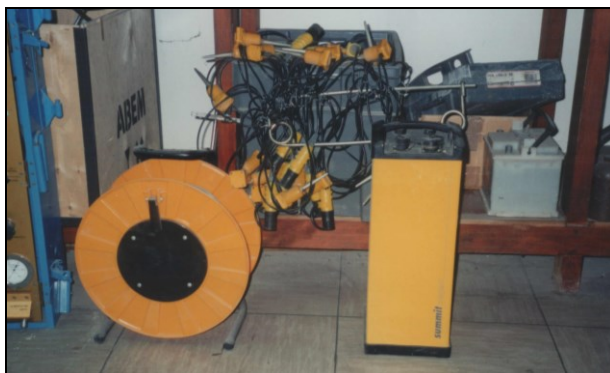
Со примена на зависности од теорија на еластичноста се пресметуваат поголем број параметри, користејќи ги следните формули:

$$V_p = \sqrt{\frac{E_d \cdot m \cdot (m+1)}{\rho \cdot (m+1)(m-2)}}; \quad V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}; \quad \rho = \frac{\gamma}{g}; \quad \frac{V_p}{V_s} = \sqrt{\frac{2 \cdot (m-1)}{m-2}}; \quad m = \frac{2 \cdot (V_p^2 - V_s^2)}{V_p^2 - 2 \cdot V_s^2};$$

$$E = \frac{2G \cdot (m+1)}{m}; \quad E_{dyn} = V_p^2 \cdot \rho \cdot \frac{(m+1)(m-2)}{m(m-1)} \text{ [MN/m}^2\text{]}$$

Каде што е: V_p) брзина на простирање на надолжни еластични бранови (m/s), V_s) брзина на попречни еластични бранови (m/s), E_{dyn}) динамички модул на еластичност (MN/m²), G) модул на лизгање (MN/m²), ρ) специфична маса на карпата (MN.s²/m⁴), γ) волуменска тежина на карпата (MN/m³), g) земјино забрзување (m/s²) и m е Поасонов број ($m=1/\nu$).

Основната предност на динамичките методи е што се побрзи за изведување, опремата е лесно портабилна, а со нив при испитувањето може да опфати значителен волумен на карпестиот масив. Еден пример на опрема за рефракциски сеизмички испитувања е прикажан на Сликата 12. 31.



Слика 12.31 Опрема за геофизички рефракциски испитувања

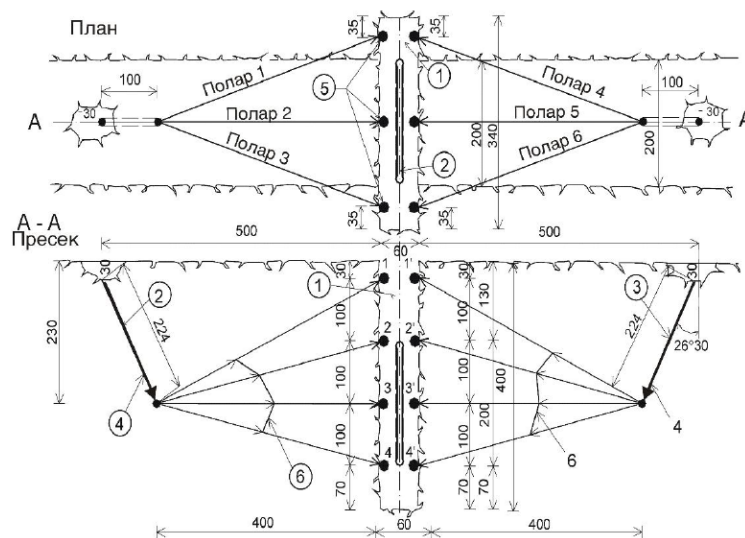
ПРИМЕНА НА КОМБИНИРАНА ТЕХНИКА НА СТАТИЧКИ И ДИНАМИЧКИ МЕТОДИ

Со цел да се надминат поголем број ограничувања поврзани со статичките или динамичките методи, во практиката е развиена постапка за паралелно комбинирано испитување со двете методологии. Најчесто се применуваат разни техники на т.н. **сеизмичко прозрачување** на теренот. Кај одредени варијанти на постапката, се користи и терминот **сеизмичка томографија**.

Суштината на овие постапки е што одреден волумен од карпестата маса **се прозрачува** или условно речено, длабински се скенира со сеизмички бранови. Сеизмичките бранови се предизвикуваат меѓу: поединечни истражни галерии, истражни окна, дупнатини, од површина на теренот кон самите дупнатини или галерии, околу места на испитување на терен или некоја друга комбинација. Како и со претходните постапки, при прозрачувањето се мерат брзините на простирање на еластичните бранови, а со соодветна интерпретација, испитаната карпеста маса може да се подели на квазихомогени зони по контурите на теренот и во функција на длабина. Во овие методи може да се класифицира и

микросеизмичкото испитување на карпестата маса во околина на мерните места за статички испитувања на деформабилноста со методата на хидрауличка перница (Слика 12.32).

Кај оваа постапка се подготвуваат коси дупнатини околу хидрауличната перница. На нивното дно се предизвикува удар и се мери времето на доаѓање на еластичните лонгитудинални бранови кон геофоните, кои се распоредени на ѕидовите на ископот во кој е поставена перницата. Така, се добиваат дијаграми на брзините. Врз основа на средните вредности на брзините се пресметува динамичкиот модул на еластичност (E_d) за карпестата маса за која потоа со опит на статички притисок се одредува и статичкиот модул на деформација (D) и еластичност (E). Добиените резултати од ваквите мерења служат за воспоставување на корелациски зависности на добиените резултати со двете методи.



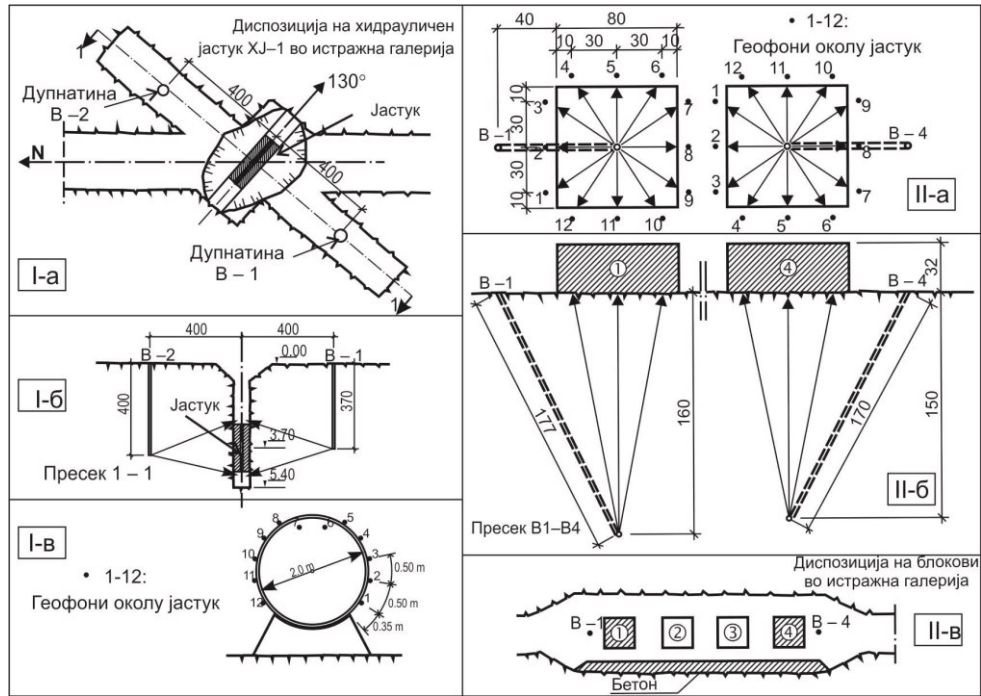
Слика 12.32 Микросеизмичко испитување околу хидрауличка перница: 1) прорез за хидрауличка перница, 2) хидрауличка перница, 3) дупнатини, 4) точки на побуда (5) геофони, 6) поларни дијаграми на брзините

Можности за модификација на оваа метода има и кај испитување со блок – штамп, а кај секоја конкретна изведба на перниците се можни локални прилагодувања на диспозицијата (Слика 12.33).

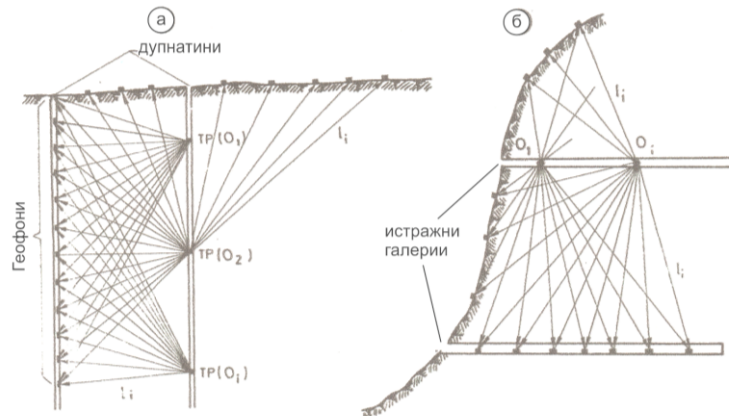
Во практиката, исто така, се разработени разни варијанти на прозрачување со сеизмички методи меѓу истражните дупнатини. Обично се нарекуваат crosshole-методи за мерење на вредностите на V_p и V_s по длабината на теренот.

Мерењата се изведуваат меѓу т.н. емисиски и рецепциски дупнатини. Во емисиската дупнатина со механички удар, со опремата за дупчење или со експлозив на одредена длабина на дупчење се произведува импулс, а во рецепциската дупнатина со геофони се мери времето на наидувањето на брановите. Прозрачувањето може да биде и меѓу истражни галерии (Слика 12.34).

Од прикажаните примери е очигледно дека при прозрачување мора да постојат точки на побуда и места на прием на брановите, така што во одредени случаи овие постапки се изведуваат во отежнати услови и со посебна подготовка.



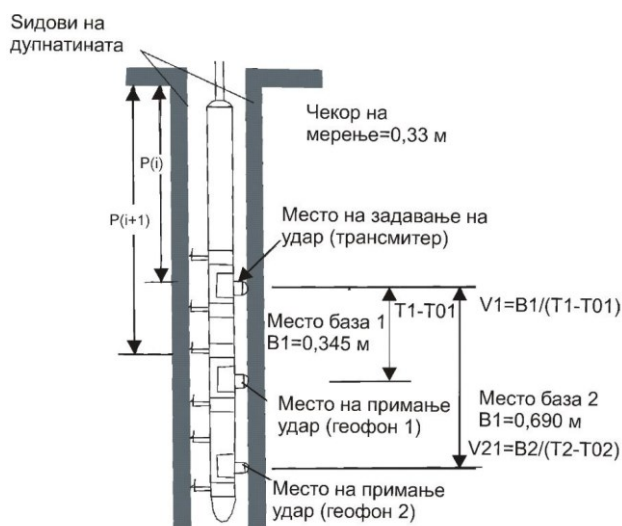
Слика 12.33 Пример за применета диспозиција на микросеизмичко испитување околу блокови – штапови и хидраулична перница кај браната „Света Петка“, Скопско



Слика 12.34 Пример за примена на методи на прозрачување меѓу дупнатини (а) и меѓу истражни галерии (б): ТР (О1) точки на побуда на бран, l_i – растојание од точка на побуда до соодветен геофон за прием на побудата, комбинирано и со површината на теренот

За да се поедностави постапката, во практиката се разработени и методи, каде што во иста дупнатина се задава побуда и се мерат наидувањата на сеизмичките бранови (Слика 12.35). На овој начин може да се испитаат брзините

на еластичните бранови по целата должина на дупнатината. Одреден недостаток на методата е што сидовите на дупнатината, со дупчењето, делумно се оштетуваат, така што се мерат брзини на делумно пореметена зона. Сепак, со одредени корекции и внимателна обработка, можат да се добијат голем број корисни податоци за градбата на теренот.



Слика 12.35 Опрема за паралелно собирање на податоци за сеизмички бранови во една дупнатина со место на побуда преку трансмитер и две места на прием на бранови (геофон 1 и геофон 2)

Кај мерењата од површина на терен, пак, на одредени точки се предизвикува побуда на сеизмички бран со удар од чекан или експлозив, а по тоа со геофони (инструменти за регистрација на брановите) се прибираат потребни податоци за обработка. Обработката на податоците се врши, обично, преку геосеизмички профили, каде што се прикажува распределбата на вредностите на сеизмичките брзини во просторот (Слика 12.36).

Всушност, основната идеја е да се подготват модели на теренот со издвоени квазихомогени зони, каде што може да се усвои дека брзините на простирање имаат приближно константна вредност за секоја зона. Ова е и основа за воспоставување на корелациски зависности меѓу динамичните и статичките показатели на деформабилноста.

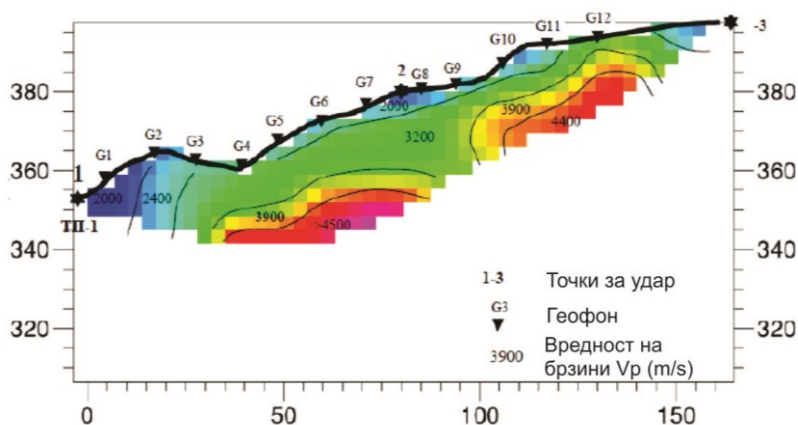
За формирање на корелациски зависности е најпригодна компаративната микросеизмичка метода, каде што паралелно при опитите на притисок на определен број мерни места, се добиваат компаративните вредности на статичките и динамичките параметри (D , E , E_d , V_p). Во прва фаза обично се формираат корелациски врски од типот $D = f(V_p)$ за различни нивоа на оптоварувања.

Во практиката е корисно ако се изврши класификација на карпестиот масив според вредноста на E_{dyn} .

Според Семензау (1955) е разработена следната класификација, главно, за карбонатни карпи, но може да се користи и за други намени (Кујунџиќ 1974; Селимовиќ 2004).

Табела 12.2 Класификација според вредности на E_{dyn}

Класа	E_{dyn} (МПа)	Опис на карпест масив
I	< 2500	Масив со среден или лош квалитет
II	2500 – 5000	Добар масив
III	5000 – 7500	Многу добар масив
IV	7500 – 10000	Одличен масив



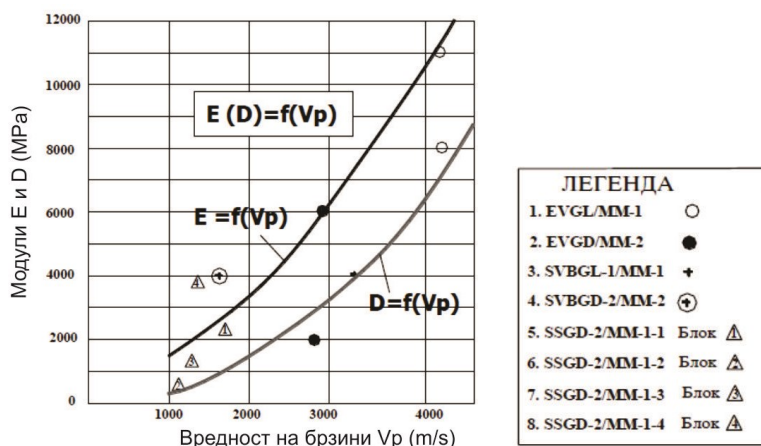
Слика 12.36 Пример за подготвен сеизмички профил добиен со испитување на објекти на браната „Света Петка“, Скопско

При собирање на податоци за корелциските врски, треба да бидат исполнети следните услови:

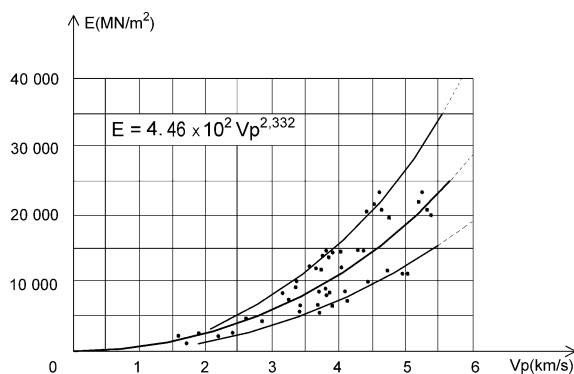
- при статичкото и динамичното оптоварување се испитува еден ист волумен на карпестата маса со иста состојба;
- карпестата маса во испитуваниот волумен треба да го задоволува условот на квазихомогеноста, квазиконтинуалност и квазиизотропијата.

Со цел да се илустрира можноста за воспоставување некои корелациски врски меѓу статичките и динамичките параметри, на следните слики се прикажани некои воспоставени зависимости од типот $D=f(E)$; $E=f(V_p)$; $E=f(E_{dyn})$ и $D=f(V_p)$.

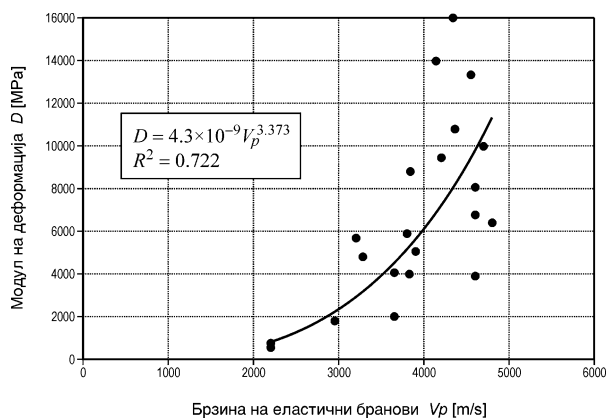
Како заклучок, се потенцира дека корелациските врски од овој тип се многу добра основа за подготовка на т.н. инженерскогеолошки модели (ИГМ), што е подетално опишано во поглавјето 17.



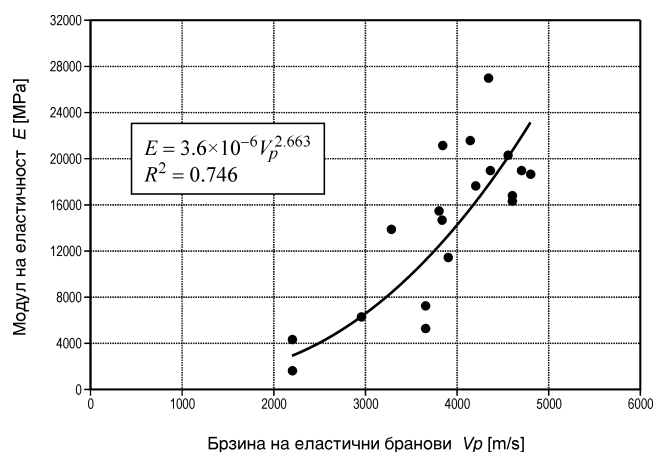
Слика 12.37 Корелациони врски меѓу D, E и V_p за преградното место „Галиште”, Р Македонија, во испукани гнајсеви



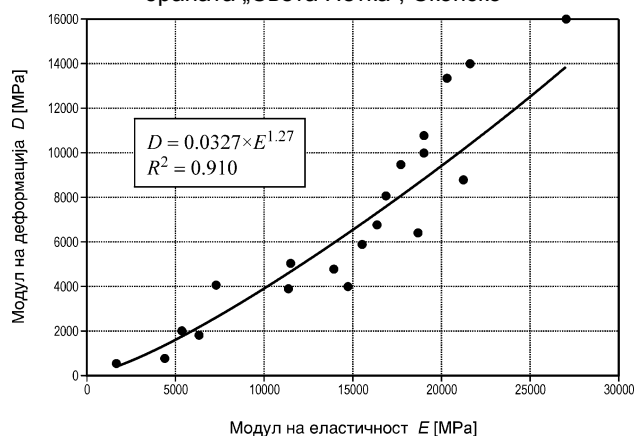
Слика 12.38 Корелациони врски меѓу E и V_p за карбонатни карпи, според Б. Кујунџиќ и Љ. Петровиќ (1985), (прикажана е средна крива, но и долна и горна граница на расејување на вредностите од испитување на поголем број локалитети)



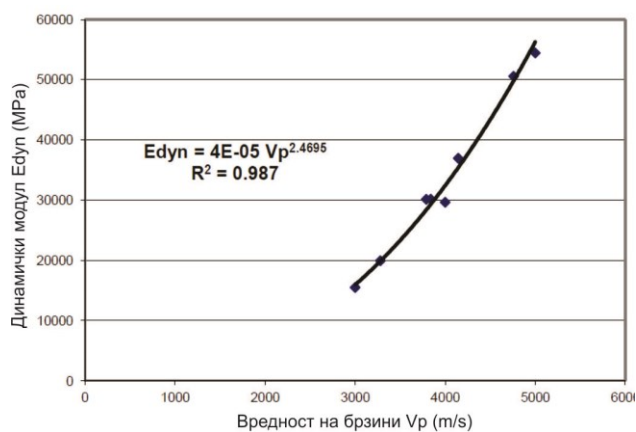
Слика 12.39 Зависност меѓу модулот на деформација (D) и брзините (V_p) за профил на браната „Света Петка”, Скопско



Слика 12.40 Зависност меѓу модулот на еластичност (E) и брзините (V_p) за профил на браната „Света Петка“, Скопско



Слика 12.41 Зависност меѓу модулот на еластичност (E) и модулот на деформација (D) за профил на браната „Света Петка“, Скопско



Слика 12.42 Зависност меѓу динамички модул на еластичност (E_{dyn}) и брзините на еластични бранови (V_p) за профил на браната „Света Петка“, Скопско

ПРОЦЕНА НА ДЕФОРМАБИЛНОСТА ПО ЕМПИРИСКИ ПАТ

На денешното ниво на развој во механиката на карпи за прогноза на вредноста на модулот на деформација се користат и т.н. емпириски методи. Овие методи се засновани на дефинирање зависности меѓу квалитетот на карпестите маси и деформабилноста. Во шеесеттите години од дваесеттиот век се направени неколку обиди за примена на Дировиот параметар RQD за процена на модулот на деформација, но овој пристап денеска се користи ретко (Дир 1988). Биенавски (1978) анализираше голем број случаи и ја предложил следната релација за процена на модулот на деформација D (во GPa), врз основа на дефинирана RMR-вредност:

$$D = 2RMR - 100$$

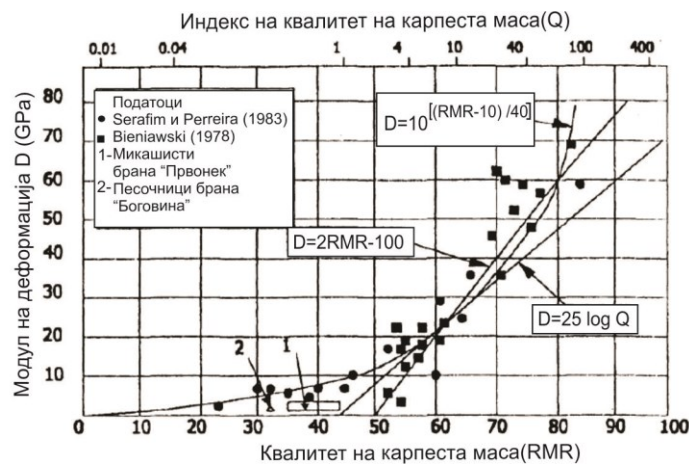
Врз основа на анализа на податоци од голем број истражувања на темели на брани за кои модулот на деформација бил одреден од повратни анализи на измерени деформации, Серафим и Переира (1983) ја предложиле следната релација меѓу D и RMR:

$$D = 10^{\frac{(RMR-10)}{40}}$$

Бартон и др., (1980) и (1992) и Гримстад и Бартон (1993), пронашле добро поклопување меѓу измерените и пресметаните поместувања од нумеричките анализи, употребувајќи го модулот на деформација, определен од равенката:

$$D = 25 \cdot \text{Log}_{10} Q$$

Кривите дефинирани со горните равенките се прикажани на Сликата 12.43.



Слика 12.43 Зависности меѓу модулот на деформација и квалитетот на карпестата маса, според различни автори

Веднаш може да се процени дека зависностите на Биенавски и Бартон се однесуваат на карпести маси со повисок квалитет, додека зависноста на Серафим и Переира, главно ја покрива подрачјето на карпести маси со послаб квалитет.

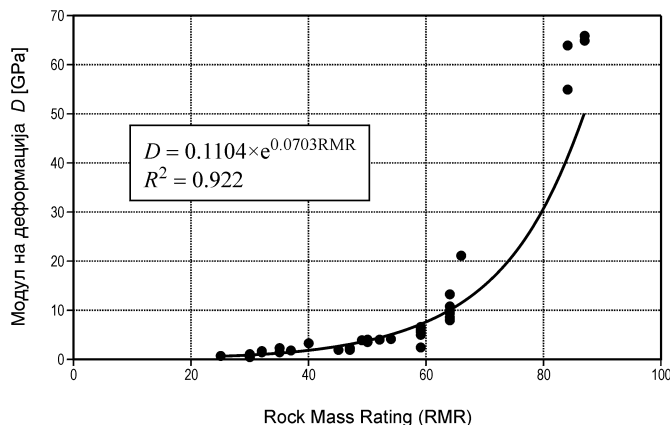
Со анализа на податоци од литературата и од сопствени испитувања, Јовановски, Гапковски, Горѓевски и Витанов утврдиле дека во испитуваните локалитети за брани во Р Македонија, модулите на деформации главно имаат најчесто вредности $D < 5000$ МПа, често и под 3000 МПа.

Според анализата на податоците од Македонија, е формирана следната зависност.

$$D = 1.69 \cdot 10^{-6} RMR^{3.9}$$

Со анализа на податоци за браната „Света Петка“, се добива следната зависност:

$$D = 0.1104 \cdot e^{0.0703 RMR}$$



Слика 12.44 Зависности меѓу модул на деформација (D) и квалитет на карпеста маса (RMR), за локалитет на браната „Света Петка”

Јашаревиќ (1999), пак, ја дефинирал следната зависност за карбонатни карпи од локалитети во Р Хрватска:

$$D = E_{rm} = e^{(4.407 + 0.081 RMR)}$$

Хек, Каранца, Торес и Коркум (2002) направиле корекција на зависноста на Серафим и Переира (1983) за вредност на јакост на притисок $\sigma_r < 100$ МПа:

$$E_{rm} = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)}$$

Се гледа дека овие автори ја заменуваат вредноста на RMR со вредноста на Geological Strength Index GSI, при што како дополнителни влезни параметри се вклучуваат и јакоста на притисок σ_{ci} и т.н. фактор на пореметеност на масивот D. Овој фактор зависи од начинот на ископ и се движи од D=0-1 (види Анекс на книгата). Кога $\sigma_{ci} > 100$ МПа, тогаш авторите ја предлагаат следната формула:

$$E_{rm} = \left(1 - \frac{D}{2}\right) 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} \text{ во GPa.}$$

Треба да се спомене дека во претходните формули за модул на деформација е употребена ознаката E_{rm} (од ang. Rock Mass Modulus of

Deformation), а не со D , како што е случај со другите формули и нашата терминологија. Целта е да се направи разлика од параметарот фактор на пореметеност на масивот D (анг. disturbance factor).

Хек и Дидрих (2006), пак, предлагаат една генерализирана форма, каде што како параметар се вклучува и модулот на деформација на монолитни примероци E_i :

$$E_{rm} = E_i \left(0,02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60+15D-GSI)/11)}} \right) (\text{MPa})$$

Ако E_i не е познато, тогаш се користи поедноставена форма за пресметка по Хек и Дидрих (2006):

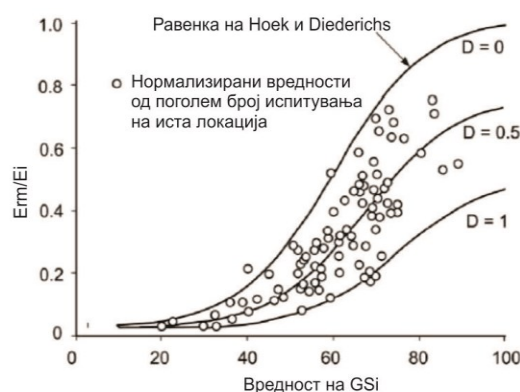
$$E_{rm} = 100000 \left(\frac{1 - D/2}{1 + e^{((75+25D-GSI)/11)}} \right) (\text{MPa})$$

Овој израз може дополнително да се модифицира, ако за E_i се користи следната формула:

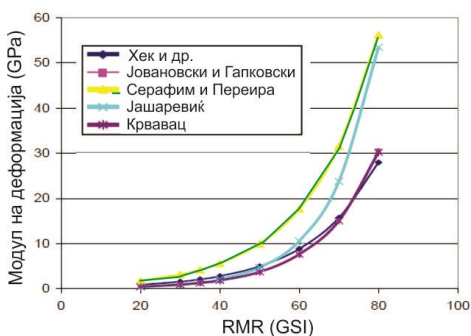
$$E_i = MR \cdot \sigma_{ci}$$

Каде што е: MR е однос меѓу модул на деформација на карпест масив и монолит, кој се нарекува нормализирана вредност на модулите E_{rm} / E_i (Слика 12.45).

Треба да се спомне дека постојат и други корелации од различни локалитети низ светот, како на пример според Николсон и Биенавски (1990); Митри и др. (1994); Ред (1999); Бартон (2002); Сонмез (2004); Карваљо (2004); Дидрих и Кајсер (1999) итн. Некои од нив се прикажани на Слика 12.45, Слика 12.46 и Слика 12.47.

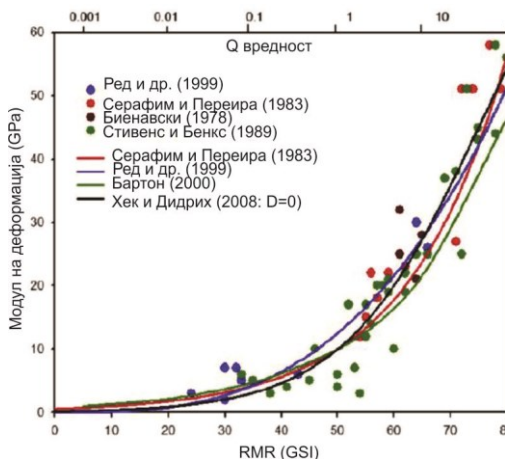


Слика 12.45 Приказ на нормализирана вредност на модулите, според Хек и Дидрих, во корелација со GSI за различни вредности на коефициент на пореметеност D



Слика 12.47 Споредби меѓу корелациите според разни автори (Хек и Браун 2018)

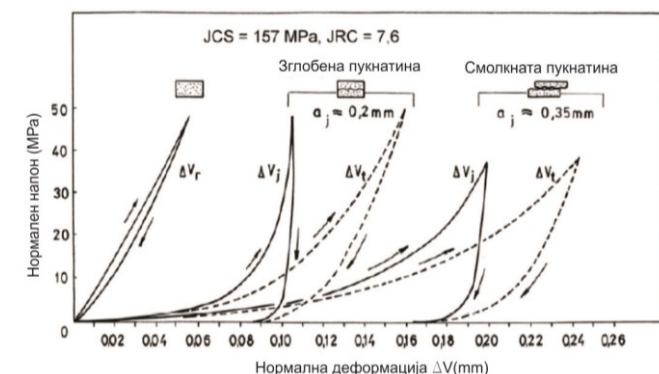
Слика 12.46 Споредби меѓу корелациите, според разни автори (Јовановски 2002)



Од изложените анализи се наметнува заклучокот дека вредностите добиени од емпириските методи најчесто можат да се разликуваат многу. Сепак, ако се користат на внимателен начин, можат да послужат како влезни параметри за сложените нумерички методи на ниво на идејни проекти. Олеснителна околност е што моќните софтверските пакети, дури и со проценети параметри, можат да се добијат реални сознанија за однесувањето на конструкцијата и за можните проблеми, кои можат да настанат во текот на нејзината изведба.

ДЕФОРМАБИЛНОСТ НА ПУКНАТИНИ

Врз деформабилноста на масивот многу влијаат деформациите на самите пукнатини. При притисок, деформацијата главно се случува попречно на рамнината на пукнатините, што предизвикува нивно затворање. Комбинирано со тангенцијалните напони може да дојде и до релативни поместувања на пукнатините во правец на дејство на силата на смолкнување. Генерално, деформабилноста зависи од голем број фактори, како што се: големина на контактните површини кај ѕидовите на пукнатините, зглобеноста, рапавоста, јакоста на нерамнините на пукнатините, нивната изменетост, дебелина и вид на пукнатинскиот наполнител (ако е присутен). Досега најдетални податоци за деформабилноста на пукнатините објавиле Бартон и Бандис, во 1983, односно во 1985 година, врз основа на голем број мерења на пукнатини кај различни видови карпи. На Сликата 12.48 се прикажани дијаграми за деформации на монолитен дел ΔV_f кои се одземаат од деформациите на примерок со пукнатини ΔV_f .

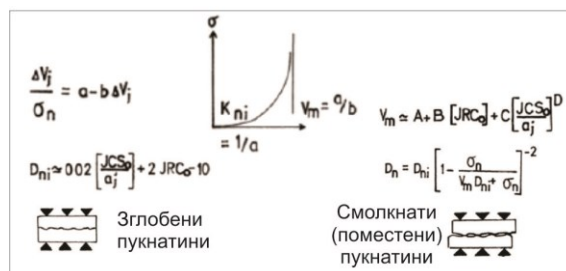


Слика 12.48 Дијаграм со приказ на влијание на нормален напон и деформации за монолит, зглобена пукнатина и поместена пукнатина, за фази на оптоварување и растоварување (Бандис и др.1983)

На овој начин се добива т.н. нето-деформација на пукнатината ΔV_j . Бандисовиот модел е, во принцип, хиперболична зависност при оптоварување и растоварување, каде што σ_n (ефективен нормален напон) и ΔV_j (затворање на пукнатината) се изразува со следната формула:

$$\sigma_n = \Delta V_j / (a + b\Delta V_j)$$

Каде што a и b се бездимензионални коефициенти (Слика 12.49).

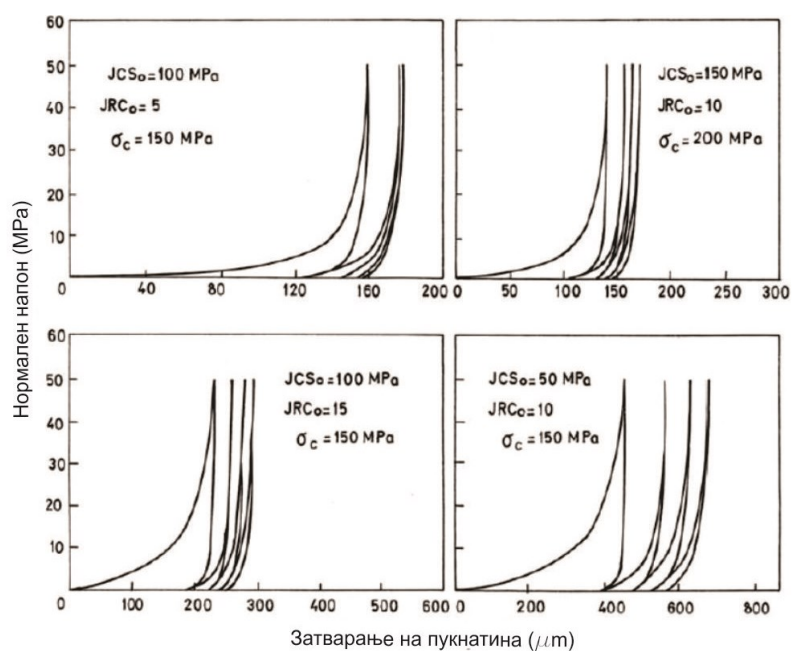


Слика 12.49. Приказ на нормално затворање на пукнатина со хиперболична зависност

На сликата се гледа дека фигурира вредност на т.н почетен нормален тангентен модул на деформација ($D_{ni} = \Delta\sigma_n / \Delta V_j$). Тој е еднаков на реципрочна вредност на коефициентот (a), додека максималното можно затворање (V_m) ја дефинира вертикалната асимптота (a/b). Модулот на деформација кај зглобени пукнатини D_n зависи од нивото на вертикален напон σ_n , а кај поместени пукнатини D_n е пропорционално на нивото на вертикален напон σ_n . На Сликата 12.50, пак е прикажано однесување на пукнатините преку коефициентите JRC и JCS, кои се доведуваат во врска со т.н. почетен отвор на пукнатината e_o еднаков на:

$$e_o = JRC (0,2\sigma_p / JCS - 0,1) / 5$$

Каде што е σ_p – јакост на монолит на карпата.



Слика 12 50. Примери за приказ на влијание на рапавост и распаднаост на пукнатини (Бартон и др. 1985)

Треба да се истакне дека и покрај добрата согласност на теоретските и моделските анализи, резултатите се однесуваат главно за примероци, додека во реалноста, треба да се земат влијанија од поголем број фактори, како можни ефекти од размерот и поместувањата при смолкнување (Поглавје 13).

ПРАШАЊА ЗА ДИСКУСИЈА

- Што е деформабилност на карпестите маси и од што зависи таа?
- Објаснете со кои постапки може да се дефинира деформабилноста и коментирајте ги предностите и недостатоците на секоја од нив!
- Набројте ги теренските методи на испитување на деформабилноста и подетално објаснете ги методите на лимена перница и сондажен дилатометар!
- Кои се основните параметри за дефинирање на деформабилноста при статички и динамички услови. Појаснете ја разликата меѓу нив, а појаснете ја и постапката на комбинирано испитување на статички и динамички параметри!
- Набројте некои од емпириските методи за процена на деформабилноста на масив, како и некои значајни аспекти за познавање на деформабилноста на пукнатините!

13

ЈАКОСТ НА КАРПЕСТИ МАСИ

ОПШТО

Поимот јакост на карпестите маси се однесува на дефинирање на состојбата на напони, кои во нив предизвикуваат **лом**. Според тоа, од јакоста на карпестите маси влијае стабилноста и носивоста на теренот, што значи, дека таа е најзначајна за однесувањето на системот објект – карпеста маса, при нивното содејство.

Зависно од напонската состојба, која владее при состојбата на лом, ги разликуваме следните позначајни јакости на карпестите маси:

- јакост на притисок;
- јакост на затегнување;
- јакост на смолкнување;
- глобална јакост на карпест масив.

Кога се говори за практичното знаење за инженерските анализи, може слободно да се каже, дека е најзначајна јакоста на смолкнување. Таа е и најмногу истражувана, бидејќи до лом во карпестите маси најчесто доаѓа кога напоните на смолкнување ќе ја надминат оваа јакост.

Од друга страна, јакоста на притисок на карпестите маси се јавува како проблем главно во рударството. На пример, таа се користи при димензионирањето на сигурносните столбови во подземната експлоатација на минералните суровини. Во градежништвото е помалку значајна, бидејќи е потребно да се приложи голема сила за да се дојде до лом, поради силата на притисок.

Јакоста на затегнување во механиката на карпи во принцип не се зема предвид при анализите на носивост и стабилност бидејќи се смета дека карпестите маси, поради испуканоста, не можат да примаат затегнувања. Сепак, бидејќи карпестите маси во природата се претходно напрегнати средини во триаксијална напонска состојба, тие имаат одредена способност да примаат и напони на затегнување. Ова е веројатно потпомогнато со: зглобеноста на монолитите, материјалните мостови меѓу пукнатините, триењето, атхезијата и кохезијата. Правило е, доколку има индикации за појава на напони на затегнување во карпестата маса, тогаш таа состојба ќе тежнее да се надмине со примена на некои технички мерки за подобрување на карпите, за да не дојде до лом на теренот или во конструкцијата.

ЈАКОСТ НА СМОЛКНУВАЊЕ

Како што е потенцирано во воведот, јакоста на смолкнување е една од најважните механички својства при анализа на следните проблеми:

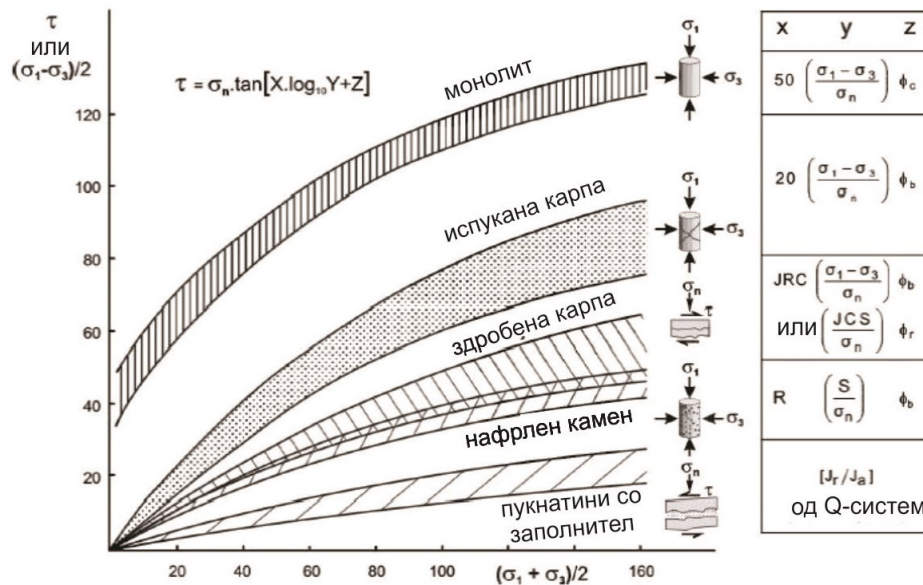
- анализа на стабилност на косините и природните падини;
- анализа на стабилност на објекти во подземје;
- анализа на носивост;

- избор на типот, димензиите и конструктивните елементи кај градежните објекти од сите видови (хидротехнички објекти, темели и друго).
- услови за изведба на камено-насипни брани;
- услови за техничко подобрување на карпестите маси и др.

Во механиката на карпите, јакоста на смолкнување на карпестите маси, сè уште најчесто се дефинира со два параметри. Тоа се кохезијата (c) и аголот на внатрешно триење (φ). Сепак, мора да се истакне дека овие параметри немаат сосема исто физичко значење, како кај почвените материјали. Имено, поради влијанието на пукнатините, особено е проблематично да се зборува за вистински внатрешни сили на привлекување, односно за кохезија во права смисла. Ова има логика само кај монолитните здрави примероци од карпата, а не за испукан и здробен карпест масив. Затоа, правило е, при формирање на моделите за пресметка на стабилноста на карпестите маси, обично да се анализираат на два основни проблеми:

- дефинирање на кинематски најнеповолната можна површина на лом;
- дефинирање на механичките карактеристики на јакоста на смолкнување за меродавните очекувани површини на лом.

При тоа, површината на лом може да се формира по постоечките дисконтинуитети, а делумно и низ монолитните делови на карпестата маса. Поради ова, се поставува задача за определување на јакоста на смолкнување низ карпестата маса и по пукнатините. Во овој контекст, многу е значајно да се има генерален увид во дијапазонот и во односите на јакоста, за различни состојби (Слика 13.1).



Слика 13.1 Споредба на јакоста на смолкнување за монолит, испукана и здробена карпа, нафрлен камен и дисконтинуитети, испитувана со методи на триаксијална компресија или со директно смолкнување (Бартон 1976)

Ако се направи анализа на Сликата 13.1 е очигледно дека кај секој конкретен инженерски проблем треба да се тежнее да се процени кои услови ќе бидат пресудни при избор на меродавни вредности за јакоста при аналитичките или нумерички анализи во фазата на моделирање (поглавје 17).

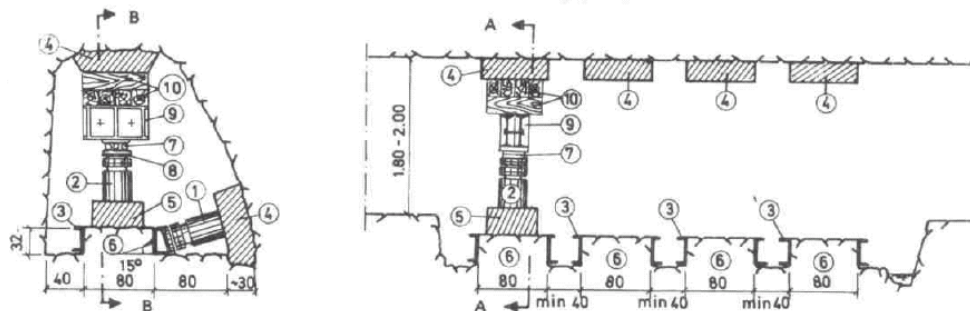
Како и при анализа на деформабилноста, за дефинирање на јакоста на карпестите маси се применуваат голем број методи и тоа:

- теренски статички методи;
- испитувања на каменит материјал во лабораторија во големи размери;
- емпириски методи;
- комбинирани методи;
- методи за дефинирање на јакост на смолкнување по дисконтинуитети;
- методи за дефинирање на јакост на смолкнување на контакти од различни материјали.

Предностите и ограничувањата на секоја од методите се слични како и методите за испитување на деформабилноста, што укажува дека интерпретацијата на резултатите од испитувањата треба да се прави многу внимателно. Затоа, со цел да се осознаат можните методи за дефинирање на јакоста на смолкнување, во рамките на ова поглавје се прикажани некои најчесто применувани постапки.

ЈАКОСТ НА СМОЛНУВАЊЕ НА ЦВРСТВОРЗАНИ КАРПИ ВО ГОЛЕМА МЕРКА

За да се опфати што е можно поголема површина од карпестата маса со смолкнување, во инженерството на карпите често се применуваат методи за испитување во теренски услови (*in situ*). Како и кај методите за испитување на деформабилност, голем иницијален придонес на ова поле има Институтот за водостопанство „Јарослав Черни“ од Белград, којшто разработил методи на испитување во теренски услови, за прв пат применети 1952 година (Слика 13.2).

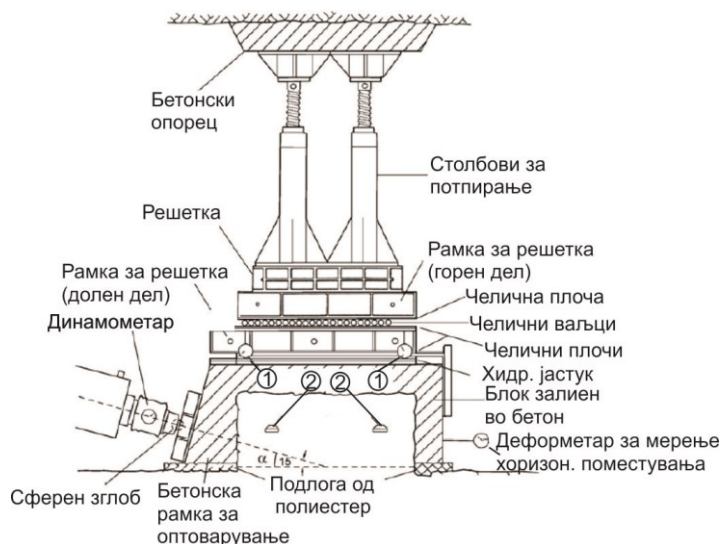


Слика 13.2 Теренски опит на смолкнување во голема мерка: 1 и 2) хидраулични преси, 3) челични монтажни рамки, 4) бетонски опорец, 5) преносен бетонски блок, 6) карпести блокови, кои се смолкнуваат, 7) валци како подвижен зглоб, 8) зглоб, 9) челична подметка, 10) дрвени подметки

Според Сликата 13.2, се гледа дека опитот на смолкнување обично се изведува на батерија од четири блокови подготвени во карпестата маса со димензии $0.80 \times 0.80 \times 0.40 \text{ m}^3$, кои се засечуваат во дното на истражна галерија. Блоковите од долната страна се сраснати во карпестата маса и се нарекуваат

блокови од матична или самоникла карпа. Со цел да се спречат бочните деформации при оптоварување на блоковите, нивните бочни страни се опфатени со армиранобетонски или челични монтажни рамки.

Оригиналната поставка на оваа методологија е на некој начин основа за предложената диспозиција од ISRM (Слика 13.3).



Слика 13.3 Препорачана диспозиција на опрема за *in situ*-испитување на јакост на смолкнување, според ISRM, 1974

Од сликите со броеви 13.2 и 13.3 се гледа дека страната врз која се нанесуваат силите на смолкнување е изработена косо, со наклон од $15-16^\circ$ кон хоризонталната. Целта е резултатата на силите од бочните преси да проаѓа низ тежиштето на површината на смолкнувањето. Со ваквата диспозиција се избегнува појавата на ротационен момент во однос на рамнината на смолкнувањето, кој би се добил во случај бочните преси да се хоризонтални.

Со цел да се обезбеди посигурна интерпретација, во истражните галерии или на други опитни места, обично се подготвуваат 4 блокови. Имено, при испитувањата може да се случи да откаже некој од блоковите, а за интерпретација се потребни барем три точки.

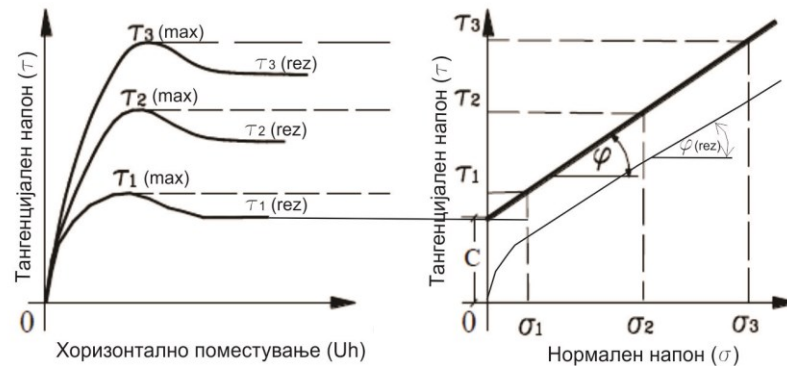
При изборот на мерното место треба да се исполни услов сите блокови да бидат лоцирани во иста квазихомогена зона според инженерскогеолошките својства, што е и предуслов за успешен опит и интерпретација. Исто така, треба да се тежнее, насоката на силата за смолкнување врз блоковите, да биде во насока во која ќе дејствува смолкнувањето од идниот објект.

Во процесот на смолкнувањето прво се приложува вертикалниот товар преку бетонски преносен блок, со помош на вертикална хидраулична преса, сè до стабилизација на вертикалните деформации. Потоа се преоѓа кон приложување

на страничен товар во чекори (скапила) со кој се предизвикува смолкнување на блокот.

За секој блок се избира различен вертикален максимален товар (σ_{\max}). При тоа се внимава најнискиот вертикален товар да биде близу до ординантната оска на дијаграмот $\tau=f(\sigma)$, а крајната точка треба да одговара на максималниот напон σ за конкретниот случај. Останатите две вредности се интерполираат. Со оглед на тоа што во текот на смолкнувањето блокот се поместува во хоризонтална насока, вертикалната преса се потпира на подградата преку подвижно лежиште (т.н. валјци) и тангенцијален зглоб, со што се обезбедува фиксна положба и вертикален правец на силата.

При смолкнувањето се регистрираат предизвиканата нормална сила, силата на смолкнување и соодветните вертикални и хоризонтални поместувања. Процесот на смолкнувањето е сличен како и при директно смолкнување кај почвите. Со добиените податоци од мерењата првин се цртаат дијаграмите на хоризонталните поместувања U_h на блоковите во функција од напоните на смолкнувањето τ кои владеат на површината на смолкнувањето. Така се дефинира зависноста $U_h = f(\tau)$. Во втора фаза се црта дијаграмот на зависност на тангенцијалните од нормалните напони $\tau = f(\sigma)$, како што е прикажано на Сликата 13.4.



Слика 13.4 Дијаграм на директно смолкнување со приказ на зависност меѓу нормални и тангенцијални напони за вршна (max) и резидуална (rez) јакост

Од Сликата 13.4 се гледа како се дефинираат двата параметри на јакоста на смолкнување, односно:

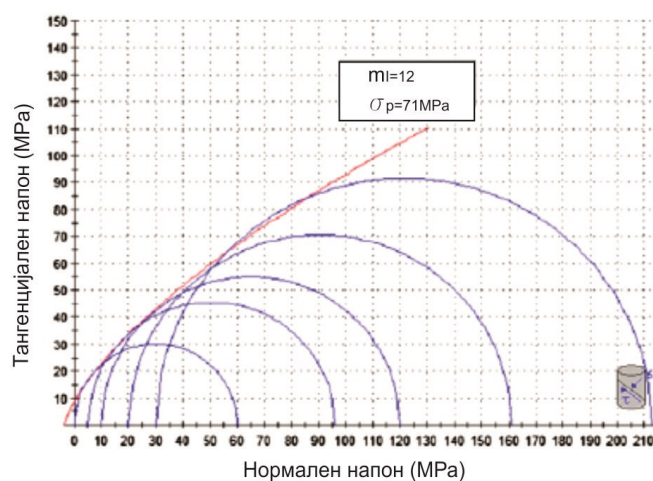
- кохезија (c)
- агол на внатрешно триење (φ).

Како што е споменато во поглавјето 10, во практиката најчесто се користи врската меѓу напоните на смолкнување и притисокот, според Мор-Кулоновата теорија:

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi$$

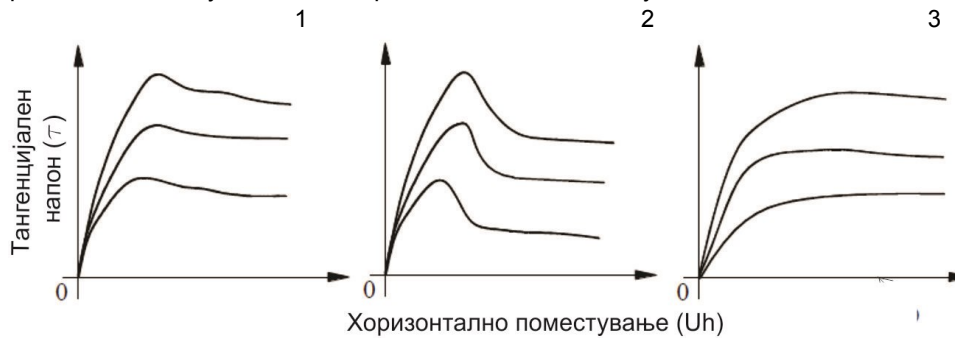
Кохезијата се дефинира како отсечок кој го зафаќа зависноста $\tau = f(\sigma)$ со ординантната оска, додека аголот на внатрешно триење е аголот, којшто е зафатен со кривата и хоризонталата. Максималните вредности на напоните на

смолкнувањето τ_{max} на овие дијаграми претставуваат точки на ломот, но дијаграмот $\tau = f(\sigma)$ може да се конструира и за т.н ултимативни, односно резидуални напони (τ_{rez}), како трајни вредности на напоните на смолкнувањето по ломот. Ако Мор-Кулоновата линија се апроксимира со права за случај на состојбата по ломот, теоретски таа би требало да поминува низ кординатниот почеток. Во практиката ова е редок случај бидејќи кај ниските нивоа на нормални напони се појавува голема нелинеарност, која условува внимателно толкување на резултатите. Тука треба да се има предвид дека за состојба по ломот, обично параметарот ϕ_{rez} е помал од параметарот ϕ , прикажан на Сликата 13.4. Во секој случај, многу е проблематично користење на резидуалните вредности на кохезијата за состојба на резидуалните напони. Имено, иако теоретски, по состојба на лом би требало отсечокот на ордината да е еднаков на $c=0$, експерименталните истражувања во карпестите маси покажуваат дека и по ломот, може да се појави одредена вредност на кохезијата. Таа се нарекува, обично, привидна кохезија c_0 . Ова се толкува со преостанатата локална јакост на смолкнување, која е резултат на морфологијата на површината на ломот, која никогаш не е целосно рамна, туку секогаш е со повеќе или помалку изразени нерамнини. Сето ова укажува дека при усвојување на одредена вредност на параметрот c треба да се има предвид дека отсечокот на Мор-Кулоновата права на вертикалната оска τ е всушност апроксимација на вистинската вредност. Обично реалниот дијаграм $\tau = f(\sigma)$ е крива линија, која се добива како анvelopa на Моровите кругови при тестови на триаксијална компресија. Анvelopата на ординатата τ отсечува помала вредност (Слика 13.5).



Слика 13.5 Интерпретација на резултатите од испитувања со триаксијална компресија и дефинирање на анvelopa на Моровите кругови во вид на нелинеарна зависност меѓу нормалните и тангенцијалните напони за Хек-Брауновиот критериум на лом

Очигледна е нелинеарноста на зависноста меѓу тангенцијалните и нормалните напони, што се дефинирана со одредени нелинеарни критериуми на лом (поглавје 10 и ова поглавје). Треба да се истакне дека врз основа на релативно голем број извршени испитувања во различни видови карпести маси се издвојуваат три основни форми на дијаграмите од типот $u_n = f(\tau)$. Така, можат да се разликуваат т.н. „нормален“, „крт“ и „пластичен“ тип на лом (Слика 13.6). Кртите ломови редовно се јавуваат во карпестите маси со големи вредности на модул на деформацијата D , пластичните ломови кај „меките“ карпи – со ниски вредности на модулот D и со изразито вискозно однесување.



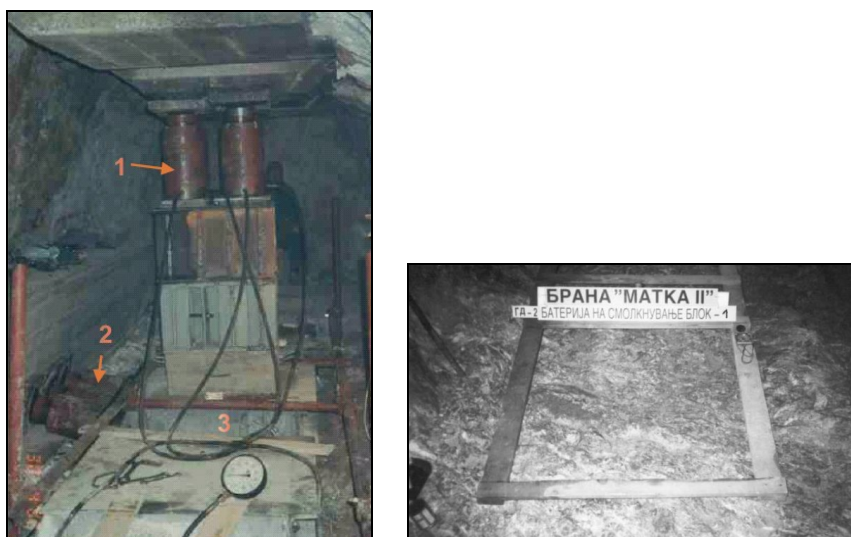
Слика 13.6 Типични дијаграми на поместувањето во функција на напоните на смолкнувањето: 1 - нормален лом; 2 - крт лом; 3 - пластичен лом

ТЕРЕНСКИ ОПИТ НА СМОЛКНУВАЊЕ БЕТОН-КАРПА

Во практиката се користат и диспозиции за смолкнување меѓу избетонирани блокови врз карпеста маса. Целта на овие испитувања е да се испита по експериментален пат врската меѓу бетонот и карпата врз која се фундаира објектот. При интерпретација на резултатите се добиваат квалитативни и квантитативни показатели за јакоста на врската бетон – карпа. Бидејќи во овој случај се работи за контакт меѓу два различни материјали, наместо терминот кохезија, подобро е да се користи терминот **атхезија**, посебно ако – ломот настане целосно по контактната зона.

Самиот опит, диспозицијата на бетонските блокови, нивната форма, како и опремата за испитување, се слични како и кај блоковите од карпа (Слика 13.7).

Бидејќи овие испитувања се тешки за примена, траат долго и се скапи, поради економичност се тежнее да се искористат истите мерни места и опрема за повеќе намени. Така, испитувањата на блоковите обично се вршат во неколку фази на истото место и тоа: изведба на опит на притисок за определување на деформабилноста, како што е опишано во поглавјето 12, потоа се прави опит на смолкнување до лом и на крај – опит на триење на смолкнат блок. По извршениот опит на смолкнување, се врши детално снимање на површините на смолкнувањето со цел да се утврди дали дошло до лом низ карпата, бетонот, дали ломот настанал поради надминување на атхезијата како врска меѓу бетонот и карпата или комбинирано.

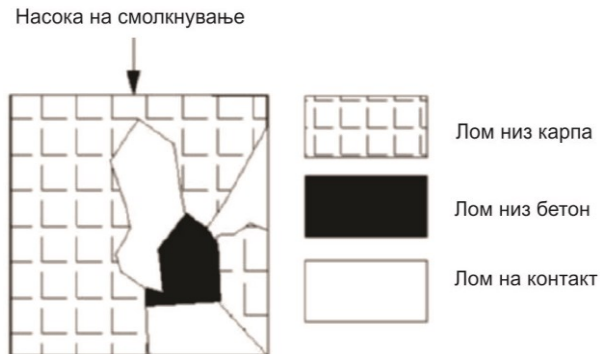


Слика 13.7 Теренски опит на смолкнување систем бетон-карпа во голема мерка применет во една истражувачка галерија од лачната брана „Света Петка“ (Матка 2), Скопско, (лево) и површина на карпа врз која се бетонира блок пред смолкнување (десно): 1) хидраулични преси за задавање на вертикален товар; 2) хидраулични преси за задавање на хоризонтален товар; 3) блок, кој се смолкнува.

По правило, ломот се јавува со смолкнување по должина на послаб материјал (Слика 13.8 и Слика 13.9)



Слика 13.8 Изглед на превртен блок за увид во состојбата по смолкнување на контактот бетон – карпа на еден блок кај браната „Света Петка“ (Матка 2)



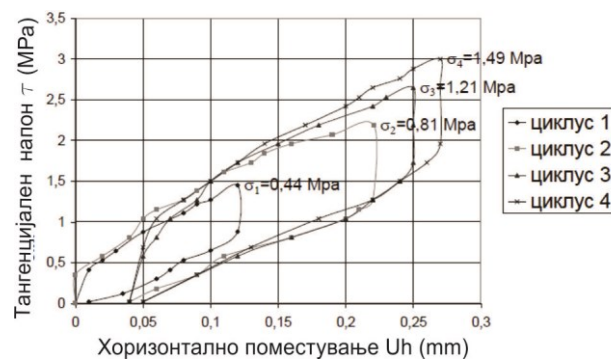
Слика 13.9 Шематски приказ на карактер на ломот за еден блок, испитуван на профил за браната „Бајина башта“ (Кујунџиќ 1985)

Поволно е кај овие опити што, покрај параметрите на смолкнување, по аналогија на опитите на деформабилност, можат да се искористат и за дефинирање на т.н. модули на деформација и еластичност при смолкнување (D_s , E_s). Деформабилноста при смолкнување обично се пресметува со користење на обрасците на Вогт за правоаголен темел поставен на еластичен и изотропен полупростор, според следната основна формула:

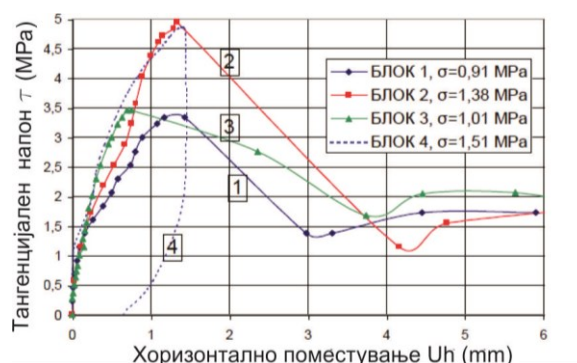
$$D, E = \frac{\tau}{u_{d,e}(\sigma, \tau)} k_3 \chi a$$

Каде што e : k_3 – коефициент, зависен од односот на димензиите на контактна површина (b/a) и Пуасоновиот коефициент ν (за случај ако : $b/a = 1.0$, $a = 80$ cm, $\nu = 0.2$, $k_3 = 1.02$).

Еден пример за дијаграми на деформабилност при смолкнување во неколку фази, како и резултати од опит на триење по смолкнување на блоковите, е прикажан на следните слики:



Слика 13.10 Приказ на дијаграми од опит на деформабилност при смолкнување за испитувани блокови, од браната „Света Петка“ (Ангелковиќ 2004)



Слика 13.11 Дијаграми на јакост на смолкнување при триење на блокови

Врз основа на изложените примери може да се заклучи дека со анализа на деформабилноста на смолкнување може поблиску да се определи вистинската природа на процесот на смолкнување, користејќи зависности од тип τ/σ и вредноста на нормалниот напон при смолкнување за $\sigma = \text{const}$. Ова може корисно да послужи при различни аналитички и нумерички пресметки.

ТЕРЕНСКИ ОПИТ НА СМОЛКНУВАЊЕ ПО ПУКНАТИНА

Општо е познато дека кај карпестите маси ломовите и нестабилноста настануваат по некои од доминантните дисконтинуитети, посебно ако тие имаат неповолна ориентација во однос на положбата на објектот.

За вакви случаи, пречекорувањето на јакоста на смолкнувањето најчесто е поврзано за постоечките пукнатини, па во согласност со овој факт е неопходно да се познаваат и параметрите на јакоста на смолкнување по нивната површина.

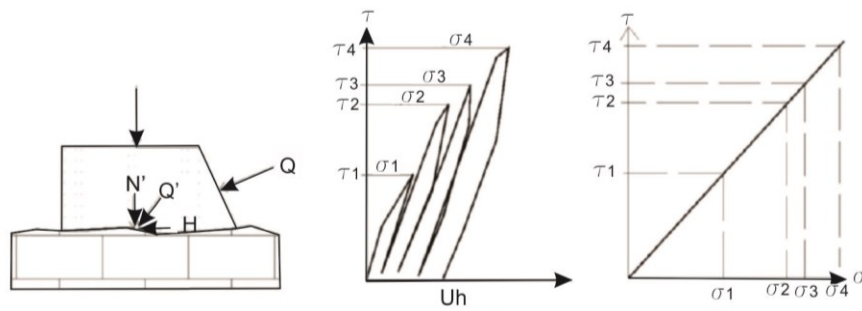
Јакоста на смолкнување по должината на пукнатините во голема мерка зависи од формата и состојбата на сидовите на пукнатините и од механичките карактеристики на пукнатинскиот наполнител. Во сегашноста, постојат различни можности за испитување на јакоста на смолкнување по дисконтинуитетите.

Во теренски услови обично се прават опити на лимитиран број блокови. Ова е поврзано со фактот дека е многу тешко да се пронајдат и да се подготват блокови од карпа под која постои природна пукнатина, во теренски услови.

Дури и за случаи кога има вакви природни можности, има голем број технички потешкотии, да се подготви блок од карпа по должината на пукнатина.

Затоа, во практиката, обично испитувањата се прават врз еден блок за кој се дефинира постапка за оптоварување и растоварување, со цел да се добијат барем 4 пара на вредностите на тангенцијалните и нормалните напони и на хоризонталните поместувања (Слика 13.12).

Начелно, пукнатината може да има каква било положба во просторот, но зависно од нејзината ориентација, блокот треба да се изделка во подината или боковите на истражната галерија.



Слика 13.12 Една можна диспозиција за примена на теренски опит на смолкнување по должината на пукнатина

Постапка при испитувањето се состои од неколку чекори, според дијаграмите на Сликата 13.12:

- Прво со хидраулична преса се предизвикува нормална сила N , односно нормалниот напон на пукнатината σ_1 ;
- Со бочна преса се предизвикува силата Q , која се разложува на соодветна хоризонталната компонента на силата (H) од која се добива напонот на смолкнување (τ) и паралелно се исцртува дијаграм $u_h = f(\tau)$;
- Во моментот кога напонот τ ќе достигне вредност при која започнуваат да се јавуваат поголеми прирасти на поместувањата при смолкнувањето, се запира зголемувањето на овој напон на одредена големина τ_1 ;
- По тоа, блокот се ослободува од нормалниот напон (се растоварува), со што се завршува првиот циклус на испитувањето.

Ваквата постапка: оптоварување – растоварување и регистрација на соодветните парови на големините (τ_i, σ_i) се повторува барем 4 пати. На овој начин се добиваат доволен број податоци за конструкција на дијаграмот $\tau = f(\sigma)$, по што се определуваат параметрите на јакоста на смолкнувањето (Слика 13.12 – десно).

Поради очигледните потешкотии при изведба на овој опит, во сегашноста тој многу ретко се применува, а како негова замена се користат некои видови на лабораториските опити, чии резултати се доста блиски на теренските опити.

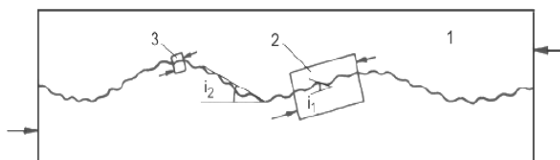
ИСПИТУВАЊЕ НА ЈАКОСТА НА СМОЛКНУВАЊЕ ВО ЛАБОРАТОРИСКИ УСЛОВИ

Според сознанија од поголем број испитувања, ако јакоста на смолкнување се сведе на проблем на триење, се цени дека ефектот на размер не мора да има пресудно влијание. Исто така, кога се прават анализи на стабилноста, гледано за долг период, и кога има можност за појава на т.н. прогресивен лом, тогаш за пресметки обично се усвојува само вредноста на резидуалната јакост на смолкнување.

За појаснување, состојбата на прогресивен лом значи дека по должина на некои рамнини, каде што се очекува лом (на пример рамнини на долги пукнатини, кои делумно имаат материјални мостови), постепено, материјалните мостови од карпестата маса се рушат сè до нивен целосен прекин кога доаѓа до глобален лом. Ова значи дека за вакви случаи кохезијата воопшто не се зема предвид во

анализите. Според Бартон, постапката на лом по некоја пукнатина се илустрира со т.н концепт **CCSS** (од англ. **C**rack, **C**runch, **S**crape, **S**woosh), односно состојба на постоење или создавање на нова пукнатина, дробење при некој напон, гребење на нерамнините при придвижување и на крај – пролизгување.

Во секој случај, многу е значајно пред да се извршат испитувањата, да се имаат детаљни сознанија за рапавоста на пукнатините, бидејќи таа на различен начин се изразува за различни големини на разгледувано подрачје. Според Газиев, треба да се разликуваат различни редови на рапавост (Слика 13.13).



Слика 13.13 Приказ на една пукнатина со различни редови на рапавост i_1 и i_2 :
1) размер на објект, 2) размер на *in situ*-опит; 3) размер на ниво на испитуван примерок (Газиев 1977)

Значајно е да се потенцира дека на ниво на примероци, постои и т.н. микрорапавост, односно рапавост од III ред. Рапавоста од II ред е на ниво на размер од „*in situ*“ испитувања, рапавост од I ред одговара на размер на набљудување на објектот. Според анализите на примероци од различни карпести маси, како што се: базалти, гранити, варовници, песочници, гнајсевии др., а за различна рапавост, Кулон дошол до заклучок дека и покрај различната почетна рапавост и различното почетно триење, сепак на крајот, крајното резултатно триење ($\tan \phi_0$) не се разликува повеќе од вредност еднаква на 0.05. Според тоа, се цени дека резидуалната вредност на јакоста на смолкнување, посебно кај рамни пукнатини може да се изрази со следната равенка:

$$\tau = \sigma \tan \phi_0$$

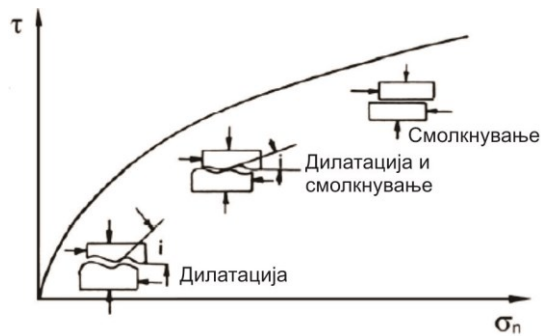
Каде што е: ϕ_0 – агол на триење, кој би одговарал на условно резидуалната вредност.

Вреди да се спомене дека вредноста на овој агол ϕ_0 многу зависи од минералниот состав на карпата и од нејзината тврдина. На пример, кај меки карпи од тип на хлоритски шкрилец има многу ниска вредност, додека кај цврсти и свежи гранитоидни карпи тој може да има доста висока вредност.

Кога се вршат анализи за случаи на смолкнување за рапавост од II ред, при ниско ниво на нормален напон, според Голдштајн и други автори, јакоста на смолкнување може да се определи според следната равенка:

$$\tau = \sigma \tan (i + \phi)$$

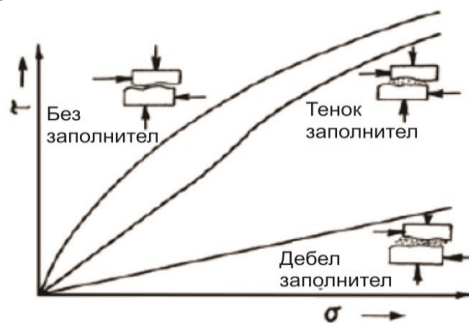
Каде што е: i – агол на нерамнините во правец на смолкнувањето (Слика 13.14)



Слика 13.14 Приказ на нелинеарно однесување при смолкнување со фази на дилатација (ширење) и/или смолкнување на пукнатини при различни нивоа на нормално напрегање и соодветен агол на нерамнини i , (Хек 1971)

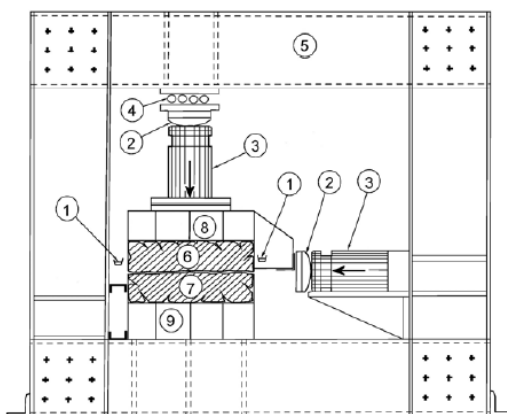
Од Сликата 13.14 се гледа дека при ниско ниво на нормални напони пукнатините главно се шират (дилатираат), за понатаму, процесот постојано да се менува од комбинација на дилатација и смолкнување до чисто смолкнување при високи нивоа на нормален напон. При високите нивоа настанува разрушување и рамнење на првобитните нерамнини. На тој начин се доаѓа до резидуалната јакост на смолнување. Ако пукнатините имаат и наполнител, тогаш во определени случаи јакоста на смолнување се сведува на јакоста на наполнителот (Слика 13.15).

Кога се имаат предвид претходните забелешки, очигледно е дека за вакви случаи е оправдано јакоста на смолнување по пукнатини да се врши во лабораториски услови.



Слика 13.15 Приказ на нелинеарно однесување при смолкнување за случаи со пукнатини без наполнител, со тенок или со дебел наполнител, (преземено од Лапчевик 2005)

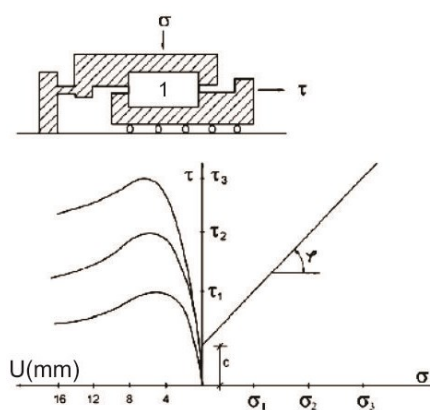
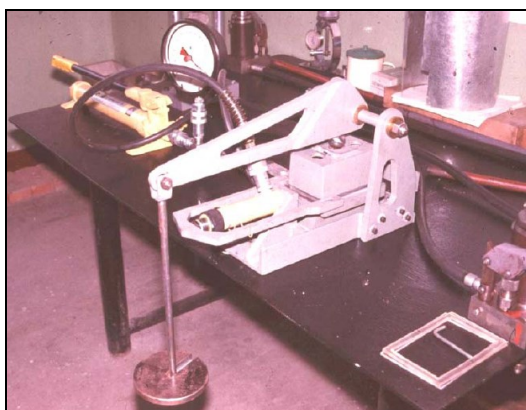
Треба да се спомне, дека постојат поголем број лабораториски методи за ваква намена, кои се разликуваат главно по формата и по големината на карпестите примероци, кои можат да се вградат во нив. На некој начин, од видот на опремата зависи и начинот на земањето на примероците, што влијае и врз бројот на: испитувани примероци, конкурентноста и економичноста на испитување. На пример, на Сликата 13.16 е прикажана апаратурата развиена во Институтот „Јарослав Черни“.



Слика 13.16 Апаратура за смолкнување на цилиндрични примероци со пукнатина во средината, разработена во Институтот „Јарослав Черни“: 1) инструменти за мерење на хоризонтални поместувања, 2) зглоб, 3) хидраулична преса 4) подвижно лежиште поставено на валци, 5) рамка на инструментот (отпорник), 6 и 7) површини за сидовите на пукнатината кај цилиндричен примерок.

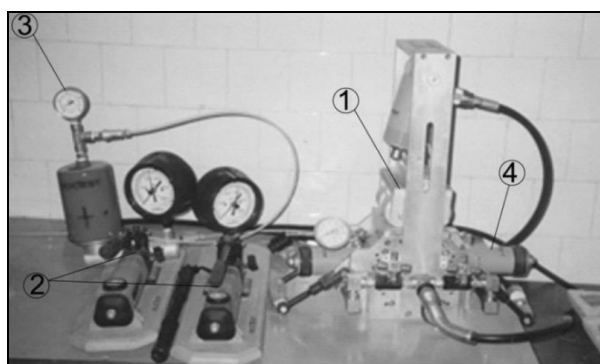
ИСПИТУВАЊЕ ПО ДОЛЖИНАТА НА ПУКНАТИНИ ВО КУТИИ ЗА ДИРЕКТНО СМОЛКНУВАЊЕ

Во секојдневната практика постојат и други апарати за директно смолкнување по пукнатини. На пример, еден апарат со пратечките делови е прикажан на Сликата 13.17. Овие испитувања се, пред сè, корисни ако се прават врз примероци со димензии максимално до неколку десетици сантиметри (најчесто од 10 до 15 cm).



Слика 13.17 Апаратура со пратечка опрема за смолкнување на примероци со пукнатини (лево) и шематски приказ на вграден примерок (1) и начин на интерпретација (десно), според Хек 2000

Во сегашноста, како многу практичен метод се смета примената на портабилна т.н Хекова кутија за директно смолкнување (Слика 13.18). Нејзината употреба е можна и во лабораториски услови и на терен, поради што се нарекува портабилна (пренослива) опрема.



Слика 13.18 Хекова кутија за испитување на директно смолкнување по должината на дисконтинуитет: (1) кутија за испитување на јакоста на смолкнување, (2) хидраулични рачни пумпи (3) одржувач на притисокот, (4) уреди за задавање на нормални и бочни товари

Хековата кутија се состои од: кутија за испитување на јакоста, хидраулични пумпи, одржувач на притисокот, уреди за задавање на нормални и бочни товари и калап за подготвување на примерокот. Внатрешниот дел на кутијата е цилиндричен. Двата полуцилиндри, кои ја формираат горната и долната површина на кутијата, се со дијаметар од 148 mm и дебелина од 140 mm. Во неа може да се испитуваат јадра од дупнатини со дијаметар до 115 mm соодветно или правоаголни примероци со димензии 115×115 mm. Овие димензии обезбедуваат карпестите примероци солидно да се залијат во цемент или во друг соодветен материјал.



Слика 13.19 Изглед на примероци при вградување во калап во Хекова кутија (лево) и изглед на примероци од различни пукнатини по смолкнување (десно)

Системот за нанесување на оптоварувањето е проектиран на начин што силата на смолкнување се нанесува точно во предефинираната рамнина на дисконтинуитетот, кој се смолкнува.

Положбата на рамнината на смолкнување е строго дефинирана и контролирана во текот на процесот на лиење на примерокот. Пукнатината може да има каква било положба во просторот бидејќи на крајот примерокот со пукнатината се положува во хоризонтална рамнина (Слика 13.19).

Поради ограничувањата поврзани со големината на вградените примероци, резултатите од овие испитувања треба внимателно да се користат, но со соодветна интерпретација и вклучување на детален опис на рапавоста, може да се добијат сосема реални параметри за анализа.

Од друга страна, предноста на оваа метода е што овозможува и моделирање на јакоста на смолкнување на контакти меѓу различни материјали. Ова е образложено накратко во рамките на ова поглавје.

ИСПИТУВАЊЕ НА ЈАКОСТА НА СМОЛКНУВАЊЕ НА НЕКОИ КОНТАКТИ ВО КУТИЈА ЗА ДИРЕКТНО СМОЛКНУВАЊЕ

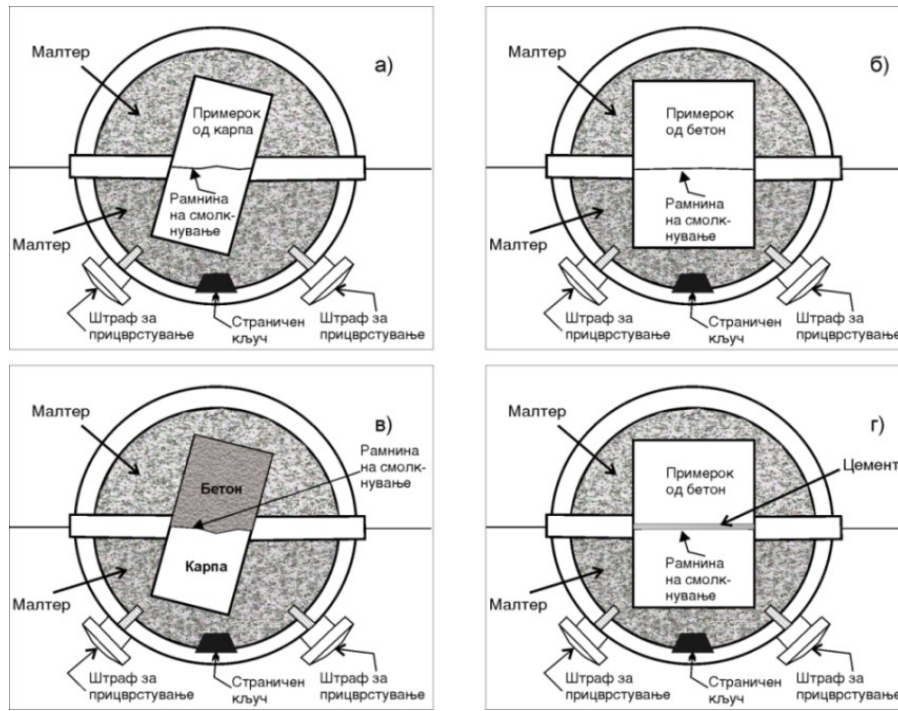
За потребите на нумерички анализи на системот во интеракција објект – подлога, често се наметнува потребата од познавањето на параметрите на јакост на смолкнување на контактите бетон – основна карпа и бетон – цемент-бетон. Ова е значајно кај контактите на бетон во работните прекини (фуги) на објектите од типот на лачни брани, потпорни ѕидови и друго.

На пример, вакви испитувања се правени за потребите на истражувањата за браната „Света Петка“, Скопско (Слика 13.20).



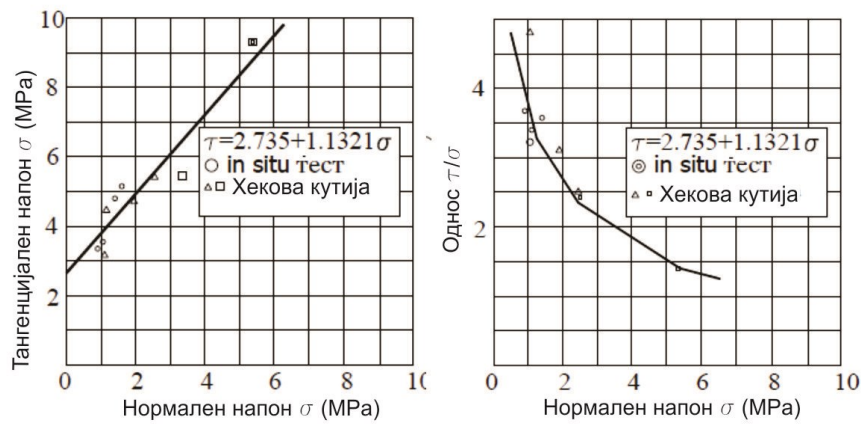
Слика 13.20 Поглед кон браната „Света Петка“, Скопско, (лево) и изглед на примероци извадени од телото на браната во зона на радијалните фуги, со видлива наполнетост со инјекциска маса (десно)

За вакви случаи постои можност за формирање неколку видови физички модели на смолкнување со примена на Хековата кутија (Слика 13.21 и Слика 13.22).

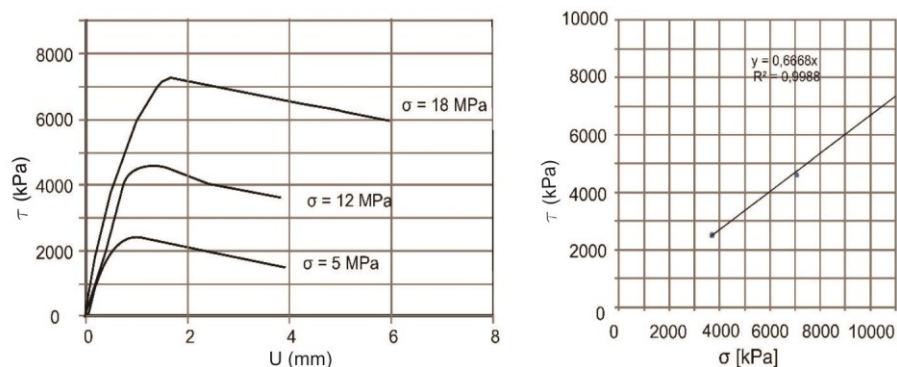


Слика 13.21 Модели за смолкнување на различни контакти во Хекова кутија (Јовановски и др. 2015)

Обработката на податоците е слична како и за другите методи, каде што се анализира јакоста на смолкнување, а заради илустрација на дијапазон на вредности за контакт бетон – инјекциска маса – бетон, прикажана е Сликата 13.22.



Слика 13.22 Дијаграми на јакост на смолкнување на контактот бетон – карпа во вид на различни односи меѓу нормален (σ) и тангенцијален напон (τ)



Слика 13.23 Испитуван примерок на контакт бетон – инјекциска смеса – бетон при зададен нормален товар од 5, 12 и 18 MPa: зависност поместувања – тангенцијален напон (лево) и зависност тангенцијален/нормален напон (десно)

Може да се заклучи дека оваа проблематика е многу комплексна и дека при натамошните работи има простор за усовршување на моделите на деформабилност на смолкнување.

При тоа секој модел треба да содржи, освен техничките параметри на смолкнување, податоци за геолошките карактеристики на карпестиот масив, потоа состојба на испуканост и на крајот, влијание на ефектот на размер при изведба на вакви опити. Тоа е сложен истражувачки процес со кој постапно се доаѓа до формирање на прифатливи модели на деформабилноста на смолкнување за секој истражуван случај.

ЕМПИРИСКИ МОДЕЛИ ЗА ПРОЦЕНА НА ЈАКОСТА НА СМОЛКНУВАЊЕ

Поради реалните ограничувања на прикажаните теренски методи за дефинирање на јакоста на смолкнување често се применуваат методи, кои се од **емпириски** карактер. Треба да се истакне дека денес теренските методи се применуваат главно при истражување на карпестите маси за зоните на фундарање на бетонски брани и поретко, кај некои значајни подземни објекти. Така, емпириските методи се наметнаа како корисна замена, посебно при истражување за помали објекти и при проектирање на идејни решенија.

Сепак, треба да се знае дека поради сложениот карактер на карпестите маси, не постои општо прифатлив и универзален критериум на лом, кој, на задоволителен начин, би се применувал во најголем број на случаи. Поради тоа, од страна на повеќе автори е направен обид да се формираат соодветни емпириски методи за процена на јакоста на смолкнување, како на пример, од страна на: Биенавски, Хек и Браун, Бартон и други автори.

ЕМПИРИСКА МЕТОДА ЗА ПРОЦЕНА НА ЈАКОСТ НА СМОЛКНУВАЊЕ СПОРЕД ХЕК И БРАУН

Засега, најпозната емпириска метода е критериумот на лом според Хек и Браун, прикажан во поглавјето 10. Нивниот оригинален критериум од 1980 година, подоцна врз основа на сознанија од голем број проекти, е модифициран во 1988 и

во 2002 година. Генерален облик на овој критериум, кој ги инкорпорира заедно оригиналната и модифицираната форма, е прикажан со следната равенка:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \cdot \left(m_b \cdot \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

Материјалните константи m_b , s и a се доведуваат во врска со квалитетот на карпестата маса (GSI) и се прикажани со следните формули:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right); \quad a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}(e^{-GSI/15} - e^{-20/3})$$

Каде што e : m_i карактеристика за монолити на карпест масив (Табела 13.1), GSI – геолошки индекс на јакост, D – фактор за пореметеност на карпест масив, во зависност од методот на ископ или при релаксација на напоните.

Факторот на пореметеност има вредности од 0, за непореметена карпеста маса, до 1 за целосно пореметена маса (види АНЕКС на книгата). За случај кога се работи за монолитни парчиња, $s=1$ и $a=0.5$. Во Табелата 13.1, пак, се прикажани податоци за вредноста на параметарот m_i .

Модифицираната верзија на Хек, Каранца-Торес и Коркум од 2002 г., содржи измени во делот за пресметка на ефективните вредности на аголот на внатрешно триење φ' и кохезијата c :

$$\varphi' = \sin^{-1} \left[\frac{6a \cdot m_b (s + m_b \frac{\sigma_3'_{max}}{\sigma_{ci}})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6a \cdot m_b (s + m_b \frac{\sigma_3'_{max}}{\sigma_{ci}})^{a-1}} \right]$$

$$c = \frac{\sigma_{ci} \left[(1+2a)s + (1-a)m_b \frac{\sigma_3'_{max}}{\sigma_{ci}} \right] (s + m_b \frac{\sigma_3'_{max}}{\sigma_{ci}})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + (6a \cdot m_b (s + m_b \frac{\sigma_3'_{max}}{\sigma_{ci}})^{a-1}) / (1+a)(2+a)}}$$

Очигледна е сложеноста на овие формули, но во секој случај, во нив големо значење има вредноста на компонентната од напонот σ_3' . Ако, во овие формули, за едноосијалната јакост на притисок на карпестотиот масив се замени вредноста на $\sigma_3' = 0$, тогаш се добива:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} s^a$$

Јакоста на затегнување може да се добие на следниот начин:

$$\sigma_t = -\frac{s\sigma_{ci}}{m_b}$$

Табела 13.1 Вредности на констата m_i за монолити (Маринос и Хек, 2000).

Вид на карпа	Текстура на карпата			
	крупнозрнеста	среднозрнеста	ситнозрнеста	финозрна
Седименти	бречи * конгломерати * кристалести варовници 12 ± 3	гипс 8 ± 2 песочници 17 ± 4 варовници 10 ± 2	анхидрит 12 ± 2 граувака 18 ± 3 варовник (микрит) 9 ± 2 лапорец 7 ± 2	креда 7 ± 2 глинец 4 ± 2 доломит 9 ± 3 лапор 7 ± 2
Магматски	габро 27 ± 3 гранит 32 ± 3 гранодиорит 29 ± 3 норит 20 ± 5 порфир 20 ± 5 агломерат 19 ± 3	андезит 25 ± 5 бреча 19 ± 5 диорит 25 ± 5 долерит 16 ± 5 риолит 25 ± 5	базалт 25 ± 5 дацит 25 ± 3 дијабаз 15 ± 5 туф 13 ± 5	перидотит 25 ± 5
Метаморфни	мигматит 29 ± 3 мермер 9 ± 3	амфиболит 26 ± 6 метапесочници 19 ± 3 шкрилци 12 ± 3** хорнфел 19 ± 4	кварцит 20 ± 3 гнајс 28 ± 5 филити 7 ± 3**	графитични шкрилци 7 ± 4**

Забелешки:

* Конгломератите и бречите можат да имаат широк дијапазон на вредност за параметрот m_i во зависност од типот на врзиво и степенот на дијагенеза и можат да се приближат до вредности за песочници.

** Вредностите се однесуваат за монолитни примероци, испитувани нормално на слоевитост или шкрилавоост, додека m_i може забележително да се разликува кога ломот оди по рамнини на слоевитост или шкрилавоост.

Значајно е да се истакне дека бочниот напон σ'_{3max} треба да се определи посебно за случаи на косини и тунели, при што, според овие автори, се добиваат следните формули:

- Случај за тунели на длабина H под површина:

$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma_{cm}} = 0.47 \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.94}$$

- Случај за косини со висина H :

$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma_{cm}} = 0.72 \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} \right)$$

Каде што γ – волуменска тежина на карпата, σ_{cm} – глобална јакост на карпест масив.

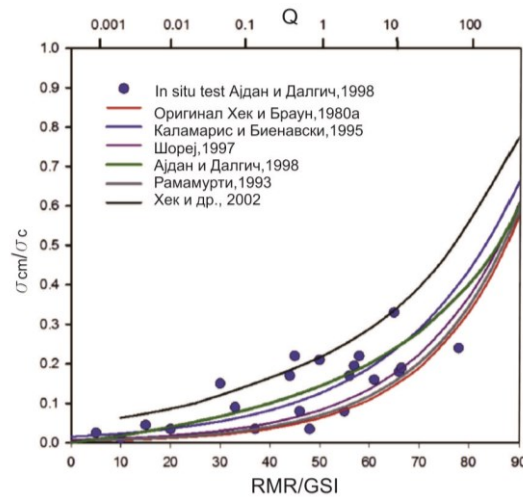
Во горните формули се гледа дека значајна улога има и параметрот со ознака σ_{cm} . Всушност, овој параметар се однесува на т.н „глобална јакост“ на карпестиот масив и е значаен за случаи кога се анализира однесувањето на целокупниот масив, а не само локалните услови за лом. Посебно е значаен во рударството, при анализи на носивост на заштитни столбови, кои штитат од зарушување на горните делови од ископот. За дефинирање на јакоста на масивот Хек и Браун го имаат предложено следниот израз, заснован на поврзаност со Мор-Кулоновиот критериум на лом:

$$\sigma'_{cm} = \frac{2c' \cos \varphi'}{1 - \sin \varphi'}$$

Ако за параметрите φ' и c' се заменат вредности за интервал на напонот $\sigma_t < \sigma_3 < \sigma_p/4$, тогаш се добива:

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \cdot \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)}$$

Во практиката постојат и други решенија од различни автори, каде што глобалната јакост се поврзува со јакоста на монолит и со квалитетот на карпестите маси, при што некои од зависностите се прикажани на Сликата 13.24.



Слика 13.24 Дијаграм за процена на односот σ_{cm}/σ_c во зависност од квалитетот на капреста маса (RMR,GSI,Q), според разни автори (Хек и Браун 2018)

Вреди да се спомене дека има и модификации на овој критериум за пресметка на јакоста кај анизотропни карпи, што на кратко е образложено во рамките на ова поглавје. Имено, од страна на Сароглу и др. (2019) е предложена следната модификација:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci,\beta} \left(k_\beta \left(m_{b,an} \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_{ci,\beta}} \right) + s_{an} \right) \right)^a$$

Во оваа формула ознаките се однесуваат на: $m_{b,an}$ – емпириска константа за анизотропна карпеста маса; s_{an} – константа за анизотропна маса; $\sigma_{ci,\beta}$ – едноосијална јакост на притисок на монолитен дел со ориентација поврзана со аголот на испитување на јакоста во однос на анизотропијата (β). Од овој агол зависи и индексот на анизотропија, опишан во поглавјето 6.

Соодветно, овие параметри се добиваат ако, наместо вредност на GSI, се замени вредноста на ARMР, според опишаните класификации во поглавјето 11, како што следи:

$$m_{b,an} = m_i \exp\left(\frac{ARMR - 100}{28 - 14D}\right)$$

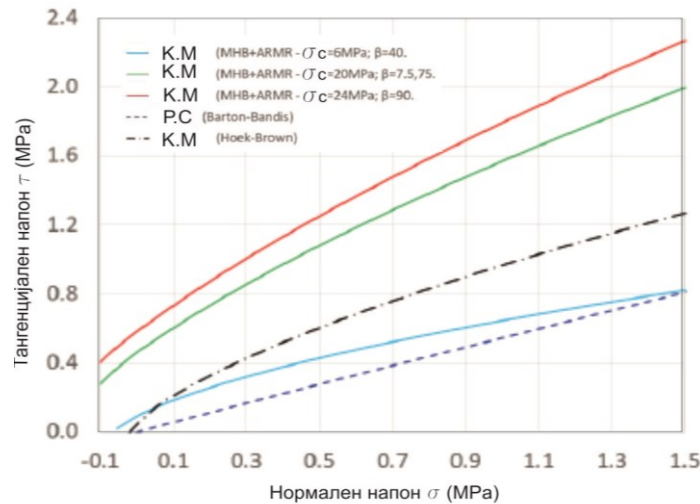
$$s_{an} = \exp\left(\frac{ARMR - 100}{9 - 3D}\right)$$

$$a = 0.5 + \frac{1}{6}\left(e^{-ARMR/15} - e^{-20/3}\right)$$

Соодветна корекција се врши и за глобалната јакост на карпата:

$$\sigma_{cm,an} = \sigma_{ci,\beta} \left(\frac{\left(m_{b,an} + 4s_{an} - a(m_{b,an} - 8s_{an})\right) \left(m_{b,an} / 4 + s_{an}\right)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \right)$$

Во овој контекст, на Сликата 13.25 е прикажан дијаграм, од каде што може да се процени како влијае аголот β при дефинирање на анизотропијата.



Слика 13.25 Процена на јакост на смолкнување за анизотропни карпести маси (К.М) од тип на глинци, добиен за различни вредности на β , со приказ и на смолкнување по рамнини на слоевитост (P.C), според моделот на Бартон и Бандис (Сароглу и Бар 2019)

Како заклучок поврзан со примената на Хек-Брауновиот критериум на лом може да се потенцира дека тој, во суштина, е нелинеарен. Во оригинална форма

се однесува на изотропна карпеста маса, каде што нема значајно влијание на долги дисконтинуитети. На ниво на карпест масив, се користи за случаи на квазихомогена карпеста маса со изедначена испуканост. Во денешницата, за негова примена се користат софтверски решенија, како што е, на пример, софтверот ROCLAB, со што се олеснува пресметката на некои параметри, кои имаат голем број членови во формулите за пресметка. Анализите укажуваат дека со доза на внимание, тој може да биде искористен и за процена на анизотропијата, при што, понекогаш, е потребна негова комбинација со други емпириски модели.

ЕМПИРИСКА МЕТОДА ЗА ПРОЦЕНА НА ЈАКОСТ НА СМОЛКНУВАЊЕ СПОРЕД БАРТОН

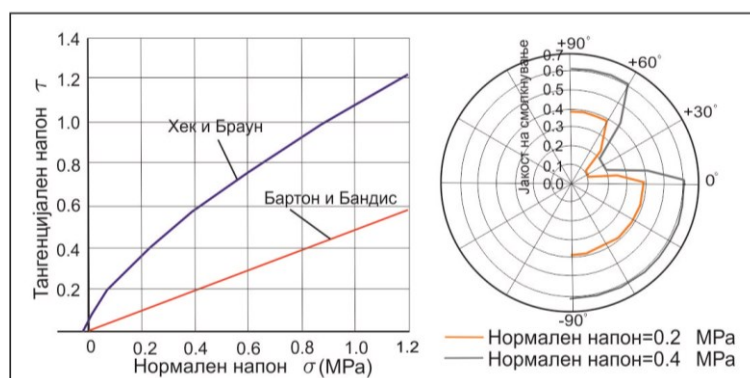
Според одредени анализи, по аналогија на кохезијата и аголот на внатрешно триење, Бартон предлага да се воведат коефициенти на триење (FC) и коефициент на кохезија (CC). Авторот предлага за пресметка да се користат следниве формули:

$$FC = \tan^{-1} \left(\frac{J_r}{J_a} \times J_w \right)$$

$$CC = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{1}{SRF} \times \frac{\sigma_c}{100}$$

Очигледна е поврзаноста на параметрите на јакост на смолкнување со параметрите што се користат како влез при дефинирање на квалитетот на карпеста маса по Q-системот (поглавје 11).

Од прикажаното е очигледно дека вредностите на јакостните параметри, добиени според разни методи, може да се корелираат, па имајќи го нивното значење во геотехниката, зависно од моделите за анализа, можат да се користат и при анализи на стабилност, со употреба на т.н. **дирекциски** модели за анализа (Слика 13.26).



Слика 13.26 Анвелопи на јакост за модели на Хек и Браун за карпеста маса (1) и на Бартон и Бандис (2) за рамнини на пукнатина (лево) и модел за одредување на анвелопи на јакост со дирекциски модели (десно) за ниво на нормален напон од 0.2 и 0.4 МПа, за рамнини на слоевитост од $30^\circ \pm 5^\circ$ (Бар 2018)

При формирање на дирекциските модели на јакост, постојат четири клучни фази и тоа:

- дефинирање на јакоста на карпест масив по некој од познатите критериуми на лом;
- дефинирање на јакоста на смолкнување по рамнините на лом, односно по главните рамнини на анизотропија;
- ориентација на рамнините на анизотропија во однос на ископот;
- дефинирање на правци во просторот, каде што е меродавна јакоста на пукнатините, при што се дефинира зона на преод од јакост на масив кон јакост на пукнатините.

Конкретно, примерот на Сликата 13.26 е поврзан за рамнини на анизотропија по слоевитост, која има паден агол од $30 \pm 5^\circ$. Јакоста на масивот е дефинирана според нелинеарниот критериум на лом на Хек и Браун, а по должините на рамнините на слоевитост – според Бартон и Бандис. Од сликата се гледа дека има големи разлики во јакоста на смолкнување на масив и по слоевитост, па зоната на преод се формира за различни нивоа на нормален напон во просторот. Зависно од падните елементи на косините и рамнините на слоевитост, се бира соодветна вредност за анализа по рамнината на лом.

ЕМПИРИСКА МЕТОДА ЗА ПРОЦЕНА НА ЈАКОСТ НА СМОЛКНУВАЊЕ ПО ПУКНАТИНИ

Во практиката, јакоста на смолкнување по должина на пукнатини често се проценува по емпирискиот критериум на лом на Бартон и Чобе (1977), односно Бартон и Бандис (1990). Според овој критериум, зависноста меѓу тангенцијаниот и нормалниот напон е нелинеарна и е дефинирана со следните основни изрази:

$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg} \left[JRC \cdot \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \varphi_r \right]$$

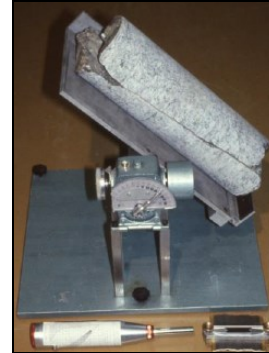
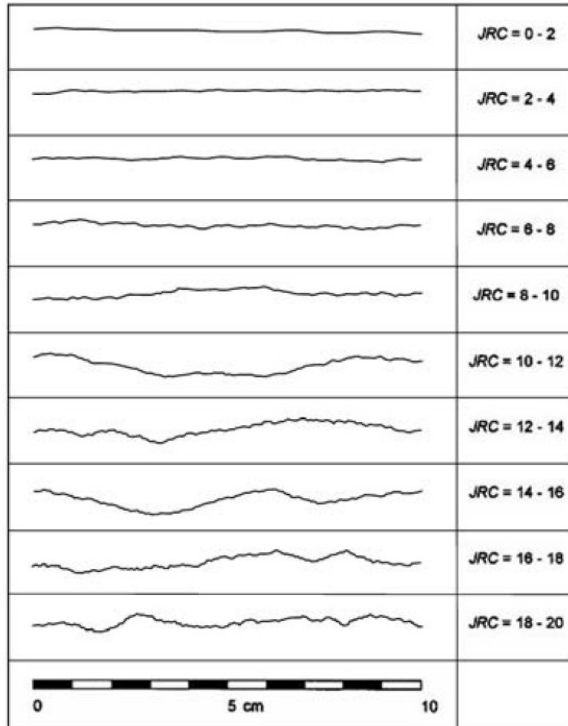
$$\varphi_r = (\varphi_b - 20) + 20(r/R)$$

Каде што е: τ – напрегање на смолкнување; σ_n – нормално напрегање; JRC – коефициент на рапавост на пукатински површини; JCS – јакост на притисок на пукнатински сидови (поглавје 5); $SHRV$ – средна вредност на отскокот на Шмитов чекан; φ_b – базичен агол на триење; φ_r – резидуален агол на триење; r – отскок на Шмитов чекан за влажни и изменети пукнатини; R – отскок на Шмитов чекан за суви и здрави пукнатини.

Според прикажаните формули се гледа дека за примена на оваа методологија е потребно познавање на т.н. коефициент на рапавост на пукнатинските површини (JRC) и базичниот агол на триење (φ_b), кои се дефинираат со релативно едноставни теренски и лабораториски мерења. На пример, коефициентот на рапавост се определува според препораките на Бартон, со помош на тестови на наклонување на примероци (т.н. tilt test) и се движи од $JRC=0$ за идеално мазни пукнатини, до $JRC=20$ за рапави и назабени пукнатини (Слика 13.27). За таа намена се користи следната формула:

$$JRC = \frac{\alpha - \phi_r}{\log_{10}(JCS / \sigma_{no})}$$

Каде што е: α – агол при кој настанува лизгање по пукнатината, при наклон на примерокот, σ_{no} – нормален напон при кој настанува лизгање, обично поради мали димензии на примерокот – многу ниска вредност.



Слика 13.27 Слика за процена на коефициентот на рапавост на пукнатините (лево) и видови тест на наклон на јадро од дупнатина и парчиња од карпа со пукнатина (десно)

Самиот метод овозможува и дефинирање на ефектот на размерот, во зависност од должината на пукнатините и нивната амплитуда на нерамнините кај пукнатините (Слика 13.29 и Слика 13.30). За корекција се користат следните формули:

$$JRC_n = JRC_o (L_n / L_o)^{-0.02 JRC_o} \quad JCS_n = JCS_o (L_n / L_o)^{-0.03 JRC_o}$$

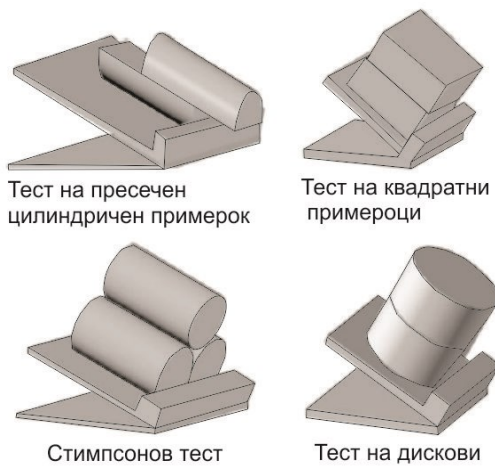
Каде што е: JRC_o – коефициент на рапавост на ниво на примерок и JCS_o – коефициент на јакост на ниво на примерок со должина L_o , JRC_n – коефициент на рапавост и JCS_n – коефициент на јакост на ниво на масив со должина L_n .

МЕХАНИКА НА КАРПИ

Првично, тестот на наклон за дефинирање на ϕ_b е предложен од Стимпсон, кој ја предложил следната формула за пресметка.

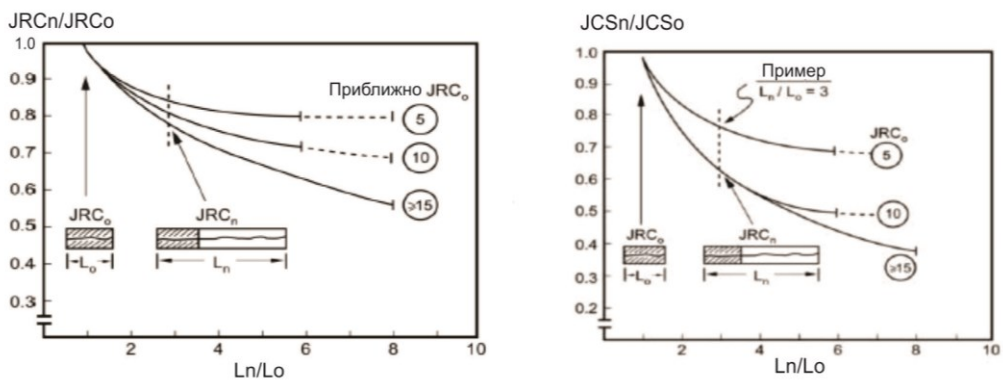
$$\phi_b = \tan^{-1} \left(\frac{2}{\sqrt{3}} \tan \beta \right)$$

Каде што β – агол при кој настанува лизгање по контактот на три мазни јадра од дупнатината (Слика 13.28)

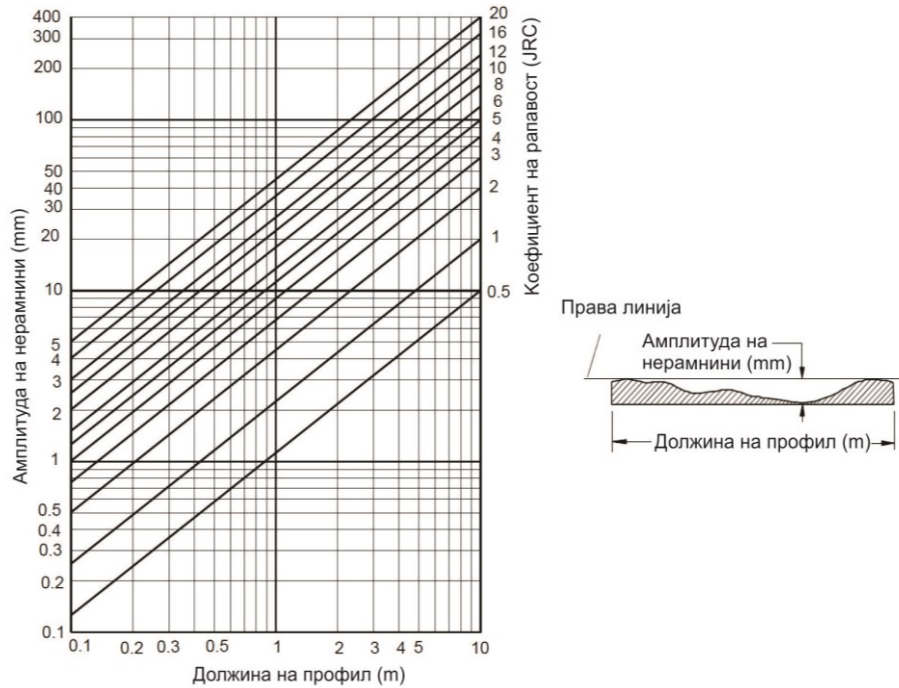


Вид на карпа	ϕ_b (°)
Амфиболит	32
Базалт	31-38
Конгломерат	35
Креда	30
Доломит	27-31
Ушкрилен гнајс	23-29
Ситнозрн гнајс	29-35
Гранит	31-35
Варовник	33-40
Порфирит	31
Песочник	25-35
Глинец	27
Алевролит	27-31
Глинен шкрилец	25-30

Слика 13.28 Слика за процена на коефициентот на рапавост на пукнатините (лево) и податоци за некои видови карпи (десно)

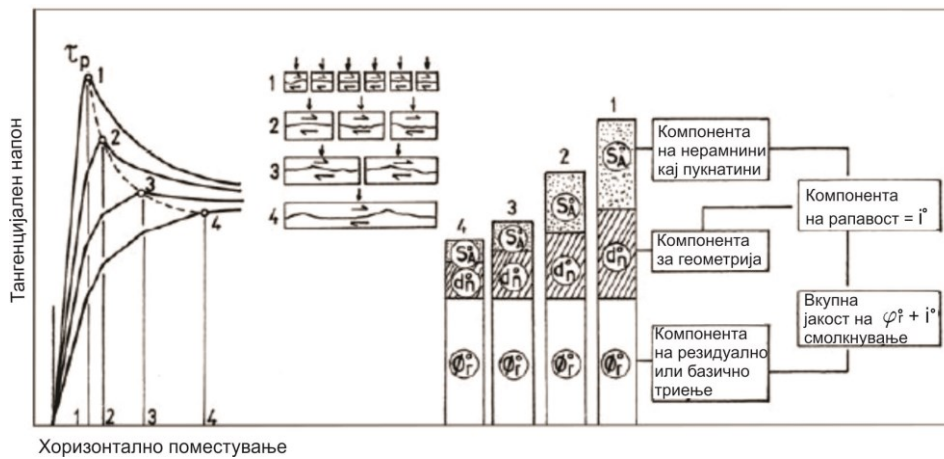


Слика 13.29 Начин на определување на JRC_n и JCS_n за пукнатини со одредена должина L_n (Бартон и Бандис 1982)



Слика 13.30 Начин на определување на JRC врз основа на мерење на амплитуда на пукнатината (Бартон и Чобе 1977)

За процена на вредностите на дилатанца (ширење) и поместување во правец на смолкнувањето, според Бартон и Бандис, постојат можности да се применат параметрите на пукнатините според начинот прикажан на Сликата 13.31.



Слика 13.31 Приказ на влијание на напонот врз смолкнувањето за различни видови непланарни пукнатини (Бартон и Бандис 1985)

На сликата се гледаат односите при вршна и резидуална јакост (τ_p кон τ_r) за различни типови криви и соодветните компоненти, кои влијаат на смолкнувањето. Очигледно е дека најдрастичните разлики се за пукнатини со рапави и со свежи површини (крива 1), додека најмали разлики се за мазни и изменети мазни пукнатини (крива 4).

Значајно е што коефициентот JRC влијае врз вршната јакост, што овозможува да се примени следна формула за пресметка на вршниот агол при смолкнување ϕ_p :

$$\phi_p = JRC \log(JCS/\sigma_n) + \phi_r$$

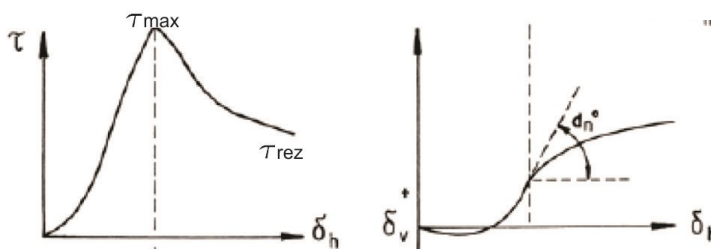
Вршната јакост се мобилизира при многу мали вредности на поместувањето u , кое најчесто изнесува околу 1% од должината на пукнатината, по која се смолкнува. Во тек на поместувањето до вредност, прво се мобилизира резидуалната вредност на аголот на триење ϕ_r , потоа и рапавоста, која, понатаму во процес на смолкнувањето поголемо од u_p , постепено се уништува, односно се намалува. Мобилизираната вредност на аголот ϕ_m при која било вредност на поместување u , зависи од големината на JRC, а се определува со следната формула:

$$\phi_m = JRC_m \log(JCS/\sigma_n) + \phi_r$$

Анализирајќи голем број резултати, Бартон и Бандис ја предлагаат следната формула за пресметка на вредноста δ_p , во релација со должината на примерокот L_n и рапавоста JRC_n .

$$\delta_p = \frac{L_n}{500} \left(\frac{JRC_n}{L_n} \right)^{0,33}$$

За дефинирање на дилатацијата на пукнатините при смолкнување се смета дека процесот започнува некаде за однос на поместувањето дефиниран како $\delta/\delta_p = 0,3$ (Слика 13. 32).



Слика 13.32 Зависност на дилатанцата (dn°) од фазата на смолкнување (Бартон и Чобе 1977)

Максималната дилатанца (ширење) се врши со доближување кон вршната јакост и се определува според следните формули:

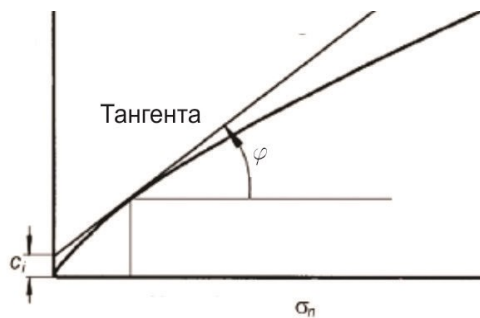
$$d_p^{\circ} = 1/2 JRC_p \cdot \log (JRC/\sigma_n)$$

$$d_p^{\circ} = \text{Arc tg}(\delta_v/\delta_h),$$

За случаи, ако пукнатината има должина L_n , тогаш претходниот израз ја добива следната форма:

$$d_{mm}^{\circ} = 1/2 JRC_{mm} \cdot \log (JCS/\sigma_n)$$

Резимирајќи ги претходно изложените анализи за овој метод, исто така може да се каже дека е многу користен за практични анализи, секако имајќи предвид дека треба внимателна процена на влезните параметри, и многу добро дефинирање на рапавоста и јакоста на пукнатините. Секако дека треба да се земе предвид и нелинеарноста, при што аголот на триење по должина на пукнатина, за определено ниво на нормален напон, најлесно се дефинира како тангента на зависноста $\tau=f(\sigma_n)$, како што е прикажано на Сликата 13. 33.



Слика 13.33 Приказ на начин на дефинирање на агол на триење и привидна кохезија со помош на повлечена тангента на кривата на зависност $\tau=f(\sigma_n)$

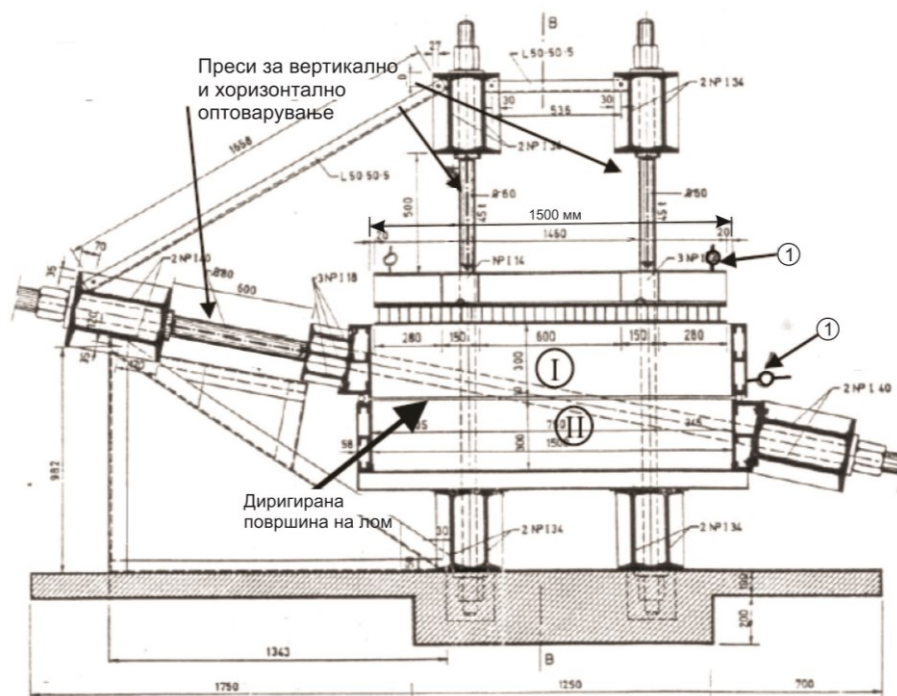
Поволноста на методот е што со одредени модификации може да се искористи за процена на јакоста на нафрлен камен, контакти на материјали и друго.

НЕКОИ ДРУГИ МЕТОДИ ЗА ДЕФИНИРАЊЕ НА ЈАКОСТ НА СМОЛКНУВАЊЕ

Многу чести проблем при проектирањето на хидротехничките објекти се дефинирањето на јакоста на смолкнување на нафрлен камен. Затоа, во рамките на ова поглавие, се прикажува постапка за дефинирање на јакост на смолкнување со употреба на апарат за директно смолнување во големи размери (Слика 13.34).

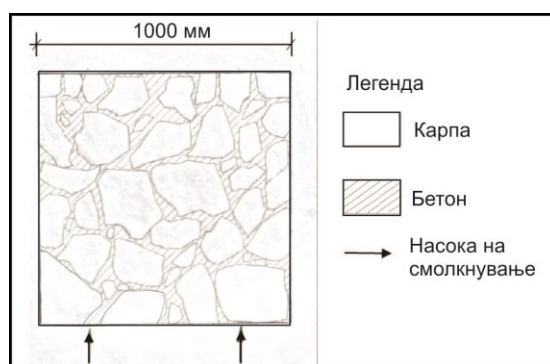
Апаратот е во оригинална конструкција на Институт „Јарослав Черни“, а во сопственост на лабораторијата за геотехника при Градежниот факултет во Скопје. Со него се извршени испитувања на камен материјал за речиси сите брани во Македонија и за голем дел објекти во опкружувањето.

Површината на смолкнување е хоризонтална и е диригирана од положбата на долната и горната рамка на апаратот.



Слика 13.34 Апарат за директно смолкнување на нафрлен грубозрнест камен (анг. rockfill): I – горна рамка, која се поместува; II – долна рамка, која е фиксна

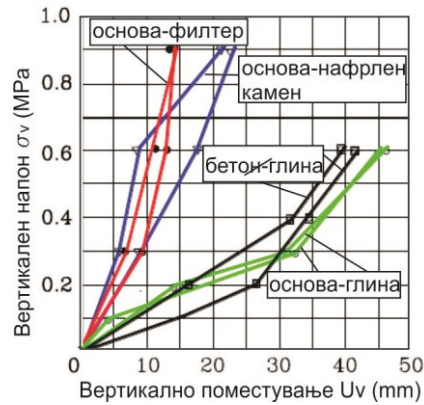
Нормалните напрегања се предизвикуваат со 4 вертикални преси, а хоризонталните напрегања – со две коси преси, поставени под агол од 11° кон хоризонталната рамнина. Апаратот, покрај својата основна намена, е искористен и за специфични испитувања на контакти на разни материјали, употребени при градба на браната Козјак, Скопско (Слика 13.35).



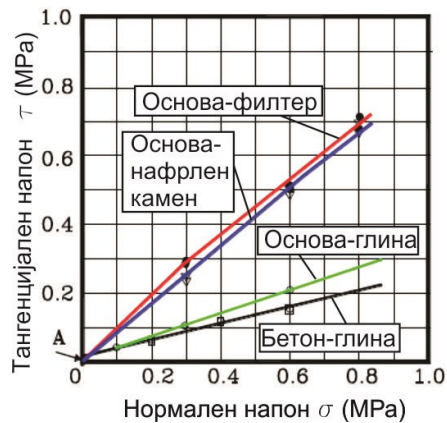
Слика 13.35 Изглед на моделирана основна карпа во долната рамка на апаратот, испитувања за потребите на градба на браната „Козјак“ (Јовановски, Гапковски, Витанов, Ѓорѓевски 2005)

Со оваа диспозиција се испитувани различни контакти, како што се: основна карпа (мермеризиран варовник) во контакт со нафрлен камен, основна карпа во контакт со филтерски материјал, основна карпа – глина и бетон-глина.

На Сликата 13.36 и на Сликата 13.37 се прикажани некои основни дијаграми од испитувањата, од каде што можат да се согледаат релативните соодноси на јакоста на смолкнување за различните контакти.



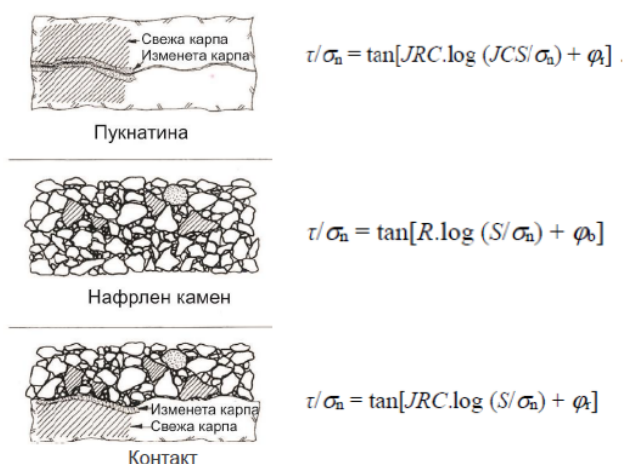
Слика 13.36 Дијаграм на зависност, нормален напон – вертикално поместување за различни контакти



Слика 13.37 Дијаграм на зависност тангенцијален – нормален напон за различни контакти

Поврзано со потребите од анализата на однесувањето на различни контакти, Бартон и Кјаерсли предложиле методологија за примена на емпирискиот критериумот на лом за пукнатини, и за случаи на контакти и на нафрлен камен.

При тоа, модификација се прави во релевантните параметри за јакоста на материјалот или во контактот (Слика 13.38). На сликата се прикажани и формулите, кои ги предлагаат авторите, за секој случај, на анализа на контактите.



Слика 13.38 Модификација на критериум на лом за пукнатина (горе) и за случај на нафрлен камен (во средина) или контакт нафрлен камен-основа, според Бартон и Кјаерсли (1981)

Релевантни параметри за пресметка за случајот од Сликата 13.38 (горе) се истите параметри од основниот критериум на лом на Бартон и Чобе. Тоа се параметрите JCS (или σ_r), JRC, аглиите на триење ϕ_i или ϕ_b за случај на изменета и свежа карпа, одвоено.

За случајот од Сликата 13.38 (средина) се релевантни јакоста на монолит на карпата S, рапавоста R на зрната, како и триењето ϕ_b .

Третиот случај Сликата 13.38 (долу) како основни ги има јакоста на монолит на карпата S и параметрот JRC, како и триењето ϕ_i .

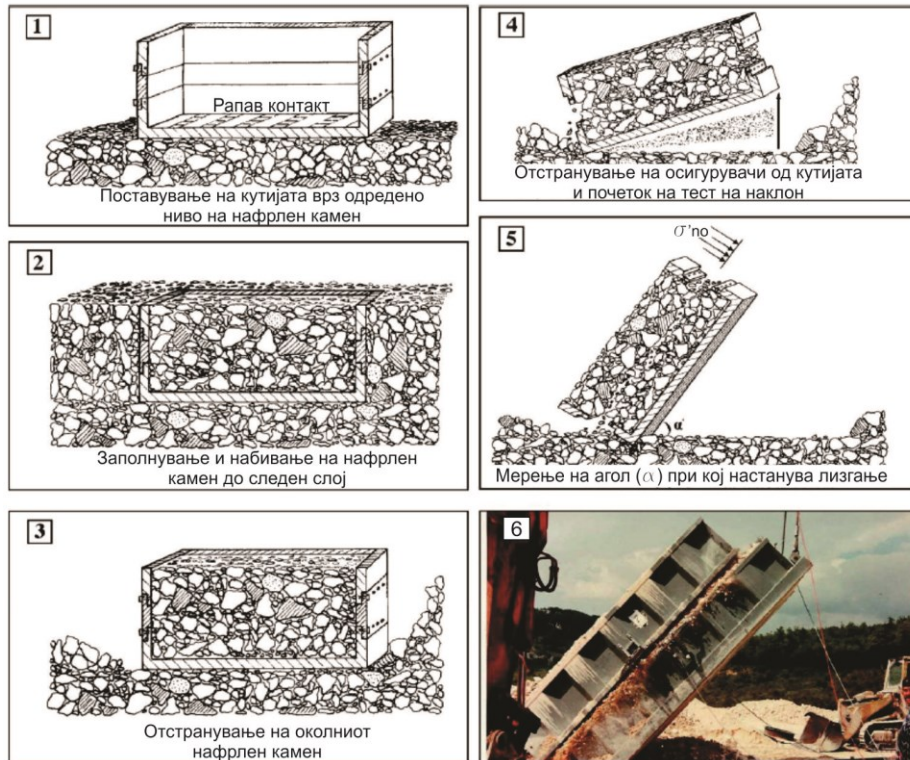
Всушност, се гледа дека модификацијата е релативно едноставна, при што за добивање на некои од параметрите, на самото место се прави специфичен тест на наклон на нафрлен камен, во голема мерка преку наклонување на две големи рамки исполнети со дробен камен со одредена гранулација (Слика 13.38).

На сликата 13.39-5 е прикажано како преку мерење на аголот на наклон α се дефинира, по повратен пат, параметрот R, кој се пресметува по следната формула:

$$R = (\alpha - \phi_b) / [\log(S/\sigma'_{no})]$$

Каде што е: σ'_{no} вредност на нормален напон при кој настанува смолкнувањето.

На контактот (спојот) на материјали со различни деформабилни параметри е очекувано да се појават диференцирани поместувања по должината на самиот контакт. Значајно е што на контактот меѓу две тела од различен материјал под дејство на тангенцијалното напрегање настанува релативно поместување. При анализа со нумерички методи е потребно познавање и на параметрите на т.н. нормална (K_n) и тангенцијалната (K_s) крутост.



Слика 13.39 Тест на наклон за нафрлен камен за една брана во Италија во кутија за наклон со димензии 5 m × 2 m × 2 m, според Бартон и Кјаерсли (1981)

За ниво на напони, при кои се јавуваат само еластични деформации на смолкнување во контактот, нормалната крутост ја има улогата на модулот на еластичност E , додека тангенцијалната крутост се поистоветува со модулот на дисторзија G , според следните изрази:

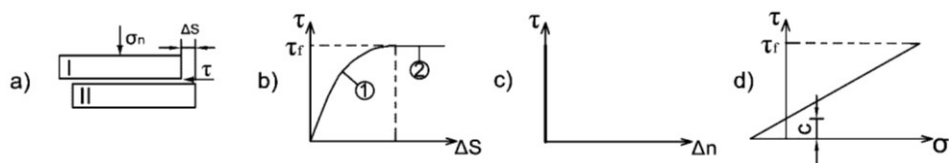
$$\sigma_n = K_n \cdot \Delta n; \quad \tau = K_s \cdot \Delta s$$

Каде што e : Δn и Δs се просечно нормално и просечно тангенцијално релативно поместување по должината на контактот.

Однесувањето на контактот е прикажано на Сликата 13.40. Контактот работи како притиснат, т.е. во него не се појавува дилатирање во нормален правец, што се симулира со задавање на многу висока вредност за K_n , вообичаено повеќепати повисока од модулот на еластичност на соседните елементи, во зависност од видот на контактната зона.

Во контактот доаѓа до лизгање кога тангенцијалното напрегање ќе ја достигне јакоста на спојот против смолкнување, односно во случај кога:

$$\tau \geq c_a + \sigma_p \tan \delta$$



Слика 13.39 Однесување на контактот меѓу различни материјали

Крутоста во овој случај има вредност нула, но при практична анализа се усвојува некоја симболично мала вредност. Во случај, пак, во спојот да дојде до затегнување, при што ја губи крутоста не само во тангенцијален туку и во нормален правец, тогаш за K_n и K_s се задава симболично мала вредност. Коefициентите на нормална и на тангенцијална крутост можат да се проценат и според Бандис и Бартон (1983), користејќи вредности за претходно прикажаните коefициенти JRC, JCS, φ_r и a_j со следните изрази:

$$K_n = -7.15 + 1.75JRC + 0.02 \left(\frac{JCS}{a_j} \right)$$

$$K_s = \frac{100}{L} \sigma_n \tan \left[JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \varphi_r \right]$$

$$a_j = \frac{JRC}{5} \left(0.2 \frac{\sigma_c}{JCS} - 0.1 \right)$$

Како завршен заклучок од ова поглавје треба да се потенцира дека постојат различни методи за дефинирање на јакоста на смолкнување, но за очекување е и во иднина да има научни и практични анализи за да се допре уште подетално во реалното однесување на карпестите маси при различни видови на оптоварување.

ПРАШАЊА ЗА ДИСКУСИЈА

- Што се подразбира под поимот јакост на карпестите маси, која од јакостите е најзначајна за механиката на карпите и зошто?
- Објаснете со кои постапки може да се дефинира јакоста на смолкнување, и коментирајте ги предностите и недостатоците на секоја од нив!
- Набројте ги теренските методи за испитување на јакоста на смолкнување на карпести маси и подетално објаснете ги методите на директно смолкнување на батерија на блокови!
- Со кои основни параметри се дефинира јакоста на смолкнување?
- Појаснете ја разликата меѓу параметрите на вршната и резидуалната јакост и која е разликата меѓу нив?
- Појаснете ја постапката за испитување на јакост на смолкнување по должината на пукнатините во Хековата ќелија!
- Објаснете ги параметрите со кои се дефинираат емпириските методи за проценка на јакоста на смолкнување според Хек – Браун и според Бартон – Чобе, со појаснување на типот на зависност меѓу нормалните и тангенцијалните напони!
- Потенцирајте некои значајни аспекти за познавање на јакоста на смолкнување на контакти на разни материјали!
- Потенцирајте некои значајни аспекти за познавање на јакоста на смолкнување на нафрлен камен!

14

РЕОЛОГИЈА НА КАРПЕСТИ МАСИ

ОПШТО

Според податоците од голем број долготрајни испитувања и набљудувања, е дојдено до сознание дека кај некои видови карпести маси деформациите можат да имаат изразен временски карактер. Ова е резултат на манифестацијата на т.н. **реолошки својства**, кои се појавуваат при промена на напонско-деформабилната состојба на карпестите маси во текот на времето. Манифестацијата на реолошките својства, генерално е поврзана со следните појави:

- ползење, односно деформирање во функција на време при константно оптоварување;
- релаксација на напоните, односно опаѓање на напонот при константна деформација;
- опаѓање на јакоста при долготрајно оптоварување и сведување на вредност на т.н трајна јакост.

Реолошките појави се присутни насекаде во природата и се манифестираат како појава на нестабилни природни падини и вештачки косини, тектонско ползење кај наборите и раседите и друго. Како резултат на реолошките појави, може да дојде до долготрајно слегнување на површината на теренот, тонење на карпестите маси при изведување на подземните работи, појава на подземен притисок, прогресивен лом кај косини и друго. Овие феномени се објаснуваат со промените на механичките својства и состојбата во карпестите маси при реолошките појави. Треба да се спомне дека реолошките појави се својствени речиси за сите видови карпи, но поизразени се во меките, мошне испуканите и распаднатите карпи, во однос на цврстите и кртите карпести маси. Во овој контекст, во согласност со анализите во поглавјата 10 и 12, кај цврстите и компактните карпи, за вообичаени случаи на оптоварувања и инженерски активности, деформациите се вршат брзо и деформациите се главно од траен карактер, а типот на лом е крт. Тие можат да се деформираат пластично, само кога надворешните оптоварувања дејствуваат долготрајно, со векови, или ако се изложени на специфични напонски состојби на големи длабини под површината на теренот, при дејство на зголемени температури и притисоци.

Деформациите кај меките карпести маси (полукаменити карпи според инженерскогеолошката терминологија), пак, се одвиваат бавно, но со значително времетраење, кое е многу подолго од времето на испитување или експлоатација на објектите. Еластичноста, јакоста и кртоста кај нив се зголемува со брзото приложување на оптоварувањата, додека при бавно оптоварување, јакоста и еластичноста се намалуваат, при што се појавуваат еластовискозни и пластични деформации дури и при константен товар, кој е понизок од граничната јакост.

Во научната и во стручната литература понекогаш има одредена нееднозначност во поглед на терминологијата и на дефиницијата на реолошките поими. Затоа, во рамките на ова поглавје, се користи следната основна

дефиниција: **Реологијата на карпите е дел од механиката на карпите, која го проучува формирањето и промената на напонско-деформабилната состојба во функција на време.**

За појавата на деформациите со текот на време, во литературата може да се сретнат термини како **течење** (анг. **flow**) или **ползење** (анг. **creep**).

За подобро да се разберат процесите, кои ги проучува реологијата, треба да се познаваат основните аспекти на механичко однесување на карпестите маси, при што, е корисно да се познаваат следните термини:

- еластично однесување, каде што напоните се поврзани со деформациите независно од времето, при што при растоварување, нема појава на трајни деформации;
- пластично однесување, при што напоните се поврзани со деформациите исто така независно од времето, но материјалот е подложен на пластични трајни деформации без пораст на напонот;
- вискозно однесување, каде што напоните се поврзани со одреден прираст на напоните со одредена вредност на т.н. коефициент на вискозност η , при што врската меѓу напоните и деформациите е $(\sigma = \eta \dot{\epsilon})$, а е резултат на дисторзија и девијаторско поле на напрегања;
- еластопластично однесување, каде што материјалот до одредено ниво на напрегање се однесува еластично, а над тоа ниво – пластично;
- вискоеластично однесување, каде што однесувањето на карпата е временски зависно, а деформациите се зависни од нивото на напонот, но и времето на негово дејство;
- вископластично однесување, кое е временски зависно, а материјалот покажува вискозно или пластично однесување, ако јакоста на материјалот е привремено надмината;
- еластовископластично однесување, слично како претходното, освен што кога јакоста не е надмината, материјалот може да покаже слаба еластичност;
- замор на материјалот, којшто се манифестира како прираст на деформациите или намалување на јакоста при циклично оптоварување.

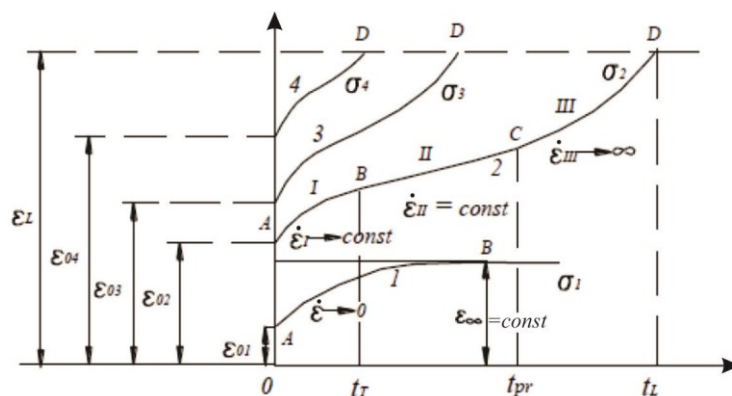
Поаѓајќи од овие основни појави, во рамките на ова поглавје, се прикажани некои основни аспекти, кои се од значење за оваа специфична дисциплина во механиката на карпите. Поголемо внимание е посветено на ползењето и на трајната јакост, додека другите елементи се опишани само во својата основа.

ОПШТО ЗА ПРОЦЕСОТ НА ПОЛЗЕЊЕ

Процесот на ползење се истражува со долготрајни испитувања на примероци на карпа или на карпестите маси во теренски услови. При тоа, основните параметри се регистрираат низ **дијаграми на ползењето и изохорни дијаграми**. Формата на дијаграмите, дури и кај ист вид карпа и други услови, пред сè, зависи од големината на напрегањето на која е таа изложена (Слика 14.1).

Овие дијаграми се основа за развивање на аналитички зависимости со кои поблиску се дефинира процесот на ползење. Од Сликата 14.1, може да се издвојат некои основни заклучоци.

На пример, се гледа дека за одредена вредност на напрегањето има појава на т.н. моментални деформации, означени со ϵ_{oi} и деформација на ползењето ϵ_t .



Слика 14.1 Дијаграми на ползење за различни нивоа на напрегања $\sigma_1 < \sigma_2 < \sigma_3 < \sigma_4$: 1 – дијаграм на пригушено ползење; 2,3,4) дијаграми на непригушено ползење; I, II, III) стадиуми на непригушено ползење; OA) моментална или истовремена деформација; AB) нестационарно ползење; BC) стационарно ползење – течење; CD) прогресивно течење со лом во точката D; $\varepsilon_{01}, \varepsilon_{02}, \varepsilon_{03}, \varepsilon_{04}$ – соодветни моментални деформации, независни од времето; ε_L – деформација при лом; ε_t – деформација со тек на времето

Од Сликата 14.1 е видно дека процесот на ползењето може да се одвива со опаѓачка и со растечка брзина, што всушност зависи од големината на предизвиканото оптоварување. Во овој контекст се разликуваат два вида на ползење: **пригушено и непригушено ползење**, кои се значајни за физичкото и за аналитичкото толкување на процесот. Двата случаи вклучуваат во себе почетна (моментална) деформација ε_0 , која практично настанува истовремено со оптоварувањето, и деформацијата, која се развива во текот на времето ε_t .

Вкупната деформација се добива како:

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \varepsilon_t$$

Како гранично оптоварување, при кое ќе се појави пригушено или непригушено ползење, може да се усвои **границата на трајната јакост** σ_∞ . Така, при оптоварувањата, кои се помали од трајната јакост, деформациите на ползењето имаат карактер на пригушување и се стабилизираат во функција на време. Стабилизирањето е побрзо доколку е помало оптоварувањето. Ова значи дека деформацијата $\dot{\varepsilon} \rightarrow 0$ а, $\varepsilon_\infty = \text{const}$. При оптоварувањата поголеми од σ_∞ , се јавува непригушено ползење, кое со времето обично прогресивно доведува до лом. Значајно е што при повисоко ниво на оптоварување ломот настанува побрзо.

Непригушеното ползење покрај моменталната деформација, во себе содржи три стадиуми:

- I дел, АВ-стадиум на **нестационарно ползење** или примарно ползење, кое има карактер на пригушување ($\dot{\varepsilon} \rightarrow \text{const}$) и се одликува со релативна голема брзина, која опаѓа со текот на времето.
- II дел, ВС-стадиум на **стационарно ползење** или секундарно ползење, каде што брзината на деформацијата достигнува минимална вредност, а

течењето се одвива со практично константна брзина ($\dot{\epsilon}_{II} \rightarrow const$). Овај стадиум обично трае најдолго и секогаш преоѓа во наредниот трет стадиум. Често пати ова течење се нарекува **вископластично течење**.

- III дел, CD-стадиум на **прогресивно течење** или терциерно ползење, во кој доаѓа до постојано зголемување на брзината ($\dot{\epsilon}_{III} \rightarrow \infty$). Овој стадиум најчесто се завршува со крт лом или поретко ломот може да има **пластичен** карактер кај полукаменити, помеките и мошне испуканите и здробените карпи. Понекогаш овај стадиум се вика и стадиум на ломот.

Од сите наведени стадиуми на непригушеното ползење – течење, најголемо практично значење има, секако, стадиумот на **стационарното течење**. Ако траењето на овај стадиум е подолго од времето на експлоатација на објектот, тогаш врз карпестите маси, кои, под дејство на оптоварувањето, се наоѓаат во стадиум на високопластично течење, може да се дозволи изградба на објекти.

Често кај карпестите маси се среќава процес на ползење, каде што деформациите растат со непрекината опаѓачка брзина, но при тоа не се стабилизираат, ами неограничено растат ($\dot{\epsilon} \rightarrow 0$; $\epsilon \rightarrow const$). Таков процес, кој понекогаш се вика **вековен**, може да се третира како **непригушено течење**, иако некои автори го третираат како пригушено ползење.

Издвојувањето на поедините стадиуми и поделбата на процесот на ползењето на пригушен и непригушен, зависи од низа фактори од кои најзначајни се времетраењето на набљудување и точноста на вршените мерења. При зголемени напрегања се намалува времетраењето на стадиумот II и побргу настапува прогресивното течење III, односно ломот. При исклучително високи напрегања (товари) стадиумот III се развива практично веднаш по оптоварувањето, така што дијаграмот на ползењето добива форма „S“.

Ова укажува дека секоја од овие деформации се развиваат само во определен временски интервал, а сумирање на деформациите се врши постепено. Поради тоа, наједноставно е општата деформација да се прикаже во вид на сума на деформациите за соодветните стадиуми:

$$\epsilon = \epsilon_0 + \epsilon_I + \epsilon_{II} + \epsilon_{III}$$

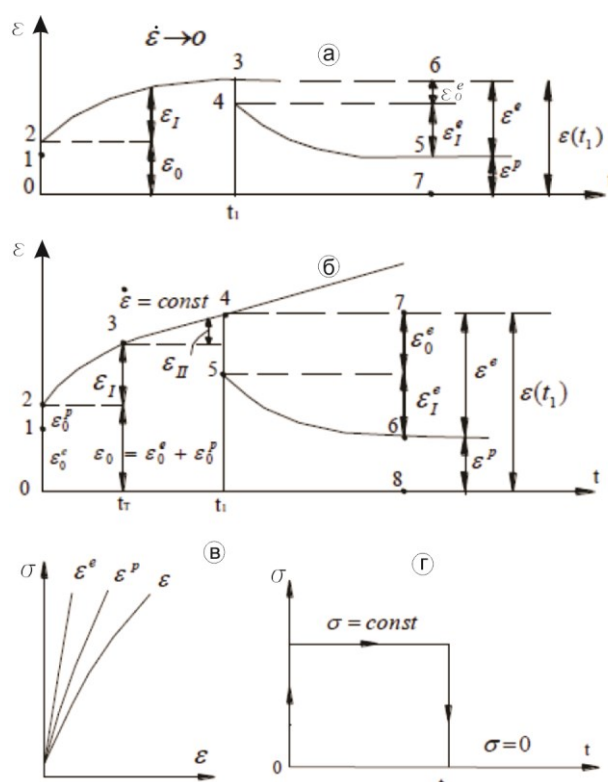
Деформацијата ϵ_0 , која условно се третира како моментна или истовремена, теоретски би требало да се развие веднаш, со брзина на звукот, бидејќи се однесува за времето $t=0$. Сепак, посебно кај теренските опити, реално таа се мери во некое конечно време, кое може да трае дел од минутата, па дури и неколку минути. Деформацијата ϵ_I се нарекува пригушена и е нестационарна, а се развива во времето $0 < t \leq t_T$, каде што t_T е време на почеток на стационарниот стадиум. Деформацијата ϵ_{II} е деформација на стационарното течење, која се развива во времето $t_T < t \leq t_{pr}$, каде што t_{pr} е време на премин во стадиум на прогресивното течење.

Деформацијата ϵ_{III} е прогресивна деформација, која се развива во времето $t_{pr} < t \leq t_L$, каде што t_L е времето на појава на ломот. Гледајќи го проблемот од инженерски аспект, не е дозволено карпестата маса до биде доведена до третиот стадиум, односно до ломот, така што за практични анализи се смета да се користи

времето на деформација само од првите два стадиуми. Ова значи дека работните оптоварувања врз карпестите маси треба да бидат до ниво каде што се предизвикуваат само деформации со карактер на пригушување. Со тоа, деформацијата ε_{III} се исклучува од формулата за пресметка за вкупната деформација. Исто така, кај процесот на пригушено ползење, деформацијата $\varepsilon_{II} = \varepsilon_{III} = 0$, така што вкупната деформација за ваков случај се добива како: $\varepsilon = \varepsilon_0 + \varepsilon_L$.

ПОВРАТНА И ТРАЈНА ДЕФОРМАЦИЈА

На Сликата 14.2 е прикажан текот на деформацијата при оптоварување и растоварување во случај на непригушено и пригушено ползење.



Слика 14.2 Дијаграми на деформација при оптоварување и растоварување во функција на време: а) пригушено ползење; б) непригушено ползење; в) дијаграм напон – деформација; г) дијаграм напон – време

Во првиот случај, почетната деформација има чисто еластичен карактер $\varepsilon_0 = \varepsilon$, така што при оптоварувањето делот 0-2 е еднаков на делот 3-4, односно 4-5 при растоварувањето.

За другиот случај почетната деформација се состои од повратен, еластичен дел ε_0^e (дел 0-1) и траен (пластичен) дел ε_0^p (дел 1-2). По растоварувањето се

воспоставува само еластичниот дел на деформацијата ε_0^e , кој исчезнува моментално.

Деформацијата ε_I (дел 2-3) се воспоставува во текот на времето, но само делумно (дел 4-5, односно дел 5-6), на која ѝ се препишува високоеластичен карактер ε_I^e , додека другиот дел (5-7 на Сликата 14.2-а и дел 6-8 на Слика 14.2-б) останува како траен – неповратен дел, на кој му се препишува пластичен карактер ε^p .

Деформациите на стационарното и прогресивното течење (стадиум II и III) имаат исклучиво пластичен карактер и наполно се неповратни: $\varepsilon_{II} = \varepsilon_{II}^p$ и $\varepsilon_{III} = \varepsilon_{III}^p$. Од точката 3 на дијаграмот (t_T на сликата) започнува високопластичното течење ε_{II}^p , така што за ваков случај трајната деформација се состои од пластична деформација $(\varepsilon_0^p + \varepsilon_I^p)$ и деформација од пластичното течење се добива како:

$$\varepsilon^p = (\varepsilon_0^p + \varepsilon_I^p) + \varepsilon_{II}^p$$

Така во изразот $\varepsilon = \varepsilon_0 + \varepsilon_I + \varepsilon_{II} + \varepsilon_{III}$, членовите ε_0 и ε_I во себе вклучуваат повратни и неповратни делови, додека членовите ε_{II} и ε_{III} само неповратни делови. На тој начин за каков било карактер на ползењето и на која било етапа на развојот на процесот, деформацијата ќе се состои од два дела: повратен ε^e и траен ε^p односно $\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p$

Бидејќи опитите на ползење по правило се изведуваат со различни оптоварувања, обично графички се добиваат фамилии на дијаграми на ползењето за различни нивоа на напрегања σ .

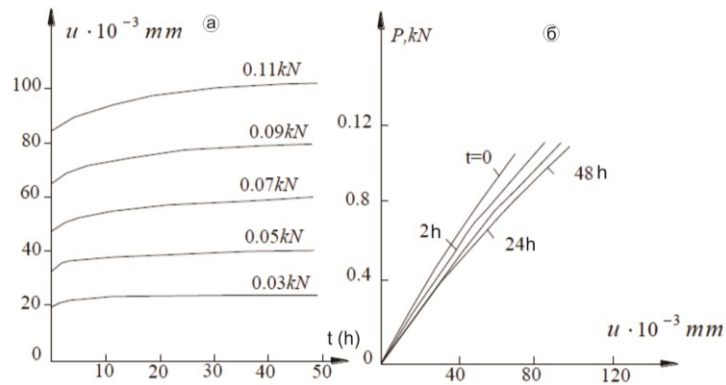
Со цел да се утврди степенот на линеарноста или нелинеарноста на процесот на ползењето се конструираат т.н. изохорни дијаграми во координатниот систем сила – деформација или напон – деформација, за различни времиња t (Слика 14.3).

За нивна конструкција се користат дијаграмите на ползењето (Слика 14.3а), што е значајно за правилно воспоставување на аналитички зависимости.

Од овие дијаграми се гледа дека изохорните дијаграми при $t=0$ се дијаграми на моменталната деформација, при $\varepsilon^t \rightarrow \infty$ тие се дијаграми на стабилизирани деформации, што е можно само во случај на пригушено ползење.

Процесот на ползење може да се одвива според линеарна или нелинеарна зависност. Степенот на линеарноста, односно нелинеарноста на процесот на ползењето е различен за разни видови карпи. Тој зависи од низа фактори, кои се карактеристични за самата карпеста маса, но и за: самиот опит, методологијата на испитувањето, мерната техника и слично.

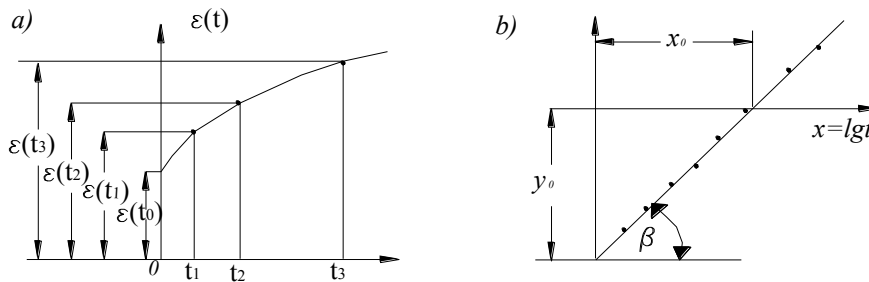
Процената на реолошките својства на карпите, според податоците од испитувањата на ползење, се состои во избор на одредена емпириската формула, т.е. на **равенка на ползењето**. Оваа равенка може да се искористи при прогноза на однесувањето на карпите во функција на времето.



Слика 14.3 а) Дијаграми на ползењето, б) изохорни дијаграми за алевролит, според Ержанов (1965): u – деформација при определена сила P и за одредено време испитување t во часови

Бидејќи мерењата на параметрите кај овие опити, обично многу трае, при изборот на соодветната равенка на ползењето обично се применува методата на трансформација на податоците во дијаграм на ползењето, којшто може да се трансформира во права линија. Обично, ако се изврши трансформација со права на две променливи X , Y по апцисата се избира логаритамска скала за претставување на времето на испитување, при што се користат следните изрази (Слика 14.4):

$$Y = a_0 + a_1 X \quad \text{и} \quad Y = \lg \frac{\varepsilon(t) - \varepsilon(0)}{\varepsilon(0)}$$



Слика 14.4 Шема за трансформација на дијаграм $y = f(x)$ и графичко определување на параметрите на ползењето по теоријата на линеарното наследно ползење: а – дијаграм на ползењето, б – апроксимација со права, каде што на оската X се користи логаритамски размер

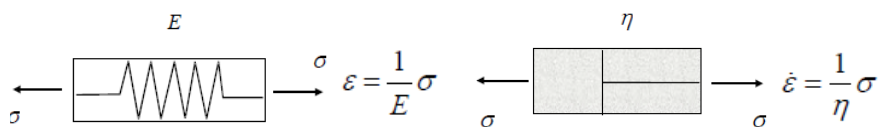
Треба да се спомне дека при изведувањето на опитите се добива големо расејување на мерените податоци, што се поврзува со: појавата на хетерогеноста, пореметувањето на природната градба на карпите, промената на својствата при земањето на примероците, сè до моментот на нивното испитување, како и со појава на грешки при самото испитување. Ова расејување е

обично во границите од 10 до 20%, што се смета како задоволително за вакви намени. Анализите се вршат обично со помош на метод на најмали квадрати, позната постапка во математичката статистика за анализа на мерени податоци.

Во практиката, овој дијаграм може да биде праволиниски или криволиниски (парабола, хипербола или некоја друга крива).

МОДЕЛИ ЗА ДЕФИНИРАЊЕ НА ПРОЦЕСОТ НА ПОЛЗЕЊЕ

Во реологијата, покрај аналитичкиот приод, е значајна и примената на моделските испитувања на реолошките својства, кои се посебно корисни за дефинирање на однесувањето на меките и на полукаменитите карпести маси. Најчесто се користат неколку реолошки модели од кои најпознати се: т.н. Максвелов модел, Келвин-Војтов модел и др. За формирање на реолошките модели, начелно се врши комбинација на некој од основните механички модели. На пример, како аналогија за линеарно-еластично тело во практиката се користи една еластична пружина (федер) со која се симулира однесување на еластично тело со помош на Хуковиот закон. За симулирање на однесувањето на вискозен флуид, пак, се користи аналогија со еден клип полн со вискозен флуид, при што деформациите се остваруваат со извлекување на клипот. Основните шеми за овие модели се прикажани на Сликата 14.5.



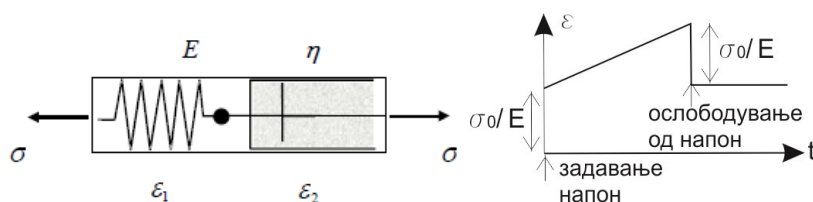
Слика 14.5 Линеарно еластичен федер за симулација на еластично однесување, според Хуковиот закон, каде што деформацијата ϵ зависи од приложениот напон σ и модулот на еластичност E (лево) и вискозен флуид или т.н. Њутнов материјал во еден клип, каде што деформацијата ϵ зависи од вискозноста на флуидот η (десно)

Доколку кај вискозен флуид се приложи брзопочетен напон σ_0 , тогаш однесувањето при ползење е прикажано на Сликата 14.6.



Слика 14.6 Приказ на крива на ползење за фаза на брзо прилагање на товар кога се забележува одреден наклон на кривата, кој е дефиниран со односот σ / η

Во практиката често се користи моделот на Максвел, каде што паралелно се вклучени еластичен и вискозен елемент (Слика 14.7).



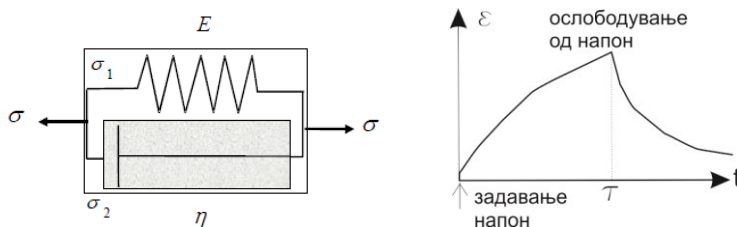
Слика 14.7 Максвелов модел, каде што еластичен федер и клип се поврзани сериски, а вкупната деформација зависи од деформацијата на федерот и на клипот за одредено ниво на оптоварување (лево) и од кривата на однесување на моделот при оптоварување и растоварување (десно)

Максвеловиот модел се дефинира со следните формули:

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E} \sigma, \quad \dot{\varepsilon}_2 = \frac{1}{\eta} \sigma, \quad \varepsilon = \varepsilon_1 + \varepsilon_2$$

$$\sigma + \frac{\eta}{E} \dot{\sigma} = \eta \dot{\varepsilon}$$

Друг често користен модел во практиката е Келвин-Војтовиот модел, каде што федерот и клипот се поврзани паралелно, при што основните односи се прикажани на Сликата 14.8.



Слика 14.8 Келвин-Војтовиот модел

Келвин-Војтовиот модел се дефинира со следните формули:

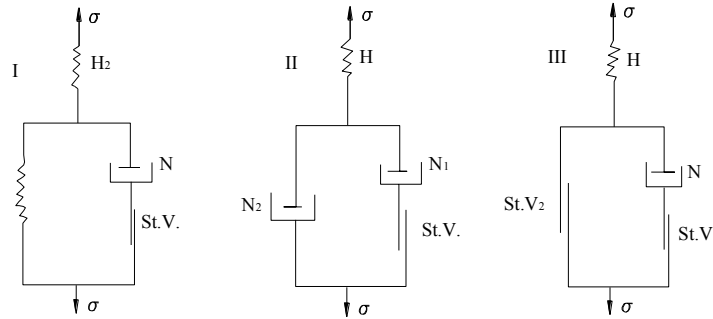
$$\varepsilon = \frac{1}{E} \sigma_1, \quad \dot{\varepsilon} = \frac{1}{\eta} \sigma_2, \quad \sigma = \sigma_1 + \sigma_2$$

$$\sigma = E\varepsilon + \eta \dot{\varepsilon}$$

Во практиката, претходните модели можат да се искombинираат и со таканаречен Сент-Венантов материјал, каде што како механичка аналогија се вметнува т.н. лизгач (анг. slider) со улога на пластичен елемент. Имајќи ги предвид прикажаните основи, на Сликата 14.9 се прикажани некои комбинации на овие модели за неколку основни видови на карпи со четири основни елементи.

Со оглед на постоење на пластичен елемент, анализата се врши во две етапи: до и по границата на пластичност. Моделот I се третира како еласто – вискозно -пластична средина, моделот II – како вискозно – еласто - пластична средина и моделот III – како пластично – еласто - вискозна средина. Моделот I до границата на пластичноста ($\sigma \leq \sigma_T$) се однесува како линеарно-еластично тело и

се нарекува уште вискоеластичен Хохенемсер-Прагеров материјал. Моделот II се однесува како Максвелово тело, а моделот III – како Хуково тело при напон $\sigma < \sigma_{T2}$.



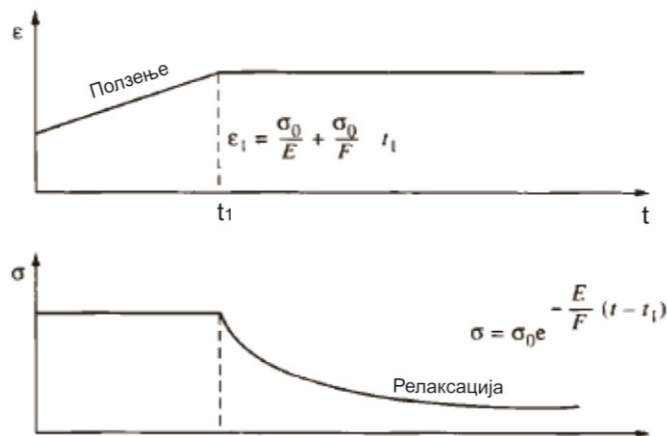
Слика 14.9 Некои реолошки модели на карпи: I – карпи со средна јакост, II – водозаситени слаби карпи, III – слаби карпи и почва

Во рамките на ова поглавје се прикажани математичките изрази за дефинирање на законот за деформација во скратена форма за моделот I, при ниво на напони $\sigma > \sigma_{T2}$ во следнава форма:

$$\sigma + \frac{E_1}{E_2} \sigma + \frac{\eta}{E_2} \dot{\sigma} = E_1 \varepsilon + \eta \dot{\varepsilon} - \eta \omega$$

Каде што E_1 и E_2 се модули на еластичност; η е коефициент на вискозности; важен за основните равенки, а $\omega = \varepsilon_T$ (деформациите и напоните се однесуваат соодветно за еластичниот, пластичниот и ε и вискозниот елемент).

Равенката на релаксација се добива од овај закон непосредно при условот $\varepsilon = \varepsilon_0 = \text{const}$, што е прикажано на Сликата 14.10.



Слика 14.10 Приказ на крива на ползење и релаксација за Максвелов модел

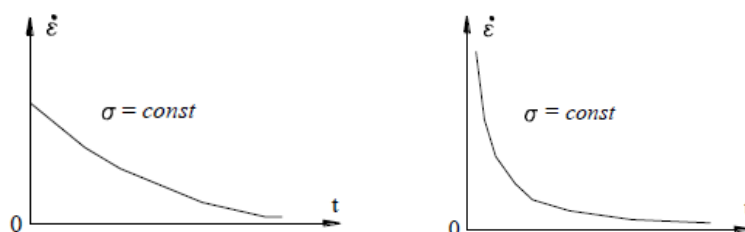
Покрај наведените основни релации, е можно формирање и на нелинеарни модели, каде што врската меѓу напоните и деформациите е изразена со следната основна равенка:

$$\sigma = E\varepsilon^n$$

Каде што е: n е некој степен, кој ја дефинира нелинеарноста.

Без сомнение, реолошките модели и теориите на течењето, денес имаат значајна примена во практиката. Тие, во квалитативна смисла, го одразуваат правилниот развој на процесот на деформирање во текот на времето, иако во квантитативен поглед тие не се совпаѓаат секогаш со резултатите од експерименталните испитувања.

Меѓутоа, директната примена на овие модели кај реалните материјали какви што се карпите особено карпестите маси, без нивна критична анализа може да не заведе и оддалечи од суштинскиот приод при решавањето на практичните проблеми. Така, и со најсложените реолошки модели не може да се опише во целост реалното деформирање на карпестите маси. Многубројните опити со различни реални материјали покажуваат дека моделските испитувања не даваат секогаш задоволително совпаѓање со вистинското однесување на овие материјали под долготрајното оптоварување (Слика 14.11).



Слика 14.11 Дијаграм на промена на брзината на деформацијата во функција на време при константно оптоварување за т.н. линеарна вискоеластичност: идеализирано вискоеластично тело (лево) и реални цврсти материјали (десно)

Претходно опишаните реолошки модели како Максвеловиот или Келвин-Војтовиот модел одразуваат само едно својство на процесот на високоеластична деформација, односно само дополнителата деформација или само релаксацијата. Од друга страна, кај реалните карпи се застапени истовремено и двата процеси. Релаксацијата тежнее кон некоја конечна вредност, а не кон нулата, како кај Максвеловиот модел.

Со воведување на посложени реолошки модели можат да се отстранат недостатоците на поедноставните модели, но според мислењето на поголем број автори, примената на покомплицираните модели води кон оддалечувањето од молекуларниот механизам на деформацијата на реалните материјали. Друга причина е променливиот карактер на реолошките параметри. Реолошките модели тргнуваат од претпоставка дека тие се константни големини во процесот на деформацијата, а напоните и деформациите се променливи големини.

Меѓутоа, кај карпите во текот на деформирањето настануваат различни промени со: пореметување на структурата, намалување или зголемување на збиеноста, пореметување на внатрешните врски и друго. Поради тоа, со реалните модели би требало да претрпат промени и реолошките параметри (E^∞, T, η и други), кои во крајна линија зависат и од апсолутната големина на деформацијата и нејзината брзина. При тоа реолошките равенки се трансформираат во равенки со променливи коефициенти (квазилинеарни равенки), а дијаграмите $\sigma - \varepsilon$ добиваат нелинеарен карактер, што во принцип е и основна карактеристика на повеќето „слаби“ карпи.

Може да се заклучи дека теориите, кои се засновани на примена на поедноставени реолошки модели, наоѓаат голема примена во практиката. Како образложение на оваа констатација се наведува дека зголемената точност на решението при земање предвид на нелинеарноста, на некој начин „се губи“ поради несигурноста при процена на почетните карактеристики на карпите и неможноста докрај да се дефинира целосно точен инженерскогеолошки модел на карпестиот масив. Исто така, не е можно точно познавање на почетната напонска состојба и на другите карактеристики на масивот, така што секоја прогноза на крајот бара своја потврда со долготрајни мерења на конструкциите, во фаза на експлоатација.

АНАЛИЗА НА ПРИГУШЕНО ПОЛЗЕЊЕ НА ПРИМЕРОЦИ ОД КАРПИ

Испитувањата за дефинирање на пригушеното ползење се правени од повеќе автори, и тоа главно на примероци на седиментните карпи. Обично, максималното траење на испитувањата изнесува до 400 дена. Анализата на изохроните дијаграми покажува дека врската меѓу напрегањата и деформациите за ваков случај е приближно линеарна. Најдобро совпаѓање со експерименталните дијаграми на ползењето дава равенка во вид на сложена експоненцијална функција. На пример, врз основа на детаљна обработка на податоците, Глушко (1981 година), ја предлага следната равенка:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma}{E} \left[1 + \frac{X}{\beta - X} \left(1 - e^{-(\beta - X)(1 - \alpha)^{1 - \alpha} t^{1 - \alpha}} \right) \right]$$

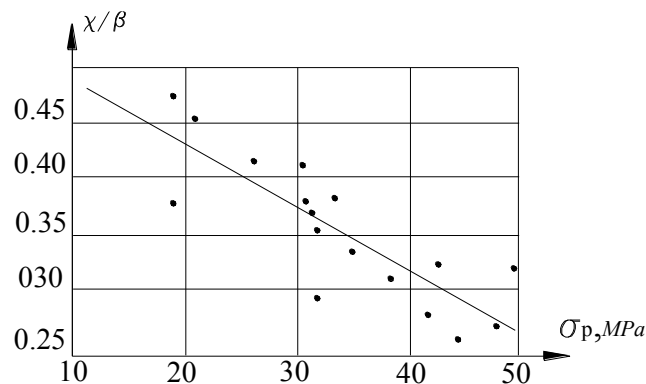
Во практиката може да се сретнат анализи и на други автори, при што е карактеристично што се појавуваат нови параметри на ползење, означени со X и β , кои, според Глушко, се определуваат според следните равенки:

$$\begin{aligned} X &= \frac{ab}{\gamma}; & \beta &= \frac{(a+1)b}{\gamma} & \gamma &= (1-\alpha)^{1-\alpha} \\ a &= \frac{\varepsilon_\infty - \varepsilon_0}{\varepsilon_0}; & b &= \frac{\ln \frac{\varepsilon_\infty - \varepsilon(t)}{\varepsilon_\infty - \varepsilon_0}}{\gamma^{1-\alpha}}; \end{aligned}$$

Во овие случаи, параметрите се определуваат ако е позната големината на т.н бесконечна деформација ε_{∞} , иако времето на испитувањето не може да оди до бескрај. Со испитувањата, генерално е утврдено дека за време на испитување од околу 60 дена се реализираат околу 80% од сите деформации на ползењето на карпите. Овај експериментален резултат е проверен со споредување на податоците од опитите и со пресметаните големини по следната равенка:

$$\varepsilon_{\infty} = \varepsilon_0 + 1.25[\varepsilon(t_{\max}) - \varepsilon_0]$$

Оваа равенка е дефинирана за карпи со гранична јакост на притисок од 15 до 150 МПа. Користејќи ги овие упростувања, во практиката се воведува нов поим, кој се нарекува **реолошки показател**, дефиниран со односот χ/β . Тој укажува на степенот на ползењето на карпите, односно на нивната реолошката осетливост. Особено е поволно што овој показател доста успешно се корелира со јакоста на притисок, каде што корелациска зависност, која се карактеризира со доста висок коефициентот на корелација еднаков 0,88 (Слика 14.12).

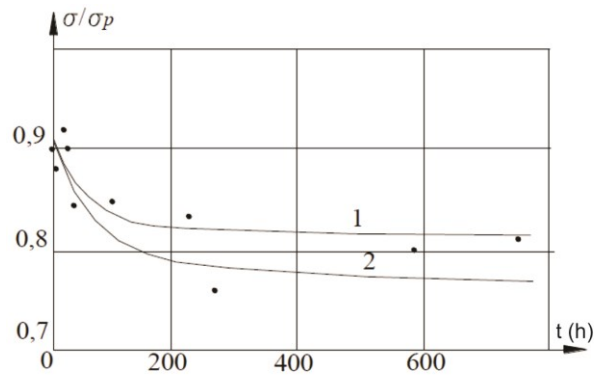


Слика 14.12 Корелациска зависност на реолошкиот показател со јакоста на притисок на карпите

Од сликата е очигледно дека има намалување на вредноста на реолошкиот показател со зголемувањето на јакоста на притисок на карпите. Испитувањата на Глушко покажале дека при оптоварување на примероците до ниво на напрегања, кое не надминува $0.6\sigma_p$, врската меѓу напрегањата и деформациите за кој било временски момент е приближно линеарна, а со зголемувањето на напоните се јавува отстапување од линеарноста.

При напони блиски до граничната јакост, дијаграмот содржи дел што е паралелен на оската на деформациите, а понатаму растат без прираст на напоните.

Така, засновано на резултатите на комплексни реолошки испитувања се конструирани дијаграми на трајната јакост на притисок во функција на време (Слика 14.13).



Слика 14.13 Експериментални вредности и дијаграми на зависност во однос трајна јакост со јакост на притисок во функција на време $\sigma/\sigma_p=f(t)$

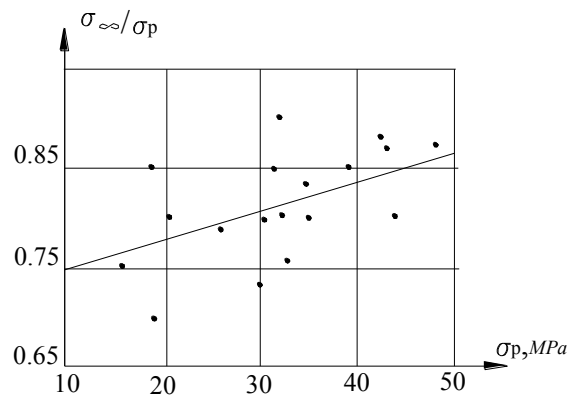
Анализата на дијаграмите на трајната јакост покажува дека тие имаат пригушен карактер и во текот на времето и овој процес се стабилизира. Хоризонталната асимптота на дијаграмот на трајната јакост ја сече оската на напонската големина, која се јавува како граница на трајната јакост што се движи во дијапазон од $\sigma/\sigma_p = 0.7 - 0.9$ (Слика 14.14). Со зголемувањето на јакоста на карпите, границата на трајната јакост се зголемува.

Како заклучок може да се каже дека појавите на ползењето и трајната јакост имаат одредена меѓусебна врска.

Граничната големина на трајната јакост може да се пресмета и според следната равенка:

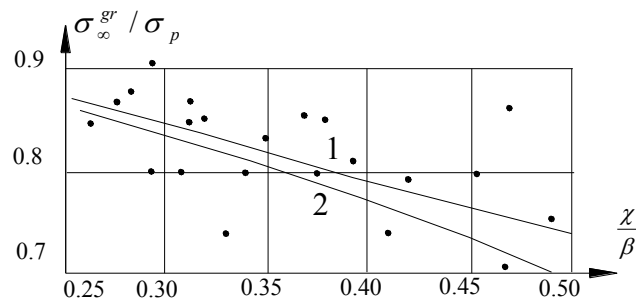
$$\sigma_{\infty}^{gr} = \sigma_p \sqrt{1 - \frac{\chi}{\beta}}$$

Од равенката се гледа дека големината σ_{∞}^{gr} зависи само од реолошкиот показател.



Слика 14.14 Корелациска зависност на границата на трајната јакост од јакост на притисок на карпите

Со зголемувањето на реолошката способност на карпите, границата на трајната јакост се намалува од $\sigma_{\infty}^{gr} = 0.87\sigma_p$ за поцврсти карпи, до $\sigma_{\infty}^{gr} = 0.6\sigma_p$ за полукаменитите карпи (Слика 14.15).



Слика 14.15 Корелациска зависност на границата на трајната јакост на притисок од реолошкиот показател

За одредени поедноставени анализи во практиката сите карпи се класифицираат според способноста за ползење. Во Табелата 14.1 се прикажани некои типични вредности на некои параметри на ползењето.

Од оваа табела се гледа дека со испитувањата се опфатени главно седиментни карпи чии физичко-механички својства, а со тоа и реолошките својства зависат од видот на цементацијата, односно од видот и степенот на извршената дијагенеза.

Сепак, ако се корелираат вредностите со коефициентот на јакоста f , според Протоцаконов, е можно да се изврши одредена прогноза и за други видови карпи каде што со f е во дијапазон од 1.5 до 10.

Резимирајќи ги прикажаните анализи, очигледно, е дека кај некои објекти појавата на временските деформации може да биде од големо значење. Бидејќи најголем дел од објектите треба да имаат век на трајност подолг од 50 години, а кај некои (на пример подземни складишта на радиоактивен отпад) трајноста на конструкциите треба да биде и до 1000 години, јасно е дека појавата на временските деформации мора да се анализира со големо внимание.

Поради бројните потешкотии за долготрајни мерења и ограничувањата на теоретските модели е јасно дека механичкото однесување на објектите и теренот мораат да се следат со методи на систематско набљудување на објектите, па врз основа на резултатите од набљудувањата би се заземале ставови дали кај некој објект е потребна некоја интервенција или целосна санација.

Табела 14.1 Класификација на карпите по реолошките својства

Категорија на карпи според ползењето	Вид на карпи	Коефициент на јакост по Протоџаконов f	Реолошки показател χ/β	Степен на ползење	Однос на трајна јакост со јакост на притисок σ_{∞}/σ_p
I	Варовници, песочници, песокливи шкрилци, алевролити со карбонатен и силициско-карбонатен цемент	>10	<0.16	Многу слаб	>0.92
II	Песочници, песокливи шкрилци и алевролити, аргилошисти	5-10	0.16-0.25	Слаб	0.92-0.87
III	Песочници, песокливо-глиновити и глинести шкрилци, алевролити со лискуновито-карбонатно-глиновито и лискуновито-глинест цемент, аргилошисти	3-5	0.25-0.40	Среден	0.87-0.77
IV	Распаднати песочници, песковито-глиновити шкрилци, глинести шкрилци, јаглено-глиновити шкрилци, глинести алевролити, аргилошисти	1.5-3	0.40-0.63	Јак	0.77-0.61
V	Глинести шкрилци, аргилошисти, збиени глини и слично	<1.5	0.63-1.00	Многу јак	<0.61

ПРАШАЊА ЗА ДИСКУСИЈА

- Што се подразбира под поимот реолошки својства и кои се основните феномени што се проучуваат во реологијата на цврсти карпи?
- Кои се основните дијаграми што се користат за да се опише процесот на ползење?
- Коментирајте ги видовите деформации од Сликата 14.2!
- Кои се основните физички модели за појаснување на процесите на ползење?
- Појаснете ги категориите според степен на ползење!
- До кое ниво се очекува да опадне трајната јакост во однос на почетната?

15

НОСИВОСТ И СЛЕГНУВАЊА КАЈ КАРПЕСТИ МАСИ

ОПШТО

Проблемите за пресметка на носивоста и слегнувањата се едни од најчестите во геотехниката. Тие се посебно значајни за почвените материјали, а во инженерската механика на карпи само во одредени случаи треба да се посвети внимание на нив.

Терминот носивост се однесува на способноста на карпестата маса да ги издржи оптоварувањата од објектот. Доколку притисокот од објектот ја надмине јакоста на карпата, може да дојде до појава на **лом** и достигнување на **граничната носивост** на подлогата (Q_{gran}). Затоа, основно правило при димензионирање на сите објекти е нивото на притисок, кој се пренесува од темелот врз подлогата, да биде во границите на некоја **дозволена носивост** (Q_{doz}). Наједноставен начин да се поврзат овие два параметри е ако, граничната носивост, се подели со одредена вредност на факторот на сигурност (F_s):

$$Q_{doz} = Q_{gran} / F_s$$

Во практиката, за најголем број случаи, посебно кај карпестите маси, се усвојува вредност на $F_s = 2 - 3$. Кај длабоки фундаменти и темели во специфични услови, понекогаш се усвојува и вредност на $F_s = 5$.

При одредено ниво на оптоварување, под темелот се појавува распределба на напоните, кои предизвикуваат појава на поместување, кое се нарекува **слегнување** и има доминантно вертикална, а послабо изразена хоризонтална компонента. Терминот слегнување (анг. **settlements**), всушност, се однесува на процес на деформирање на теренот, поврзан со влијание на оптоварувањата од конструкцијата поставена во површинските делови на теренот. Во принцип, вредностите на носивоста и слегнувањата се резултат на влијанија на две групи на фактори и тоа:

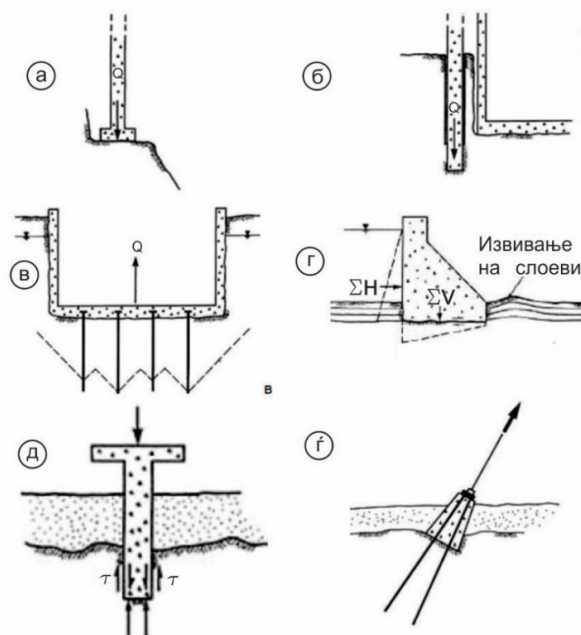
- карактеристиките на теренот, изразени во неговата градба, јакоста, влијанието на подземните води и сите својства и состојби на карпестата маса;
- карактерот и нивото на оптоварувања од објектот, димензиите на темелот, длабината на фундирање, методите и технологијата на градење.

Во инженерството се прави разлика меѓу термините слегнување и **тонење** (анг. **subsidence**). Појавите и за двата случаи имаат доминантно вертикален карактер, но тонењето е резултат на влијание на некои ископи под површина на теренот, како што се: подземни рудници, изработка на метроа, црпење на подземна вода, каверни кај карбонатни и други растворливи карпи и друго.

Имајќи ги предвид овие основни забелешки, при проектирање на објектите, кои се градат врз карпестите маси, треба да се имаат предвид следните основни правила:

- носивоста на карпестата маса треба да биде во граници да не се појават зони на лом или ползење под дејство на оптоварувањата на објектот;
- слегнувата на теренот во зона на влијание од темелите треба да бидат во зона на дозволени вредности за одредено ниво на оптоварувања, без да дојде до структурни оштетувања во конструкцијата.

Неколку основни видови фундаменти кај карпестите маси и некои посебни проблеми се прикажани на Сликата 15.1 и на Сликата 15.2.

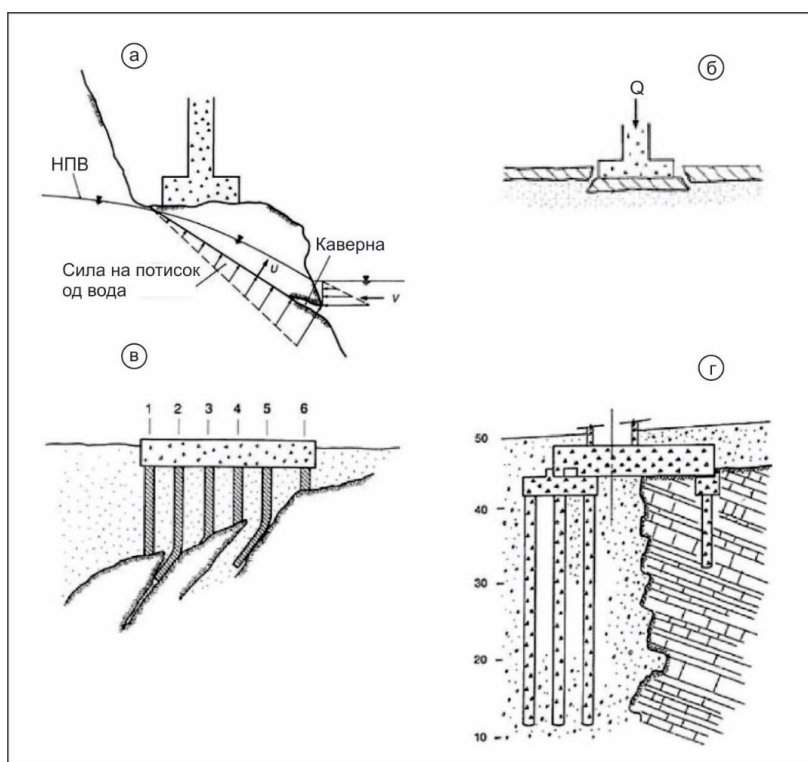


Слика 15.1 Некои случаи на темели и можни проблеми со носивоста, слегнувања и стабилноста

На Сликата 15.1-а е прикажан темел – sameц, фундиран на стрмен терен врз компактна и неиспукана карпеста маса. На сликата 15.1-б е прикажан длабок темел за пренесување на оптоварувањата подлабоко под дното на изградена темелна јама, додека на Сликата 15.1-в – темел, којшто е анкеруван длабоко, со цел да се намали потисокот од водата. На Сликата 15.1-г е прикажан специфичен случај на темел кај гравитациска бетонска брана, фундиран на карпеста маса со послаб квалитет. За ваков случај се можни слегнувања и избивање на материјал пред браната. Сликата 15.1-д е пример за длабоко фундирање врз испукана карпеста маса под подебел почвен материјал, додека на Сликата 15.1-ф е прикажан случај на темел, којшто работи на извлекување, па со цел да се обезбеди неговата функционалност се анкерисува.

Како посебни случаи, кои не се стриктно поврзани со претходните аспекти, можат да се издвојат проблемите при фундирање во растворливи карпести маси од тип на гипс и анхидрит, некои варовници, камена сол и други, каде што карпестата маса може да се раствори под влијание на подземните и

површинските води. Посебна група проблеми се можните појави на бабрење или на распаѓање на карпести маси со послаб квалитет од типот на: лапорци, вулкански туфови и др. Најсложени и најтешко предвидливи се случаи на пропаѓање на темели кај карстни зони. Посебно внимание, пак, се посветува при фундамирање на лачните брани, темели што работат на извлекување, случаи на ненадејно спуштање на нивото на подземна вода под темелот, фундамирање врз тенок слој на цврста карпа, кога под неа се наоѓа деформабилна карпеста формација, случаи на постоење на пошироки раседни зони или карстифицирани зони исполнети со глина во близина на фундаментите и друго (Слика 15.2).



Слика 15.2 Специфични случаи на фундамирање

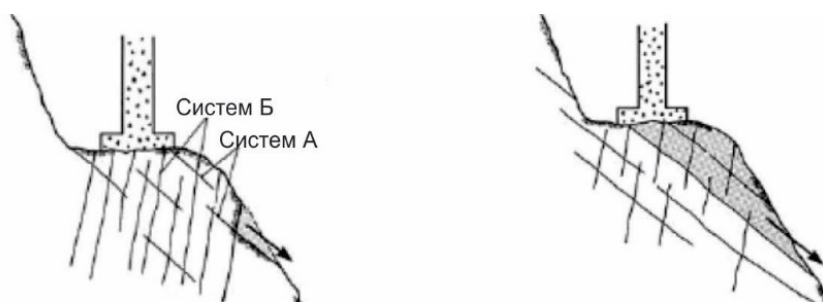
На Сликата 15.2- а е прикажан темел – самец, фундаиран на стрмен терен врз компактна и карпеста маса, под влијание на подземни и површински води, а која е склона кон растворање. Ваков случај би се појавил при фундаирање врз гипсни карпести маси. На Сликата 15.2-б, пак, е прикажан темел – самец, фундаиран врз крута карпеста маса со мала дебелина, под која се наоѓаат меки карпести маси, каде што е можен пробој на темелот. На Сликата 15.2-в и на Слика 15.2-г се прикажани случаи на фундаирање кај карстни терени, каде што е потребна многу внимателна работа, бидејќи простирањето на кавернозните зони или глиновит материјал во каверните е тешко предвидливо.

Посебен проблем е стабилноста на блокови во зона под темелите, каде што има можност за лизгање, што е посебно значајно кај темели фундирани на стрмни косини, каде што пукнатините имаат неповолна ориентација (Слика 15.3).

Сето ова е доказ дека се можни голем број фактори при анализата, што наложува секогаш потреба од внимателен пристап и комбинирање на методите, со цел да се осознае теренот и конструкцијата на оптимален начин.

НОСИВОСТ НА КАРПЕСТИТЕ МАСИ

Како што е претходно спомнато, носивоста кај цврстите карпести маси се јавува како проблем поретко, односно за димензионирање на објектите фундирани врз карпеста маса од првостепена важност е стабилноста. За да се направи разлика во пристапот на анализа, на Сликата 15.3 се прикажани случаи кои покажуваат кога треба да се посвети поголемо внимание на носивоста, а кога на стабилноста. Условно, се работи за објект со исти димензии, а карпестата маса е испукана со системи на пукнатини со исти елементи на пад, но со различна должина и различен континуитет.



Слика 15.3 Пример за темел, фундиран на косина, врз испукана карпеста маса со материјални мостови меѓу пукнатините, каде што е меродавна носивоста (лево) и карпеста маса со пукнатини со исти елементи на пад, но појава на долги неповолноориентирани пукнатини од системот А, каде што е меродавна стабилноста (десно)

Генерално кажано, носивоста треба внимателно да се анализира кај следните случаи:

- темелење врз карпести маси со исклучително слаб квалитет;
- темели на косина;
- темелење кај објекти како високи лачни брани, кои, врз подлогата, а посебно бочно пренесуваат најголеми оптоварувања.

Треба да се спомне дека притисоците на контактната површина темел – карпеста маса за објекти од високоградбата изнесуваат најчесто од 0.3 до 0.5 МПа, а поретко, кај многу високи згради, високи мостовски столбови или кај гравитациски бетонски брани, можат да достигнат до 1.5 – 2.5 МПа. Највисоките оптоварувања се карактеристични за многу високи лачни брани, каде што има случаи – да се појават притисоци на контактот и до 5 МПа.

Методите за пресметка на носивост во цврстите карпи, во некои елементи, се разликуваат од вообичаените аналитички методи во механиката на почвите, како што се методите на: Terzaghi, Brich-Hansen, Eurocode 7 и др.

Наведените методи, понекогаш можат да се искористат кај здробени карпи со мали димензии на блоковите во однос на димензиите на темелот. За ова треба да бидат задоволени ефектите на релација, прикажани во поглавје 10.

Во рамките на ова поглавје нема да се коментираат горенаведените методи, бидејќи детали за нив можат да се пронајдат во секој учебник од областа на механика на почвите. Тука ќе бидат прикажани само некои од најчесто применуваните методи во механиката на карпите, кои имаат емпириски или аналитички карактер.

МЕТОДИ ЗА ПРЕСМЕТКА НА НОСИВОСТА

ЕМПИРИСКИ МЕТОДИ

Во практиката се користат различни емпириски методи за оваа намена. На пример, според кодови што се користат во Соединетите Американски Држави (САД), се користат препораки за определување на носивоста кај нераспаднати и слабоиспукани карпи со воведување на корекциски фактори за редуцирање на дозволената носивост користејќи вредноста на показателот на испуканост RQD. Ориентациски, за процена на носивоста се користат податоци прикажани во Табелата 15.1 и на Сликата 15.4.

За ориентациона прогноза на дозволената носивост може да се искористи и класификацијата на RMR-системот (Табела 15.2 и Слика 15.5).

Сличен емпириски пристап се среќава и во Еврокод 7, каде што во Анексот Г е предложена поделба на карпестите маси во 4 (четири) основни групи (Табела 15.3). Оваа табела се користи во комбинација со дијаграми, прикажани на Сликата 15.6.

Табела 15.1 Некои карактеристични вредности за дозволена носивост

Вид материјал	Дозволена носивост за нераспаднати и масивни карпи во МПа	Дозволена носивост за испукани и изменети карпи во МПа
Цврсти магматски карпи и свежи гнајсеви	10	6
Цврсти варовници и песочници	4	3
Цементирани конгломерати	3	2
Шкрилци со низок кристалинитет	2	1
Лапорци и глинци, креда	0.75	0.40

Јакост на притисок (MPa)	100	4	8	12
	25	1	3	5
	10	0,2	1	2
RQD	25	70	90 (%)	
Ls	60	200	600 mm	

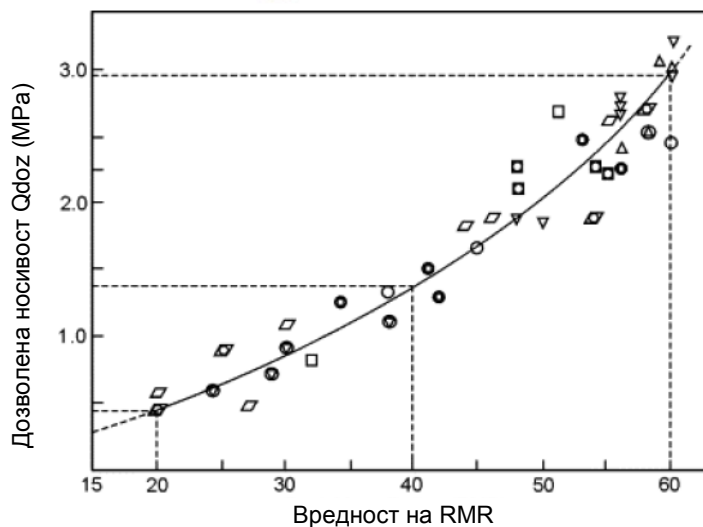
Слика 15.4 Едноставна шема за груба процена на носивоста, во зависност од јакоста на притисок и од параметрите на испуканост на карпата

Табела 15.2 Препораки за практична примена на класификацијата на Биенавски

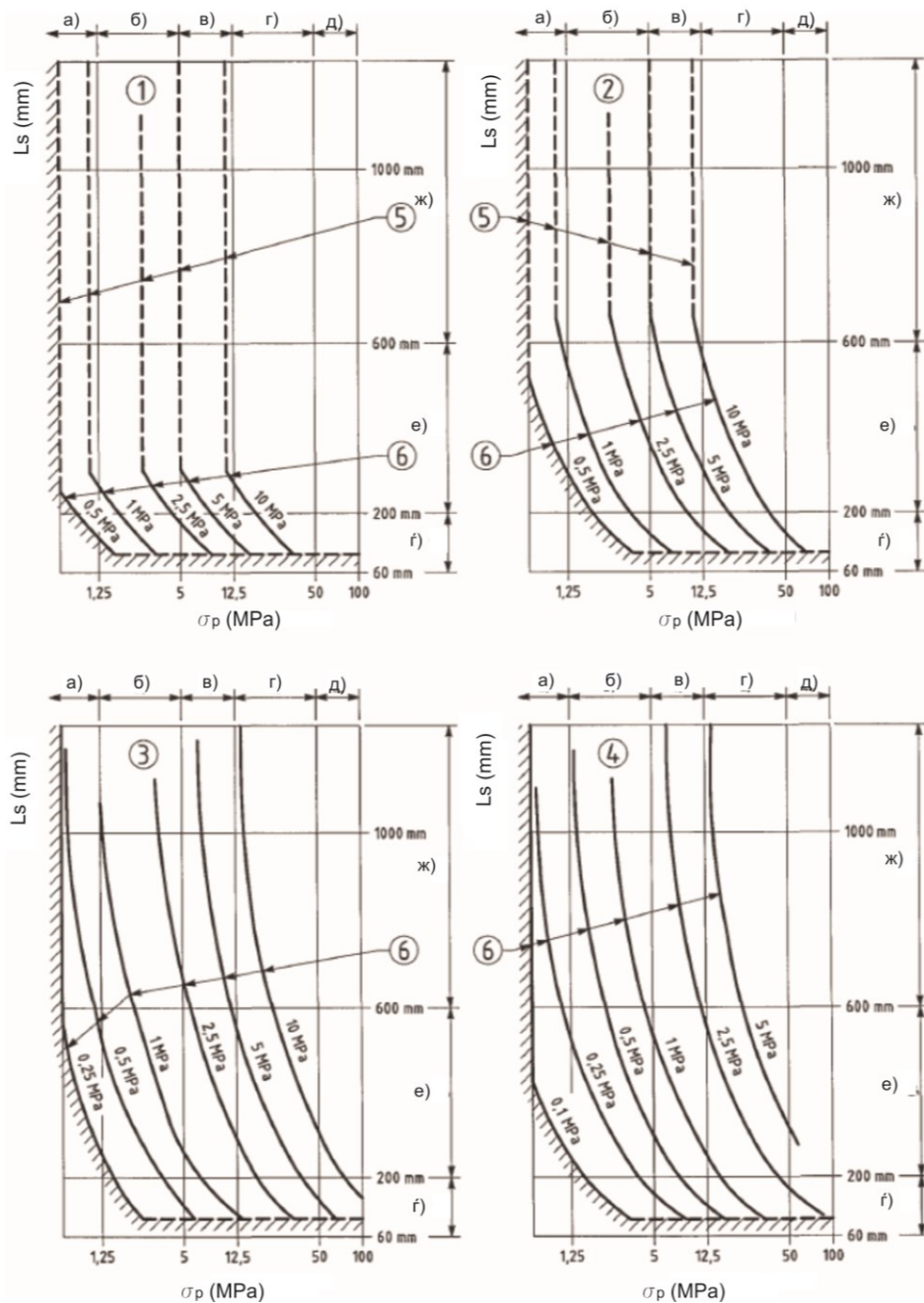
Број на класа	I	II	III	IV	V
Дозволена носивост (MPa)	10	4-6	1-2	0.5	<0.2

Табела 15.3 Групи на карпести маси според Анексот Г на Еврокод 7

Група	Вид карпи
1	Чисти варовници и доломити, карбонатни песочници со ниска порозност
2	Магматски карпи, оолитски и лапоровити варовници, доброцементирани песочници, карбонатни глинци, метаморфни карпи со повисок кристалинитет
3	Карбонатни лапорци, слабоцементирани песочници и шкрилци со низок кристалинитет
4	Слабоцементирани глинци и изменети шкрилести карпи



Слика 15.5 Емпириски метод за прогноза на дозволена носивост според вредност на RMR (Гоел и Синг, 2012)



Слика 15.6 Емпириски метод за прогноза на носивост за темели со правоаголна форма според Еврокод 7

Според Сликата 15.6 се гледа дека за секоја од групите карпи, означени со ознаки од 1 до 4 (на сликата), се врши комбинација на јакоста на притисок на карпата (во Еврокод 7, означена со *q_{gran}*) и средното растојание меѓу пукнатините. На дијаграмите ознаката б се однесува на дозволената носивост, а соодветно се користат и следните ознаки:

- а) многу слаба карпа,
- б) слаба карпа,
- в) карпа со среден квалитет,
- г) умерено цврста карпа,
- д) цврста карпа,
- ѓ) дисконтинуитети на мало растојание,
- е) средно растојание меѓу дисконтинуитети,
- ж) широко растојание.

Предложената класификација се однесува за пукнатини без изразени отвори со мек пукнатински наполнител и за порозни карпести маси како креда со порозност помала од 35%. Друга претпоставка за користење на класификацијата е дека конструкцијата може да толерира слегнувања под 0,5 % од ширината на темелите.

Доколку има поголеми слегнувања, носивоста се определува пропорционално со одредена редукција. Очигледно е дека постапката по Еврокод 7 треба да се користи внимателно, бидејќи во исти групи се класифицирани различни видови карпести маси.

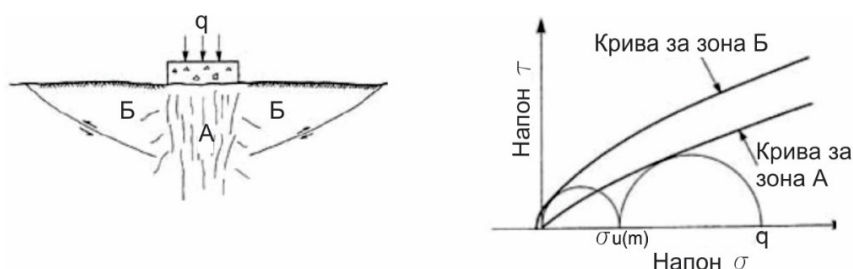
Како заклучок, може да се потенцира дека емпириските методи треба да се искористат само за груба процена на носивоста, во пониски нивоа на проектирање и кај поедноставни конструкции. При други случаи треба да се примени некоја аналитичка постапка, каде што треба да се земат предвид сите карактеристики на теренот и конструкцијата, добиени со подетални истражувања. По потреба, треба да се извршат и детални нумерички анализи за контрола на стабилноста на цел систем објект – карпеста маса.

АНАЛИТИЧКИ МЕТОДИ

При избор на методот за анализа на носивоста, се поаѓа од ставот дека карпестата маса треба да се однесува еластично при контактно напрегање, кое е пониско од граничната носивост. Во случај ако се применат зголемени оптоварувања до ниво на гранична носивост на карпата, пукнатините ќе започнат да се шират и да се формираат клинови и површини на дробење. Овие состојби можат да резултираат со појава на дилатација (ширење) на карпата и формирање на радијални пукнатини, и создавање на нестабилни клинови под темелот.

Поместувањето на таков клин може да резултира со неочекувано рушење на темелот. Ваквите состојби, за темел фундиран на површина на теренот, се илустрирани на Сликата 15.7 и на Сликата 15.8.

На Сликата 15.7 се издвоени две зони: една на намалената јакост на карпата под темелот (зона А) и зона на неиспуканата карпа (зона Б), соодветно прикажани и на Моровиот дијаграм.



Слика 15.7 Приказ на зони под темел фундиран на површина на терен, оптоварен со товар q : зона на дробење на карпа (А) под темелот која странично е ограничена со клинови од непореметена карпа (Б) (лево) и Моров дијаграм за напрегања во зоните А и Б.

Од Сликата 15.7 и од Сликата 15.8 се гледа дека карпестата маса под темелот е во состојба на триаксијална компресија со главното напрегање σ_1 , кое е еднакво на контактното напрегање (q), додека бочното главно напрегање σ_3 е еднакво на напрегањето што се јавува при спречено бочно ширење на карпата.

Максималното напрегање, кое може да го издржи карпата е едноаксијалната јакост на притисок на карпата $\sigma_{u(m)}$ во зоната Б со претпоставка дека темелот се наоѓа на површината. Овие услови се применуваат за случаи кога не постојат изразени дисконтинуитети, кои можат да формираат лом на површината на карпата.

Анализата се заснова на претпоставка дека контактот меѓу активниот и пасивниот клин е дефинирана со права линија, а параметрите за јакост на смолкнување за овие површини се дефинираат според Сликата 15.8.

При моментот на лом во темелот, двете зони се смолкнуваат истовремено и бочното главно напрегање во зоната А σ_{3A} е еднакво на главното нормално напрегање во зоната В σ_{1B} . Користејќи ги овие претпоставки, за пресметка на носивоста може да се искористи Хек-Брауновиот критериум, опишан во поглавјата 10 и 13.

$$\sigma_1 = (m\sigma_p\sigma_3 + s\sigma_p^2)^{1/2} + \sigma_3$$

Каде што е: σ_p е јакост на непореметената карпа.

Јакоста на притисок на карпестата маса изнесува:

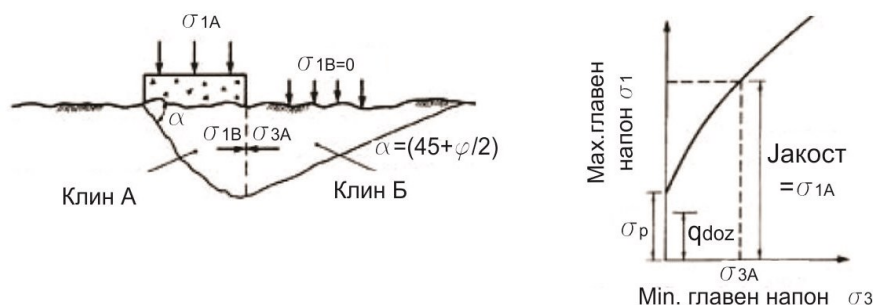
$$\sigma_{(m)} = (s\sigma_p)^{1/2}$$

Носивоста е еднаква на главното нормално напрегање во зоната А, прикажано со:

$$\sigma_1 = s^{1/2} \sigma_p [1 + (ms^{-1/2} + 1)^{1/2}]$$

Дозволената носивост е еднаква на qa , односно на јакоста на карпестата маса, а факторот на сигурност:

$$F_s = \sigma_1 A / qa$$



Слика 15.8 Дијаграми за анализа на носивост на карпеста маса: активен (А) и пасивен (Б) клин под темел (лево) и нелинеарна зависност на јакоста на капест масив за главни нормални напрегања σ_1 и σ_3 (десно)

Ако дозволената носивост се означи со q_a , јакоста на карпестата маса е еднаква на σ_{1A} , тогаш факторот на сигурност е:

$$F_s = \sigma_{1A} / q_a$$

За пресметка на дозволената носивост се воведуваат и одредени корекциски фактори, како што е C_{f1} , при што:

$$q_a = C_{f1} s^{1/2} \sigma_{u(r)} [1 + (ms^{-1/2} + 1)^{1/2}] / F_s$$

Ако имаме случај на темели, фундирани под површина на теренот, тогаш горненаведената формула се модифицира, бидејќи се зголемува напрегањето σ_{1s} како резултат на зголемување на контактното напрегање q_s нанесено на површината по следните формули:

$$q_a = C_{f1} [(m \sigma_p \sigma'_3 + s \sigma_p)^{1/2} + \sigma'_3] / F_s$$

Каде што: $\sigma'_3 = (m \sigma_p q_s + s \sigma_p^2)^{1/2} + q_s$

Факторот C_{f1} во формулата за дозволеното контактното напрегање е функција од големината и формата на темелот, а неговите вредности се прикажани во Табелата 15.4.

Табела 15.4 Корекциски вредности во функција од големините на темелите, Каде што L е должина, а B е ширина на темелот

Форма на темелот	Фактор за корекција C_{f1}	Фактор за корекција C_{f2}
Лентовиден темел (L/B > 6)	1.0	1.0
Правоаголен темел (L/B = 2)	1.12	0.9
Правоаголен темел (L/B = 5)	1.05	0.95
Квадратен темел	1.25	0.85
Кружен темел	1.2	0.7

За повеќето комбинации на оптоварувања кај карпестите маси факторот на сигурност се движи меѓу $F_s = 2 - 3$. Со оваа вредност на факторот се проценува дека постои мал ризик од слегнувања.

Според препораките на Министерството за одбрана на САД од 1982 година, факторот на сигурност 3 се користи за постојани (сопствени) товари, плус максималната вредност на корисниот товар. Ако дел од корисниот товар е привремен, како на пример од ветер или од земјотрес, тогаш факторот на сигурност ќе изнесува 2.

ПРЕСМЕТКА НА НОСИВОСТ СПОРЕД РЕШЕНИЕ НА БЕЛ

За пресметки на носивоста кај меки карпи со слабоизразена испуканост се применува решението на Бел. Овај метод ја зема предвид тежината на карпата кај активниот клин, како и влијанието на бочниот притисок од околната карпа ако темелот е длабоко фундиран под површината.

Според Бел, за дозволената носивост на лентовиден, квадратен или кружен темел, се користи следната формула:

$$q_a = C_{f1} c N_c + C_{f2} (B \gamma_r / 2) N_\gamma + \gamma D N_q / F_s$$

Каде што е: B - ширина на темелот за лентовиден или квадратен темел или дијаметар за кружен темел, γ е волуменска тежина на карпата; D – длабочина на фундирање и c е кохезија на карпестите маси.

Корекциските коефициенти C_{f1} и C_{f2} се прикажани во Табелата 15.4. Термините N_c , N_γ и N_q се коефициенти на носивост, според Ламбе и Витман (1969), а се пресметуваат според следните формули:

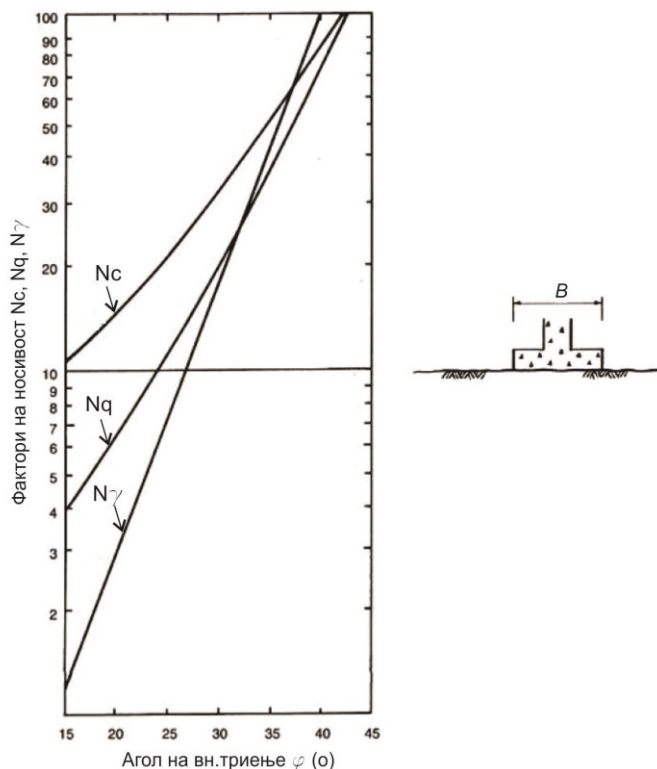
$$N_c = 2 N_\phi^{1/2} (N_\phi + 1); \quad N_\gamma = 0.5 N_\phi^{1/2} (N_\phi^2 - 1); \quad N_q = N_\phi^2$$

Каде што е: $N_\phi = \tan^2 (45 + \phi/2)$

Факторот N_c се однесува на влијанието на кохезијата, факторот N_γ – на сопствената тежината од карпата и ширината на темелот, и факторот N_q – на влијанието од оптоварувањето. Овие фактори до одредено ниво се слични како и факторите на Сликата 15.9, кои се предложени од Терцаги (1943), но има и определени разлики бидејќи се добиени преку експериментални испитувања за други материјали.

Во секој случај, добро е да се потенцира дека условите за кои може да се применат формулите за коефициентот на носивост, се следните:

- оптоварувањата се вертикални и концентрични;
- длабочината на темелење D е помала или еднаква од B ;
- градбата на карпата под темелот е хомогена до длабочина, под максимално очекуваната површина на лом;
- нивото на водата е помала отколку длабочината на површината на лом;
- карпата под темелот има јакостни карактеристики, дефинирани од аголот на внатрешно триење и кохезијата;
- триењето и атхезијата на вертикалните страни од темелот се занемаруваат.



Слика 15.9 Коефициенти за носивост за темели фундирани на хоризонтални терени

Формулата за пресметка на носивост може да се поедностави ако тежината на клинот од карпата под темелот се занемари, посебно кога темелот се наоѓа на површината ($q_s = 0$). Под овие услови, формулата се редуцира на:

$$q_a = C_{\gamma c} N_c / F_c$$

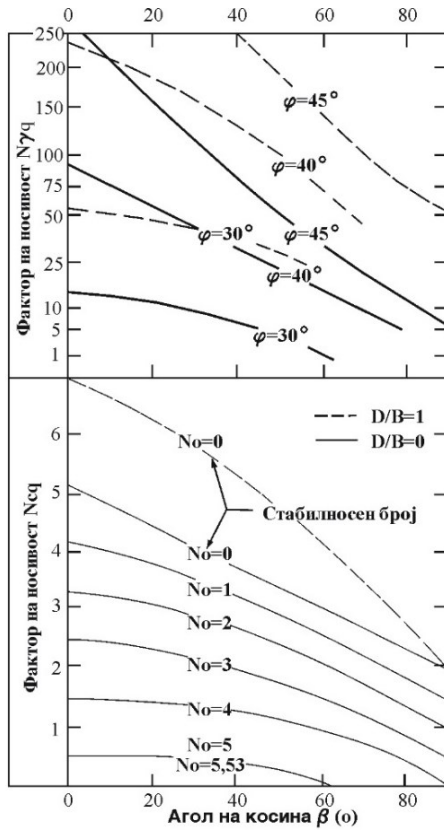
Ова е донекаде оправдано бидејќи волуменската тежина на карпата за мали длабини на фундарање нема големо влијание врз носивоста на темелот.

ПРЕСМЕТКА НА НОСИВОСТ ЗА ТЕМЕЛИ ФУНДИРАНИ НА КОСИНА

Најчесто темелењето на конструкциите во карпести маси се врши на падини, односно на коси терени. За вакви случаи е потребно да се изврши модификација на коефициентите на носивост, бидејќи помалата тежина на карпата на долната страна од темелот условува страничниот напон да има помала вредност во однос на горната страна. Ако косината е со поблаг наклон од вредноста на аголот на внатрешно триење $\varphi/2$, тогаш обично носивоста и слегнувањата зависат од оптоварување на темелот. За агли на внатрешно триење, кои се поголеми од $\varphi/2$ е потребно да се провери стабилноста, која за пострмни косини е меродавна состојба. Во практиката, за фундарање на коси терени, дозволената носивост најчесто се определува според формула предложена од Американскиот воен оддел на морнарицата:

$$q_a = C_{f1} c N_{cq} + (C_{f2} B \gamma_r / 2) N_{\gamma q} / F_s$$

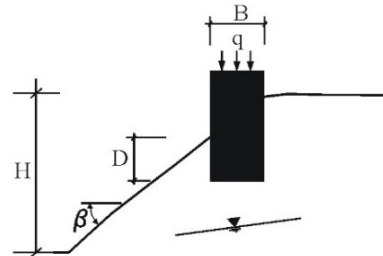
Каде што: N_{cq} и $N_{\gamma q}$ се коефициенти на носивост, кои се определуваат според Сликата 15.10, C_{f1} и C_{f2} се корекциски фактори, кои се однесуваат на димензиите на темелот и се прикажани во Табелата 15.4.



$$q_a = \frac{C_{f1} c N_{cq} + (C_{f2} B \gamma_r / 2) N_{\gamma q}}{F_s}$$

$$N_o = (\gamma H) / c$$

Тип на темел	Cf1	Cf2
Лентовиден (L/B > 6)	1,0	1,0
Правоаголен		
L/B=2	1,12	0,9
L/B=5	1,05	0,95
Квадратен	1,25	0,85
Кружен	1,2	0,7



Вредности на фактори на носивост за темели на наклонета падина (US Depth. of Navy, 1982)

Слика 15.10 Вредности на коефициенти на носивост за темели на косина (Американски оддел на морнарицата, 1982).

Вредноста на факторот на сигурност и за вакви случаи се усвојува од $F_s = 2 - 3$. Карактеристично е што во пресметката се воведува нов праметар, кој се нарекува **број на стабилност** (N_o). Од него зависи вредноста на коефициентот N_{cq} .

Параметрот N_o се определува според следната формула:

$$N_o = \gamma_r H / c$$

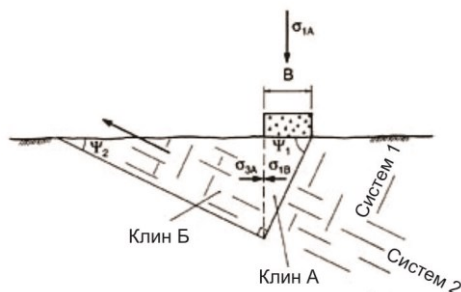
Каде што: γ_r е волуменска тежина на карпата; c е кохезија на карпата и H е висината на косината.

За примена на оваа постапка, услов е подземната вода да се наоѓа на длабочина барем еднаква на ширината на темелот под котата на фундарање. Во спротивно, се прават анализи на стабилност, каде што треба да се вклучи хидростатичкиот притисок врз темелот. За случај кога темелот се наоѓа на самиот врв од косината, тогаш дозволената носивост треба да се намали ако темелот е на растојание помало од околу шест негови ширини зад врвот од косината.

Стабилноста на темелите, кои се лоцирани блиску до врвот на косината, може да се провери со методи за анализа на стабилноста, прикажани во поглавјето 16.

ПРЕСМЕТКА НА НОСИВОСТ НА ИСПУКАНА КАРПА СО ФОРМИРАНИ ПОТЕНЦИЈАЛНО НЕСТАБИЛНИ КЛИНОВИ

Во методите за пресметка на носивост, доколу има постојни системи, кои природно формираат активни и пасивни клинови, линијата на евентуален лом се бара точно во комбинацијата на пукнатинските системи. Зависно од карактеристиките на пукнатинските системи, понекогаш меродавна може да биде јакоста на смолкнување по пукнатини, бидејќи ломот на пасивниот клин да биде по некоја од пукнатините (Слика 15.11).



Слика 15.11 Носивост на темел врз карпа со формирани потенцијално нестабилни клинови од два пукнатински системи

Според сликата се гледа дека зависно од падните агли на пукнатините со вредности ψ_1 и ψ_2 , соодветно се формираат активниот клин (А) и пасивниот клин (В).

Минималното главно напрегање σ_{3A} , кое дејствува хоризонтално на активниот клин А, може да се пресмета според формулата на Ладани и Рој (1971):

$$\sigma_{3A} = \left(\frac{\gamma B}{2 \tan \psi_1} \right) N_{\phi_2} + \left(\frac{c_2}{\tan \phi_2} \right) (N_{\phi_2} - 1)$$

Според тоа, дозволената носивост се пресметува според следната формула:

$$q_a = \frac{[\sigma_{3A} N_{\phi_1} + (c_1 / \tan \phi_1)(N_{\phi_1} - 1)]}{FS}$$

Каде што: В е ширина на темелот; ψ_1 е косината на дисконтинуитетот; c_1 , c_2 се вредноста на кохезијата по соодветните системи на пукнатини.

Коефициентите се пресметуваат според следните формули:

$$N_{\phi_1} = \tan^2 (45 + f_1/2) \text{ и } N_{\phi_2} = \tan^2 (45 + f_2/2)$$

Каде што: ϕ_1 и ϕ_2 се агли на внатрешно триење на дисконтинуитетите.

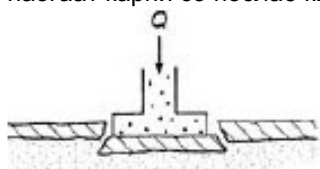
Ако се пресметува темел, кој е фундиран подлабоко во карпата, тогаш имаме случај на значајно повисока вредност на носивоста бидејќи се додава вредноста q_s , како позитивно влијание од пасивниот клин. За оваа опција, вредноста на q_s се внесува во анализа со следната модификација, а претходните формули се:

$$\sigma_{3A} = \left(q_s + \frac{\gamma B}{2} \tan \Psi_1 \right) N_{\Phi 2} + \left(\frac{c_2}{\tan \Phi_2} \right) (N_{\Phi 2} - 1)$$

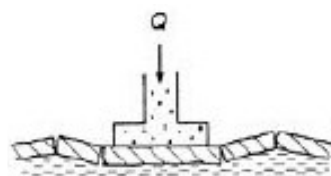
Доколку кај неповолно ориентираните клинови анализите на носивост или стабилност покажат незадоволителни резултати, тогаш карпестата маса се зајакнува со вградување на анкери или други мерки, што е прикажано во рамките на поглавјето 21.

НОСИВОСТ НА ПЛИТКОФУНДИРАНИ ТЕМЕЛИ КАЈ СЛОЕВИТИ ФОРМАЦИИ

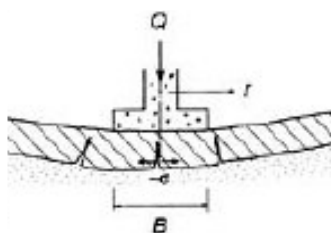
Понекогаш во практиката се среќаваат специфични случаи на фундирање врз слоевити карпести маси. Посебно се проблематични опциите кога во зона на фундаментот постојат тенки слоеви од цврсти карпести маси, а под нив се наоѓаат карпи со послаб квалитет, со пластично однесување (Слика 15.12).



Крута цврста карпа во горна зона
Деформабилна карпа во долна зона



Крута цврста карпа во горна зона
Пластична слабодеформабилна карпа во долна зона



Крута цврста карпа во горна зона со дебелина H
Деформабилна карпа во долна зона

Слика 15.12 Можни случаи на деформации кај плитко фундиран темел врз услоена формација, каде што во горната зона има крути карпи, а под нив – карпи со слаб квалитет

Однесувањето на темели, фундирани врз вакви формации, зависи од дебелината на горниот слој: Кај потенки горни слоеви може да дојде до пробивање на темелот поради лом на слојот (Слика 15.12 – горе) или до прекршување (Слика 15.12 – средина). На Сликата 15.12 – долу е прикажан карактеристичен случај на можно свивање, кога дебелината на слојот H е нешто

помала од димензиите на темелот (В). Кај сите овие случаи е карактеристично што ломот може да дојде ненадејно со појава на брзи слегнувања и лом на конструкцијата. Типот на ломот зависи од својствата на двата слоеви иако во принцип горниот слој го прима најголемиот дел од оптоварувањата. Ако односот H/B има мала вредност, зависно дали долниот слој е од порозен и од распаднат материјал (како креда) или е од условно пластичен материјал со мала стисливост (како глинec или лапорец), тогаш се можни случаите на пробивање или на прекршување. Кога односот H/B има повисока вредност, тогаш најверојатна е појавата на свивање.

За анализа на условите за пробивање, обично се зема предвид јакоста на смолкнување на горниот слој, која се множи со површината, каде што се очекува ломот. Оваа површина се усвојува да има цилиндрична форма како продукт од површината на периметарот на темелот и дебелината на горниот слој. Кога има можност за појава на свивање, како меродавна се јавува јакоста на свивање. Тогаш се врши анализа на напоните на затегнување, кои се појавуваат на долната страна на горниот слој. Според Рорк и Јанг (1970), напонот на затегнување (σ_t) во центарот на долната површина, за ваков случај, се определува според следните односи:

$$\sigma_t = \frac{6M}{H^2}, \quad M = \frac{Q}{4\pi} \left[(1 + \nu) \log_s \left(\frac{r}{r_0} \right) + 1 \right]$$

Каде што: M – максимален момент во центарот на оптоварената површина, кој се пресметува според вредноста на Q , односно според радиусот на кружна оптоварена зона од карпата, H – дебелина на слојот и ν е Поасонов коефициент на карпата.

Овие изрази важат за кружна форма оптоварена со рамномерно распределен товар Q , кој дејствува на површина со радиус еднаков на $B/2$ (Слика 15.12 – долу). Во формулата фигурира и вредност на параметрот r_0 . Тој зависи од релативните димензии на дијаметрот на оптоварената зона B и дебелината H и се пресметува за следните случаи:

Ако е $B > H$, тогаш $r_0 = B/2$:

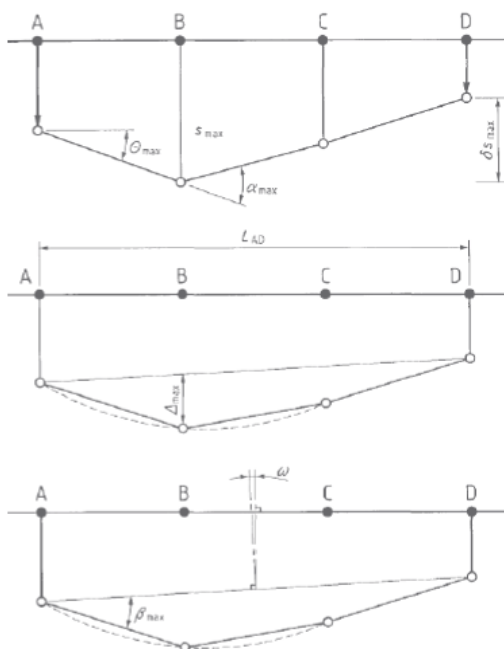
Ако $B < H$, тогаш:

$$r_0 = \left[1.6 \left(\frac{B}{2} \right)^2 + H^2 \right]^{1/2} - 0.675H$$

Како генерален заклучок, поврзано со анализите на носивост, се напоменува дека прикажаните решенија се само некои од најчесто применуваните во практиката, но се решение и за секој можен проблем. Доколку се работи за сложени конструкции и објекти, целокупната стабилност и носивост треба да се докаже со соодветни пробни оптоварувања на: темелите или конструкцијата, подетални нумерички анализи и анализи на чувствителноста на влезните параметри и сензитивноста на решенијата, пред да се донесат завршните инженерски решенија.

ОСНОВНИ НАПОМЕНИ ОКОЛУ СЛЕГНУВАЊА КАЈ КАРПЕСТИ МАСИ

Проблемот на определување на слегнувањата за определено ниво на оптоварувања е поврзан со дозволеното ниво на напон, кое се приложува врз конструкцијата. Исто така, зависи и од состојбата на карпестата маса, што посебно влијае врз начинот на распределба на напоните во длабина. Поместувањата кај темелите обично вклучуваат слегнувања со доминантно вертикален карактер. Покрај нив, можат да бидат значајни: диференцијалните слегнувања, ротации, искривување, релативна дефлексија, релативна ротација и хоризонталните поместувања (Слика 15.13).



Слика 15.13 Приказ на некои основни видови поместувања кај конструкциите прикажани за еден пресек на темел во четири точки A, B, C и D: видови слегнувања S, кои може да бидат диференцијални δ_s , ротација θ и аголна деформација α (горе); дефиниции за релативна дефлексија Δ и односот за дефлексија Δ/L (средина); и дефиниции за искривување ω и релативна ротација, т.е аголна дисторзија β (долу)

Според определените препораки од практиката, максимално прифатливите релативни ротации треба да се во одредени рамки. На пример, максимална релативна ротација или аголната дисторзија од $\beta = 1/500$ е прифатлива за најголем дел од конструкциите, додека релативната ротација со веројатност да предизвика структурни оштетувања е околу $\beta = 1/150$. Се цени дека при ротација од $\beta = 1/300$ веројатноста за појава на пукнатини кај носечките ѕидови е доста голема.

За обични конструкции со темели самци, вкупни слегнувања до 50 mm се најчесто прифатливи, а поголеми вредности од нив можат да бидат прифатливи под услов релативните ротации да останат во прифатливите граници без да дојде до значајни искривувања на конструкцијата.

Според некои анализи на хоризонтални и вертикални поместувања кај мостовски столбови, градени на автопатишта, е дојдено до сознание дека поместувањата можат да се поделат на неколку видови:

- толерантни или дозволени поместувања;
- поместувања, кои се во нетолератни граници, но кои можат да предизвикаат измени во крутоста на конструкцијата;
- нетолерантни поместувања, кои доведуваат до структурни оштетувања.

Најнеповолни за конструкциите се диференцијалните слегнувања. Односите меѓу толерантните и нетолерантите слегнувања се прикажани на Сликата 15.14.



Слика 15.14 Поделба на поместувања за процена на однесувањето на столбови и темели кај мостовски конструкции (Бозозук 1978)

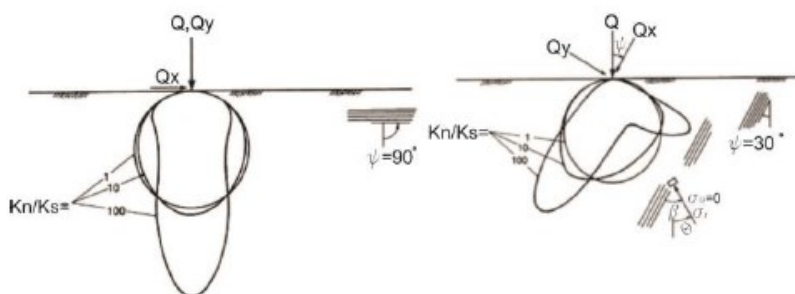
Зависно од состојбата на карпестата маса, има различни решенија за пресметка на деформациите на карпестата маса, а наједноставен е случајот за изотропна карпеста маса, кога се применува следната формула:

$$\delta v = \frac{CdqB(1 - \nu^2)}{E}$$

Каде што е: Cd - коефициент зависен од тип на темелот (Табела 15.5); B - димензија на темел (дијаметар кај кружни темели или помала димензија кај квадрати темели); Q - рамномерно распределен товар; E - модул на еластичност на карпата; ν - Поасонов коефициент.

Во стручната литература има решенија за пресметка на слегнувањата за: случаи кај слоевити карпести формации, анизотропни карпи, случаи со различни падови на пукнатински системи и др.

Неколку примери се прикажани на Сликата 15.15 и Слика 15.6.



Слика 15. 15 Распределба на т.н. меур на притисок и линии на радијални напони за услоени, ушкрилени или испукани карпести формации, со приказ на различни падни елементи на слоевите или положба на доминанти системи на пукнатини.



Слика 15. 16 Можен лом кај темел на косина по клин формиран со два пукнатински системи

Последниот прикажан случај од Сликата 15.16 може да е особено значаен кај темели за лачни бетонски брани, чија стабилност и носивост во голема мера зависи пред се од ориентацијата на пукнатинските системи во однос на резултантната сила од лакот на браната.

Табела 15.5 Вредности на фактор за крутост C_d при пресметка на слегнувања на одредена точка од оптоварена површина кај темел за еластичен полупростор (според Винтеркорн и Фенг 1975)

Форма на темел	Центар	Агол	Средина на пократка страна	Средина на подолга страна	Просек
Кружен	1.00	0.64	0.64	0.64	0.85
Кружен, круг	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79
Квадратен	1.12	0.56	0.76	0.76	0.95
Квадратен (крут)	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99
Правоаголен темел со одреден однос на должина/ширина					
1.5	1.36	0.67	0.89	0.97	1.15
2	1.52	0.76	0.98	1.12	1.30
3	1.78	0.88	1.11	1.35	1.52
5	2.10	1.05	1.27	1.68	1.83
10	2.53	1.26	1.49	2.12	2.25
100	4.00	2.00	2.20	3.60	3.70
1000	5.47	2.75	2.94	5.03	5.15
10000	6.90	3.50	3.70	6.50	6.60

За секој од наведените случаи е потребна: примена на комплицирани напонско-деформациски анализи, примена на модели на анализа кај анизотропни модели, вредности за нормална и тангенцијална крутост и други параметри, со цел да се дојде до задоволително решение кај секој конкретен случај.

ПРАШАЊА ЗА ДИСКУСИЈА

- Што се подразбира под терминот носивост на карпеста маса?
- Коментирајте ги проблемите прикажани на: Сликата 15.1, Сликата 15.2 и Сликата 15.3!
- Коментирајте ги емпириските методи за проценка на носивоста!
- Што е суштината кај методата на активен и пасивен клин и кај методата за пресметка на носивост со изразени пукнатински системи?
- Коментирајте ја методата за пресметка на носивост за темели на косина!
- Коментирајте ја Сликата 15.14!
- Која е наједноставна постапка за пресметка на слегнувањата и дали таа може да се користи кај изразито анизотропни средини?

16

СТАБИЛНОСТ НА КАРПЕСТИ МАСИ

ОПШТО

Стабилноста на природните падини и вештачките косини, е еден од најчестите проблеми во секојдневното инженерство на карпите при изведба на следните објекти:

- изведба на длабоки ископи кај сообраќајници;
- ископ кај рудници со површинска експлоатација;
- изведба на ископи за темели на мостови и вијадукти;
- изведба на длабоки ископи кај гравитациски бетонски брани;
- изведба на длабоки темелни јами;
- стабилност на падините во вештачките акумулации;
- стабилност на карпестата маса во боковите кај лачните брани;
- процена на траектории на одделни одронети блокови и др.

Според голем број примери од практиката, се покажува дека стабилноста на косините изградени од цврсти каменити или полукаменити карпести маси (понатаму карпести маси) е значително посложен проблем во однос сличните проблеми кај почвените материјали.

Во одреден период на развојот на геотехниката се мислело дека доколку се работи за инженерски работи во карпестите маси, тогаш стабилноста е загарантирана. Овој став е целосно разбиен по неколку појави на големи нестабилности во цврсти карпести маси. Најкарактеристични се појавите на лом од големи размери во акумулацискиот простор на браната „Вајонт“ во Италија (1963 година) и браната „Малпасе“ во Франција (1959 година), кои накратко се опишани во поглавјето 2. Всушност, на некој начин овие два случаи биле и пресвртница во пристапот кон анализите на стабилност во цврсти карпи.

Земајќи ги предвид констатираните штети и последиците од овие нестабилности, се дошло до заклучок дека анализата на стабилноста треба да се врши со поинаков пристап во однос на почвените материјали. Основно е дека во анализите е потребно вклучување на сите влијателни фактори, каде што е посебно значајна структурно-геолошката градба на теренот и дисконтинуалноста.

Потоа, јасно се искристализирале некои клучни ставови за пристапот при решавање на вакви проблеми и тоа:

- јакоста на монолитите од карпата е неспоредливо поголема од јакоста на смолкнување по должина на дисконтинуитетите;
- појавите на концентрацијата на напоните во одделните зони на пукнатините се доста изразени, што доведува до прогресивното опаѓање на вкупниот фактор на сигурност;
- оформувањето на моделите за пресметка бара согледување на димензионалниот однос на големината на објектот или на висината на косината, во споредба со димензиите на дисконтинуитетите, нивната густина и други карактеристики;
- експерименталното определување на јакоста на смолкнувањето по должина на дисконтинуитетите бара интерпретација на: ефектот на

размер, напонската состојба и големините на извршените деформации на смолкнувањето;

- постоењето на заостанатите напони, како и нивното ослободување доведува до појава на нови дисконтинуитети во карпестата маса;
- проблемите се појавуваат во тридимензионални статички системи, за кои се решливи поедноставните пресметковни модели;
- дејството на водата се манифестира во дисконтинуитетите, а може да добие големина и насока на дејство што зависи од нивната положба и протегање.

Имајќи ги предвид наведените специфики, во денешницата се користат поголем број постапки за анализа на стабилност кај карпестите маси. Тие треба да се прават редоследно за да се дојде до задоволително решение за секој конкретен проблем. Тоа се следните видови анализи:

- дефинирање на т.н. **кинематските** услови за лом;
- примена на теорија на блокови и дефинирање на т.н. **клучни** блокови, кои се склони кон нестабилност (анг. **key block theory**);
- избор на влезни параметри за анализа;
- анализа на стабилност со методи на гранична рамнотежа за дводимензионални и тридимензионални модели за пресметка;
- напонско-деформациски анализи;
- повратни анализи на случени нестабилности;
- други специфични анализи, како на пример: дефинирање на стабилност на бокови на лачните брани, процена на траектории на одронети блокови и др.

Кај секоја од наведените методи, во принцип, се врши комбинација на мерења на структурните елементи на пукнатинските системи, се дефинира јакоста на смолкнување, се вклучуваат други влијанија, како што се: притисок од вода, сеизмички дејства, примена на мерки за стабилизација, дополнителни оптоварувања, се применува теорија на веројатост и други постапки.

Низ еден интегриран пристап, на овој начин може да се процени што е најзначајно за секој конкретен проблем.

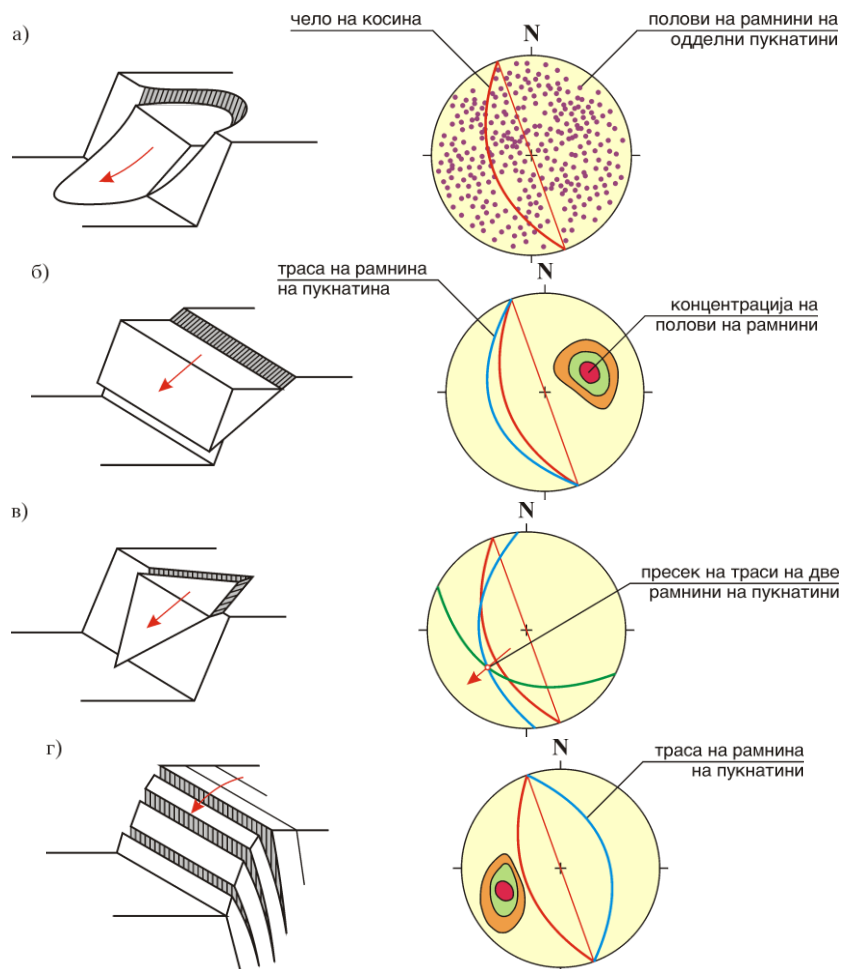
Во согласност со овие ставови, во рамките на ова поглавје, се прикажани основите за најзначајните поставки.

ОСНОВИ ЗА КИНЕМАТСКИ АНАЛИЗИ НА УСЛОВИТЕ ЗА ЛОМ

Во механиката на карпи концептот на анализа на кинематските услови за лом е од големо значење. Во реалноста, најчести се неколку основни кинематски модели на лом, прикажани на Сликата 16.1.

Со оваа анализа се дефинира можниот тип на лом и насоката на движење на евентуалните нестабилни блокови. За таа цел треба да се познаваат елементите на пад на доминантните или главните пукнатини или пукнатински системи, кои се споредуваат со елементите на пад на теренот или на ископот.

Од голема помош при овие анализи е примената на структурно-геолошките анализи со примена на стереографска проекција (Поглавје 5).



Слика 16.1 Основни кинематски типови на лом кај цврсти карпи со приказ на главните елементи на пад на стереографска проекција (според Е. Хек и Џ. В. Бреј, 1981): а) лом во многу испукани карпи во вид на ротациско смолкнување како кај почвени материјали, б) планарен или рамнински лом по должината на една пукнатина, в) клиновиден тип на лом по должината на пресекот на две пукнатини, г) лом со превртување.

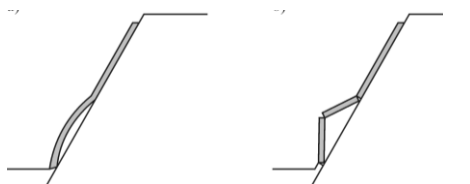
За секој од овие основни кинематски модели на лом може да се потенцира следното:

- На Сликата 16.1-а е прикажан лом низ здробена карпеста маса, каде што ломот се одвива слично како кај почвените маси по т.н. кружноцилиндрични површини;
- На Сликата 16.1-б е прикажан планарен лом (анг. plane failure) по должината на една пукнатина или еден главен систем на дисконтинуитети, кој се случува кога ориентацијата на пукнатините, рамнините на слоевитост или фолијација се со иста насока на пад како и

падот на косината, а аголот на рамнината на лом е поголем од аголот на внатрешно триење по должината на рамнината;

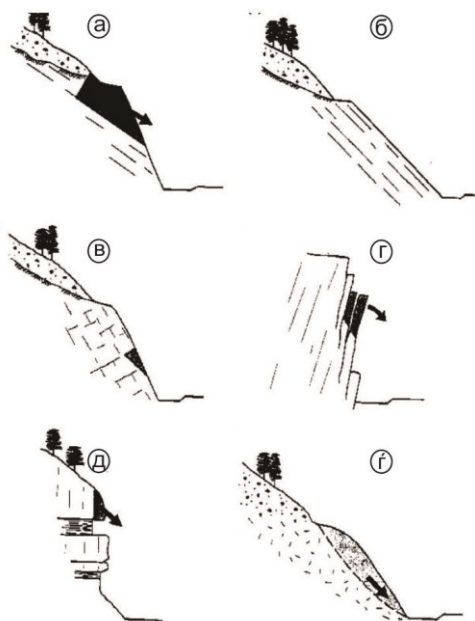
- На Сликата 16.1-в е прикажан клиновиден тип на лом (ang. wedge failure), кој се случува кога пресекот на две пукнатини, односно нивната пресечна права, исклинува на косината, има помал агол од косината, а аголот на пресечната права е поголем од триењето по должината на пукнатините;
- На Сликата 16.1-г е прикажан лом со превртување (анг. toppling failure) кога има појава на два изразени пукнатински системи со кои формираат призматични издолжени блокови, од кои главниот систем има пад спротивен од косината, но вториот пукнатински систем има пад кон косината и придонесува кон потсечување на блоковите.

Релативно поредок случај на лом е со т.н. прекршување или извивање (анг. buckling failure) кога падот на косината и пукнатините е приближно еднаков, а поради должината на блоковите е можен лом во одреден дел на косината (Слика 16.2).



Слика 16.2 Можни случаи на лом со прекршување и свивање (според Д. Џ. Каверс, 1981): странично извивање (лево) и прекршување на неколку блокови (десно)

Покрај овие основни типови лом се можни и други случаи, како што се: комбинација на тензиони пукнатини со клиновиден лом, рамнински лом во комбинација со тензиона пукнатина, отпаѓање на блокови со потсечување на помек материјал во основата, смолкнување на распаднат материјал и друго (Слика 16.3).



Слика 16.3 Приказ на некои видови на нестабилност (Вили Д. Џ и Мах Џ. Џ. В): а) потенцијално нестабилен блок со исклинување на пукнатини на површина на косината, б) стабилна косина со пукнатини со ист пад како косината, в) стабилна косина со можност за локално испаѓање на блокови, г) нестабилни блокови склони кон превртување, д) потсечен блок од цврст песочник под кој има застапени меки лапорци, кои се распаднати, е) потенцијална зона за смолкнување на распадната карпа

Некои од наведени типови на лом се прегледно илустрирани на сликите од 16.4 до 16.7, со неколку карактеристични фотоснимки.



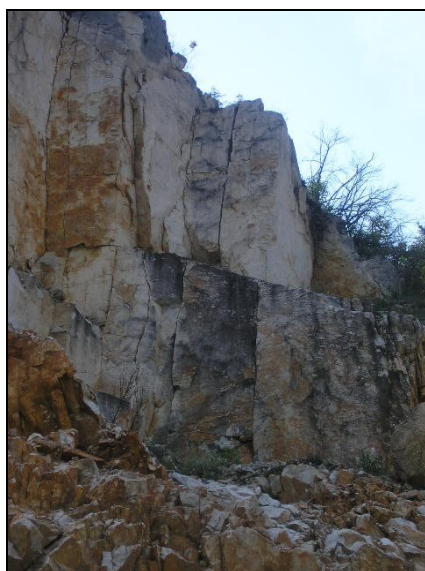
Слика 16.4 Рамнински лом кај мермери од засек на патот Здуње – М. Брод по рамнини на фолијација потсечени со тензиона пукнатина (горе лево), флишна серија склона кон рамнински лом од зона на нафтовод од Скопје до Солун (горе десно), појава на лом во флишни седименти на косина од патот Штип – Радовиш (долу лево и десно)



Слика 16.5 Клиновиден лом на косина од патот браната „Кнежево“ во комбинација на тензиона пукнатина во врвот на косината и две пукнатини (лево) и на патот Здуње – Македонски Брод (десно)

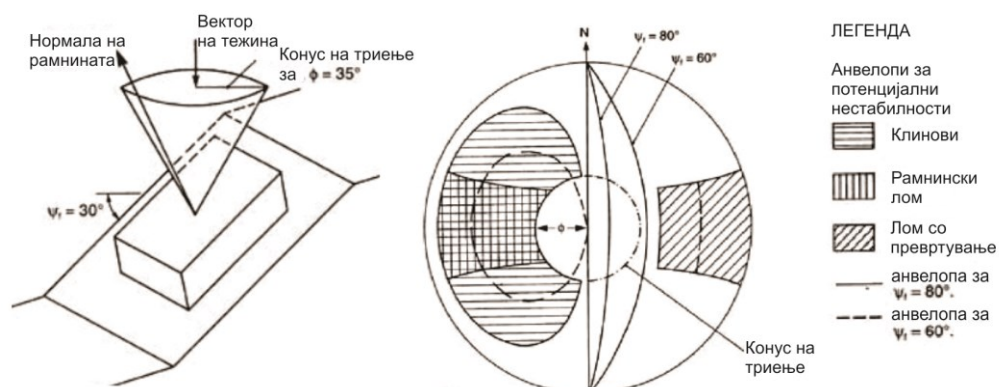


Слика 16.6 Косина од засек на автопатот за обиколницата на Скопје, во песочници и лапорци со класични предуслови за лом со свивање (buckling failure) (лево) и кинематски предуслови за лом со прекршување на косина од рудникот "Ржаново", Кавадаречко (десно)



Слика 16.7 Косина на пристапниот пат за браната „Света Петка“ со предуслови за лом со превртување (лево) и потенцијално нестабилни блокови, формирани од три системи на пукнатини на патот Росоман – Прилеп на превој Плетвар (десно).

Како резиме поврзано со дефинирање на кинематските услови за лом, на Сликата 16.8 е прикажан концепт на т.н. конус на триење, кој се комбинира со кинематските услови за лом преку конструкција на т.н. анVELOПИ за појава на потенцијална нестабилност.



Слика 16.8 Комбинирање на концептот на кинематска анализа со примена на концепт на конус на триење: илустрација на концепт на конус на триење преку еден блок со одредена тежина поставен на наклонета рамнина со агол од 30° и агол на триење од 35° (лево) и приказ на стереографска проекција на концептот во комбинација со рамнини на пукнатини и т.н. анVELOПИ за појава на клинови, рамнински ломови и појава на превртување (десно)

Може да се заклучи дека кинематските анализи се корисна алатка за првично запознавање со условите за појава на нестабилност, која понатаму служи како основа за примена на некоја техника за пресметка на стабилноста со теорија на блокови, аналитички или нумерички методи.

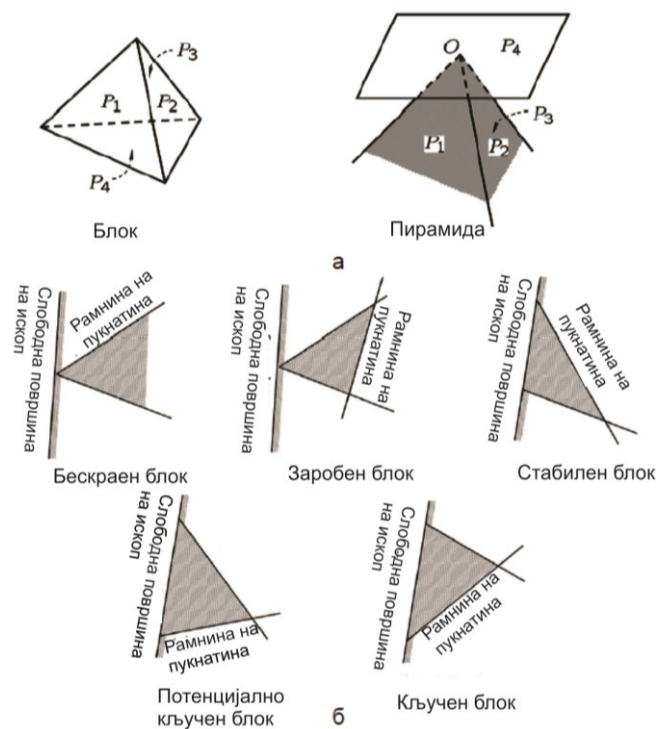
ОСНОВИ НА ТЕОРИЈАТА НА БЛОКОВИ, ПРИМЕНЕТА ЗА КОСИНИ

Како логична целина со идејата за дефинирање на кинематските услови за лом, од страна на Гудман и Ши (1985), како и Гудман (1995), се поставени основите на т.н. **теорија на блокови**. Основата на оваа метода лежи во фактот што постојните дисконтинуитети можат да формираат блокови со различни форми, при што е значајно што сите формирани блокови не се од исто значење за стабилноста. Теоријата на блокови има примена за случаи на ископ во цврсти карпи во подземјето, кај косините, при анализа на стабилноста на подлогата кај бетонските брани и слично.

Предуслов за примена на теоријата е дека самите блокови се крути и недеформабилни тела, кои се поместуваат по пукнатините и кои се претпоставуваат дека се идеално рамни.

Основната цел е да се дефинира која комбинација на дисконтинуитети формира т.н. **клучен блок** (ang. **key block**), кој се смета како критичен за појава и развој на нестабилноста. При анализите, обично се издвојуваат неколку вида блокови, кои се разгледуваат во однос на некоја отворена слободна површина, која е обично рамнината на некоја косина, површина на отворен ископ во подземје, низводна слободна косина кај гравитациски бетонски брани и слично.

Основните видови блокови се прикажани на Сликата 16.9.



Слика 16.9 Приказ на основни видови блокови: а) **блок** како тело формирано од рамнини на конкретни пукнатини во еден полупростор со свои димензии и форма на **пирамида**: пресек на полупростор и блок доведен во почеток на некој координатен систем; б) Приказ на основните видови блокови, формирани од пукнатински системи и слободна рамнина на некој ископ.

Од Сликата се гледа дека блоковите можат да се поделат на следниот начин:

- **бескраен** блок, каде што пукнатините формираат блок, кој не е оконтурен од едната страна и кој нема можност да се помести;
- **конечен** блок, кој за разлика од претходниот, е потсечен со друга пукнатина, а може да биде блок, кој, при одредени услови, не може да биде групиран во некој од наредните видови;
- блок што не може да се помести (**заробен** блок) е оној блок што има заострена форма кон слободната рамнина, но не може да испадне од карпестата маса;
- блок што може да се помести нема заострена форма кон слободната страна на ископот и се нарекува **конечен блок**;
- **стабилен** блок – дури и за случај да нема никакво триење по страните на блокот;
- **потенцијален клучен** блок – стабилен, со задоволителна вредност на агол на триење, но може да биде потенцијално нестабилен;
- **клучен блок**, кој може да се смолкне под дејство само на гравитација, без никакви дополнителни оптоварувања и кој треба соодветно да се стабилизира за да не дојде до негова нестабилност.

Доколку клучниот блок не се стабилизира, односно доколку испадне од ископот, тоа може да биде иницијална состојба за натамошно поместување на другите блокови и појава на поголеми рушења. (види Слика 16.12)

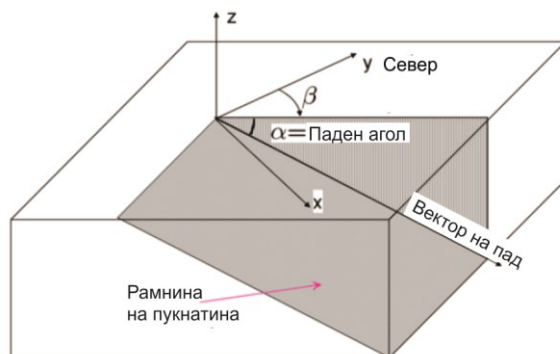
При анализите на стабилност е значајно да се дефинираат и видовите на пирамиди, кои се формираат со пукнатините и со слободните површини, при што се користи следната поделба:

- Пирамида – тип JP (од англ. Joint Pyramid) формирана од пукнатини во еден полупростор, кои се поместени во еден координатен почеток;
- Пирамида – тип EP (од англ. Excavation Pyramid), формирана од пирамида во еден полупростор пресечена со ископот;
- Пирамида – тип SP (од англ. Space Pyramid), која е комплементарна со пирамидата EP, односно: $SP = -EP$;
- Пирамида – тип BP (од англ. Block Pyramid), која се добива како пресек меѓу JP EP, односно: $BP = JP \cap EP$.

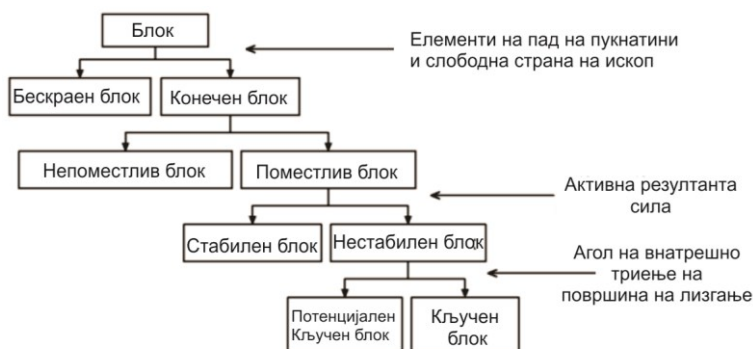
Во теоријата на блокови се користат поставки дефинирани со математички методи на аналитичката геометрија во простор или со стереографската проекција. Со помош на овие методи се формираат равенки за дефинирање на излезните параметри. Обично, при анализата како влезни параметри се појавуваат: елементите на пад на пукнатините, нивната јакост на смолкнување и слободната површина на ископот. Како излез се добиваат: големината на блоковите, нивната форма и начинот на поместување на блоковите. Во пресметките се користат равенки за: рамнина, полупростор и блок во векторска форма, како што следи:

- Рамнина: $\vec{x} \cdot \vec{n} = D \rightarrow Ax + By + Cz = D$
- Полупростор: $\vec{x} \cdot \vec{n} \geq D \rightarrow Ax + By + Cz \geq D$
- Блок:
$$\begin{cases} A_1x + B_1y + C_1z \geq D_1 \\ A_2x + B_2y + C_2z \geq D_2 \\ \dots \\ A_nx + B_ny + C_nz \geq D_n \end{cases}$$

Положбата на една пукнатина (рамнина) во полупросторот е прикажана на следната слика:



Слика 16.10. Приказ на елементи на пад на една пукнатина во полупростор, дефинирана со насока на пад и паден агол со кој се дефинира векторот на падот

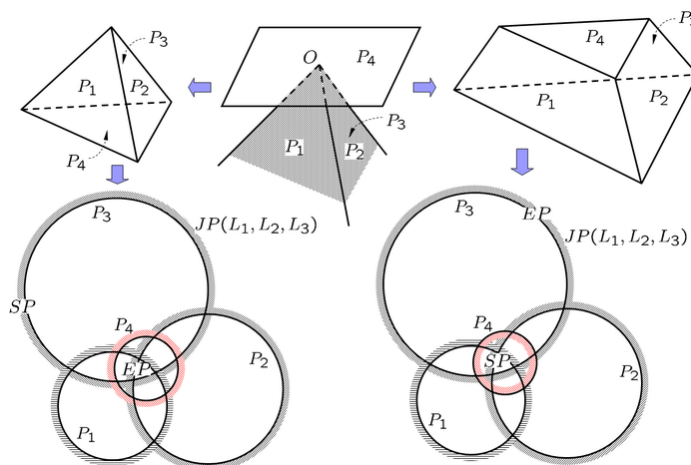


Слика 16.12 Процедура за дефинирање на клучен блок <https://www.ddamm.org>

За овие чекори се значајни следните теореми, односно услови за конечност и начин на придвижување на пирамидите:

- **Теорема за конечност на пирамидата:** Блокот е конечен ако блок-пирамидата (BP) е празна, и обратно е бесконечен ако BP не е празна, што се изразува со следните односи. Блокот е конечен ако: $BP = JP \cap EP = \emptyset$;
- **Теорема за начин на поместување:**
 - Блокот се поместува ако блок-пирамидата (BP) е празна, а пукнатинската пирамида (JP) не е празна, односно: $BP = \emptyset$ и $JP \neq \emptyset$,
 - Блокот не се поместува (тој е заробен) ако BP и неговата JP се празни, т.е $BP = \emptyset$ и $JP = \emptyset$.

Условите за поместување се добро видливи и на стереографската проекција (Слика 16.13).



Слика 16.13 Приказ на процедурата за дефинирање на типовите блокови на стереографска проекција

Во зависност од односите на аглите на правецот на смолкнување (\hat{s}) и правецот на резултантната сила (\hat{r}) се можни следните видови поместувања:

- Испаѓање на блокот или слободна транслација кога правецот на смолкнување и правецот на резултантната сила се исти, а се во рамките на пукнатинската пирамида без контакт со неа, односно: $\hat{s}=\hat{r}$.
- Смолкнување по една рамнина кога правецот на смолкнување лежи во една рамнина:

$$\hat{s} = \hat{s}_i = \frac{\hat{n}_i \times \mathbf{r} \times \hat{n}_i}{|\hat{n}_i \times \mathbf{r} \times \hat{n}_i|}$$

- Смолкнување по две пукнатини кога правецот на лизгање лежи на две рамнини:

$$\hat{s} = \hat{s}_{ij} = \frac{\hat{n}_i \times \hat{n}_j}{|\hat{n}_i \times \hat{n}_j|} \text{sign}((\hat{n}_i \times \hat{n}_j) \cdot \mathbf{r})$$

Силите при лизгање се дефинираат на следниот начин:

- Испаѓање на блокови:

$$\mathbf{f} = |\mathbf{r}|$$

- Смолкнување по една рамнина:

$$\mathbf{f} = |\hat{v}_i \times \mathbf{r}| + \hat{v}_i \cdot \mathbf{r} \tan(\phi_i)$$

- Смолкнување по две рамнини:

$$\mathbf{f} = |\mathbf{r} \cdot \hat{e}_{ij}| - N_i \tan(\phi_i) - N_j \tan(\phi_j)$$

Каде што: ϕ_i е агол на внатрешно триење

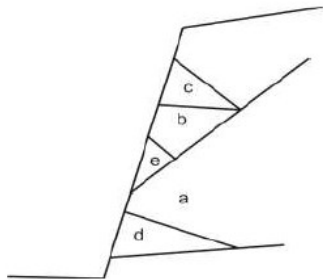
Може да се заклучи дека:

- Ако е $f > 0$, тогаш блокот е склон кон испаѓање и е потребна мерка за негово стабилизирање;
- Ако е $f < 0$, тогаш блокот е стабилен.

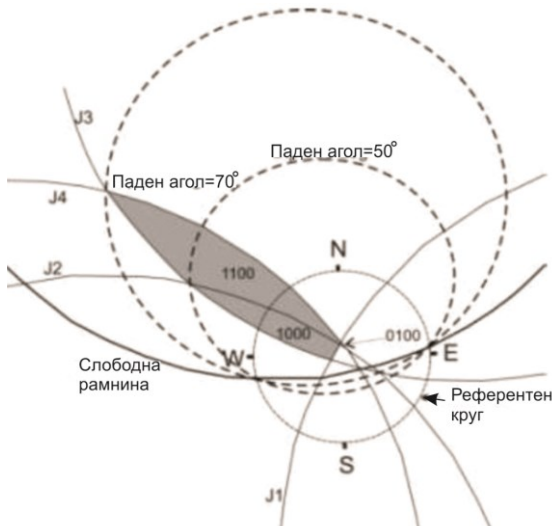
Со цел да се согледаат, практично, условите за примена на теоријата на блокови кај косини, на следните слики се прикажани одредени специфики на анализата со конкретни бројки за четири системи на пукнатини, прикажани во Табелата 16.1.

Табела 16.1. Приказ на елементи на пад на четири системи на пукнатини (J1 до J4)

Реден број	Ознака на систем	Насока на пад (о)	Паден агол (о)
1	J1	301	87
2	J2	38	83
3	J3	200	78
4	J4	60	84



Слика 16.14 Приказ на блокови на еден засек:
 (а) бескраен блок; (b) заробен блок;
 (c) стабилен блок (d) потенцијален клучен блок; (e) клучен блок (Вангса А.Х и Рафек



Слика 16.15 Приказ на блокови од Табелата 16.1 на стереографска проекција и идентификација на блоковите, кои се склони кон поместување

Ако се комбинираат податоците од Сликата 16.15 и Табелата 16.2, може да се заклучи дека кога аголот на пад на косината е во дијапазон од 0° до 50° , се формира пукнатинска пирамида (JPs) 0100, која продуцира блокови, кои се склони кон поместување. Пирамидата JPs 1000 формира блокови склони кон поместување кога ископот има паден агол од 50° до 70° . За паден агол од 70° до 90° се формира JPs 1000 и 1100, кои се од типот на клучни блокови.

Од Табелата 16.2 може да се процени максималната вредност на стабилен наклон на косината (ознака MSSA) за блокови со ознаки I и II. Ако косината се ублажи за вредност на ископот помала од MSSA, блоковите тип I и II преоѓаат во бескрајни блокови од т.н. тип V.

Табела 16.2. Резултати од анализи за косина со насока на пад 170/75 (протегање од 80° до 260° – ознака во табела – N80°E)

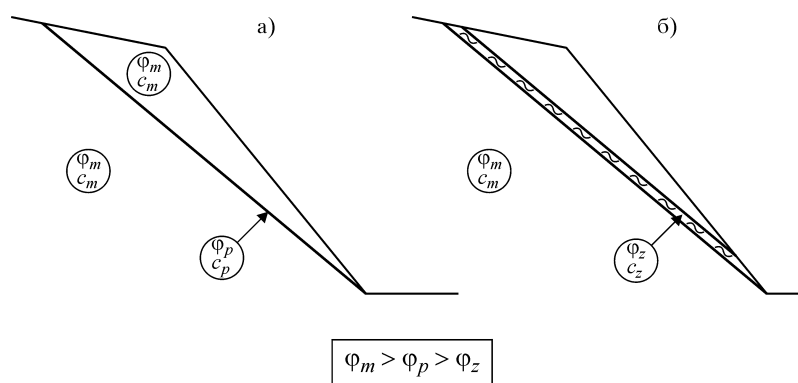
Реден број	Паден агол на косината (o)	Протегање (o)	Клучен блок (тип I и II)	Блок со можност за поместување	Стабилен наклон на косина MSSA (o)
1	0 – 50	80-260		0100	50
2	50-70	80-260	1000(I)	0100	70
3	70-90	80-260	1000(I); 100(II)		

Треба да се спомене дека за пресметка на потребните сили за стабилизирање на некои блокови може да се искористат некои методи за гранична рамнотежа, прикажани во натамошниот текст на ова поглавје.

ПРИКАЗ НА ОСНОВНИ АНАЛИТИЧКИ МЕТОДИ

ОСНОВНИ ПРИНЦИПИ ПРИ АНАЛИЗАТА

Аналитичките техники за пресметка на стабилноста во механиката на карпи се засновани генерално на модели на карпестата маса, каде што се подразбира дека јакоста на смолкнувањето на монолитниот дел е многу висока, во споредба со: јакоста на пукнатините, здробените зони, раседните зони, зоните на растоварување, зоните, каде што се појавуваат напоните на затегнување и слично. Проблемот може да биде уште поспецифичен ако пукнатините се со почвен наполнител, па тогаш јакоста на смолкнување е сведена на јакоста на наполнителот (Слика 16.16 и Слика 16.17).



Слика 16.16 Меродавни параметри за анализа на стабилност во карпеста средина со пукнатина наклонета кон косината: а) ϕ_m и c_m – агол на внатрешно триење и кохезија на масив; ϕ_p и c_p – агол на внатрешно триење и кохезија на пукнатина (често се усвојува да биде еднаква на нула) и б) ϕ_z и c_z – агол на внатрешно триење и кохезија на пукнатински наполнител



Слика 16.17 Глиновит наполнител по рамнини на слоевитост (сива боја) низ флишни полукаменити карпи, кој е меродавен за анализа на стабилноста

Самиот процес на поместување на блоковите обично се одвива во етапи карактеристични за карпестите маси како реални средини. Значајно е што во анализата се тежнее, на соодветен начин, да се дефинираат нормалните и тангенцијалните сили по должина на меродавните пукнатини, по кои се очекува ломот. Во овие пресметки се земаат предвид: влијанија од сопствената тежина на разгледуваниот карпест масив; надворешните сили приложени врз косината; хидростатичкиот притисок на подземната вода, волуменската инерцијална сила предизвикана со сеизмичкото забрзување, силата, која се приложува врз косината при заштита со анкери, реакцијата на другите конструкции со кои е стабилизирана косината и др. При тоа, равенката на граничната рамнотежа за косините може да се прикаже во следниот начин:

$$\Sigma T = \Sigma N \operatorname{tg} \varphi + cL$$

Каде што: T – сили на смолкнување; L – должина на површината на свлекувањето; N – нормална сила; φ – агол на внатрешното триење на карпестата маса во зоната на свлекувањето; c – кохезија на карпестата маса од истата зона.

При тоа, се вршат анализи за статичката и квазистатичката состојба. Квазистатичката анализа е постапка на вклучување на динамички оптоварувања, но тие се трансформираат во дополнителни статички сили, кои даваат свој удел во статичките влијанија. Коефициентот или факторот на сигурност (F) наједноставно се дефинира на следниот начин:

$$F = \frac{N}{T}$$

Генерално, можат да се застапени следните случаи кај кој било проблем на стабилност:

- $F < 1$ (нестабилна состојба);
- $F = 1$ (состојба на гранична рамнотежа);
- $F > 1$ (стабилна состојба).

Во практиката постојат определени препораки за вредноста на факторот на сигурноста, а најчесто се користат следните големини:

- $F = 1.5$ за вообичаени експлоатациони случаи, без земање предвид на сеизмички влијанија;
- $F = 1.1 - 1.2$ за посебни случаи со земање предвид на сеизмичките сили.

Хек, пак, поради голем број потешкотии за точно дефинирање на влезните параметри, дури предлага, кај карпестите маси, да се усвојуваат и повисоки фактори на сигурност од $F = 1.8 - 2$.

Отпорните сили, кои дејствуваат по површината на смолкнувањето, (како и надворешните товари т.е силите на смолкнувањето), всушност се внатрешни сили кои секогаш се појавуваат како реакција на дејството на надворешните сили. Нивната големина е еднаква со големината на надворешните сили, но максималната големина на внатрешните сили се определува со јакоста на карпестата маса на смолкнување.

Кога големината на тангенцијалната компонента ќе ја пречекори јакоста на смолкнување по пукнатината, рамнотежата се пореметува и започнува поместувањето на карпестата маса.

Бидејќи пукнатинската површина обично се состои од голем број нерамнини, во процесот на поместување дел од тие нерамнини се дробат и се измазнуваат и придонесуваат за постепено надминување на јакоста по целата должина на површината на лом. На контактните места на овие нерамнини се јавува концентрација на напоните, кои во текот на времето, како резултат на ползењето на карпата и ломовите на помалите второстепени нерамнини, се зголемуваат сè додека не започне процесот на дробење на нерамнините од повисок ред. Во моментот на лом на последните поголеми нерамнини, се јавува скоковито поместување, по што се воспоставува нова положба – привремено стабилна. Целиот процес може да се повторува повеќе пати. Во моментот кога по повеќекратното поместување, поврзано со лом на контактната површина, карпестата маса веќе не може да најде нова привремено стабилна положба, всушност се јавува целосно разрушување на нерамнините и поместување на карпестиот масив. Ова често има и карактер на брзо обрушување, одронување, а поретко и појава на т.н. камени лавини (анг. rock avalanches).

Анализата на стабилност со примена на теоријата на гранична рамнотежа е пожелно да се одвива низ неколку фази и тоа:

- Се определува факторот на сигурноста на целата падина или косина, или пак на некој нејзин дел;
- Се дефинираат критични зони во карпести маси со недоволна стабилност, во кои факторот на сигурноста е понизок од дозволеениот;
- Се предлагаат и се усвојуваат технички мерки, кои можат да се од тип на ублажување на нагибот, растоварување, анкерисување, цементација на пукнатините и сл., кои го обезбедуваат неопходниот фактор на сигурноста.

Во секој случај, при избор на методот за пресметка е потребна внимателна процена на конкретните структурногеолошки, инженерскогеолошки услови и на параметрите на косината. Врз база на анализата на дијаграмите на испуканоста на карпестата маса се определуваат правците на пресметковните пресеци, кои ги опфаќаат најверојатните површини на свлекувањето.

При анализата многу е корисно ако се применат методи на математичка статистика, со цел да се изврши анализа на **доверливост** на параметрите и анализа на **сензитивност** на решението. Покрај тоа, од голема помош е ако се примени и теоријата на веројатност. Ова е потребно, ако се има предвид дека геотехничките и геолошките податоци обично варираат во поширок дијапазон и формираат серија или **низа**, која може да се анализира статистички.

За дефинирање на низата најчесто се користат неколку основни статистички параметри, како што се: **средна аритметичка вредност**, **средно квадратно отстапување (стандардна девијација)** и **коэффициент на варијација**.

Средната аритметичка вредност се пресметува на следниот начин:

$$\bar{X} = \frac{X_1 + X_2 + X_3 + \dots + X_n}{n} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} X_i}{n}$$

Каде што: $X_1, X_2, X_3 \dots X_n$ – мерени вредности на секој поединечен член во серијата на податоци, n – број на членови во серијата податоци.

Стандардната девијација ја претставува разликата меѓу која било вредност и средната вредност во една низа. За серија податоци со голем број членови се пресметува по следната формула:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{n}}$$

Кога бројот на членови во низата е помал од $n < 30$, претходниот израз се коригира на следниот начин:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{n-1}}$$

Коефициентот на варијација е однос меѓу стандардната девијација и средната вредност:

$$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$$

Секоја променлива големина (X), која, како резултат на експеримент или набљудување, добива бројна вредност со определена веројатност, се нарекува случајна променлива. Ако со (X) се означи променливата, а со (x) настан (запис) или вредност за (X), тогаш со $f(x)$ се претставува веројатноста која се добива кога бројот на појави на вредноста ќе се подели со вкупниот број на појави на вкупната веројатност на сите појави (x) е $\sum f(x) = 1$. Од множеството познати функции на распределба на веројатност, практична примена во геотехниката наоѓаат само оние што се прилагодуваат добро на емпириските распределби на геотехничките променливи (јакост, деформабилност, волуменска тежина и други). Најчесто употребувани функции на распределба е т.н. **нормалната распределба**. Имено, за случајна променлива (X) се вели дека е распределена по законот на нормалната или Гаусовата распределба ако нејзината веројатност е:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}}$$

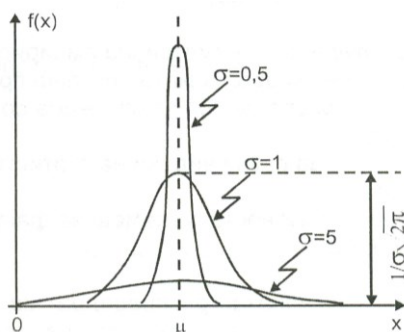
Во механиката на карпи наоѓа примена и **логаритамската нормална** распределба со два параметри.

$$f(X) = \frac{1}{x \cdot \sigma \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{(\ln x - \mu)^2}{2\sigma^2}\right]$$

Каде што: μ и σ се параметри на распределбата, кои се определуваат од податоците на примерокот и означуваат средна вредност и стандардно отстапување.

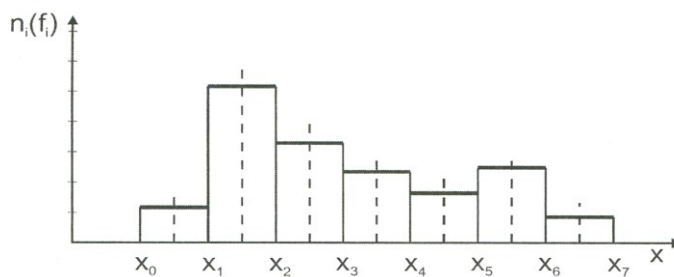
Нормалната крива на густина на веројатност е симетрична во однос на параметарот μ , кој е т.н. параметар на локацијата на функцијата. Параметарот σ

е параметар од кој зависи обликот на функцијата. На Сликата 16.18 е прикажана нормална распределба на некој параметар за различни вредности на σ .



Слика 16.18 Нормална распределба во зависност од параметарот σ

Површината под кривата на нормалната распределба од $(x=\mu-\sigma)$ до $(x=\mu+\sigma)$ е 0,6826. Тоа значи дека кај нормалната распределба 68,26% (т.е. околу 2/3) од податоците се наоѓаат во тој интервал. Во интервалот од $(x=\mu-2\sigma)$ до $(x=\mu+2\sigma)$ е опфатена 95,45% од површината, а во интервалот од $(x=\mu-3\sigma)$ до $(x=\mu+3\sigma)$ е опфатена 99,73% од површината под нормалната крива на распределба. За да може да се изврши анализа на геотехничките податоци и да се определи фреквенцијата (зачестеноста) на нивното појавување е потребно вредностите на променливата да се класифицираат во групи. Имено, сите податоци, кои се добиваат со испитувањата, се делат на повеќе класи во одреден дијапазон. Приказот на овој начин најчесто се нарекува хистограмски приказ (Слика 16.19).



Слика 16.19 Графички приказ на фреквенција на случајните променливи во вид на хистограм

При изборот на границите на класните интервали важно е првиот и последниот класен интервал да се претстават така што во себе да ги содржат минималната и максималната вредност од примерокот. Бројот на класните интервали може да се процени со помош на равенката:

$$k = 1,33 \ln N + 1$$

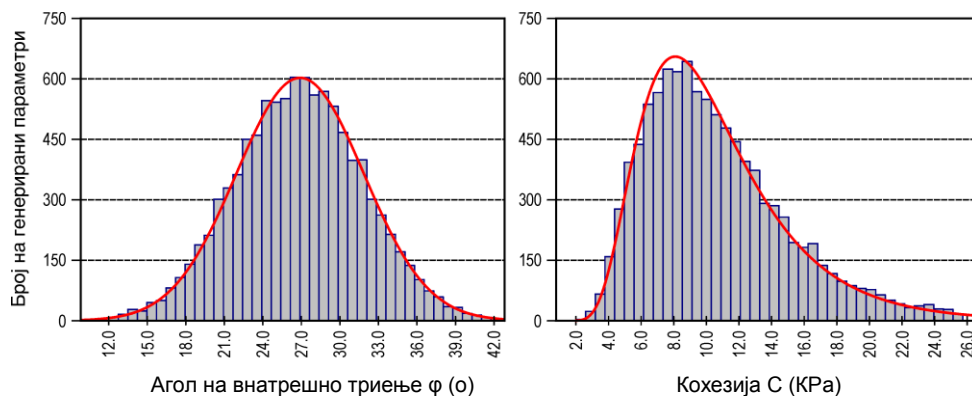
Во равенката, k е број на класни интервали, а N е број на елементи. Границите на класните интервали се избираат како цели броеви. Во определен класен интервал припаѓаат вредностите на променливата, кои се поголеми од долната граница, а помали или еднакви од/со горната граница.

Доколку анализата на стабилност се врши само со една средна вредност на параметрите, без да се вклучат варијациите, тоа се нарекува **детерминистичка анализа**. Како резултат на пресметките на факторот на сигурност се добива само една бројка, која не презентира различни скриени влијанија од варијациите на параметрите.

Затоа, како подобар пристап е кога се применува т.н. **веројатносен или пробабилистички** метод. Со оваа постапка е овозможено да се прогнозира и веројатноста на лом за одредени влезни параметри. Според Хек (2002), постапката е развивана од Витман (1984), Пине (1992), Тајлер и др. (1991), Хатзор и Гудман (1993) и Картер (1992) и др.

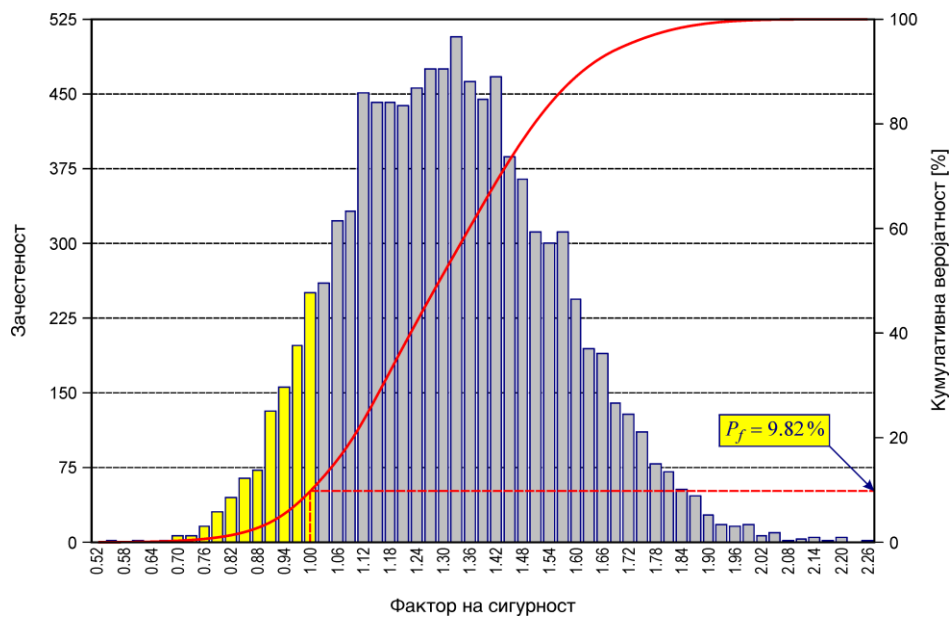
Влезните параметри во веројатносната постапка варираат во одреден дијапазон, дефиниран со определена статистичка распределба и интервал на доверба. На пример, на Сликата 16.20 се прикажани примери на изработени хистограми и проценета распределба на веројатноста за аголот на внатрешно триење и кохезијата за пукнатина со глинест наполнител, како најзначајни параметри во анализите на стабилност.

Со примена на различни статистички анализи, при варирања на параметрите, се прават голем број симулации со кои се дефинира распределбата на факторот на сигурност и веројатноста на лом (P_f). Во принцип, кај секој од современите програмски пакети е овозможено да се варираат сите влезни параметри, по што се врши симулација на веројатноста на лом на минимум 1000 комбинации. Најчесто се применува т.н. метод на Монте Карло.

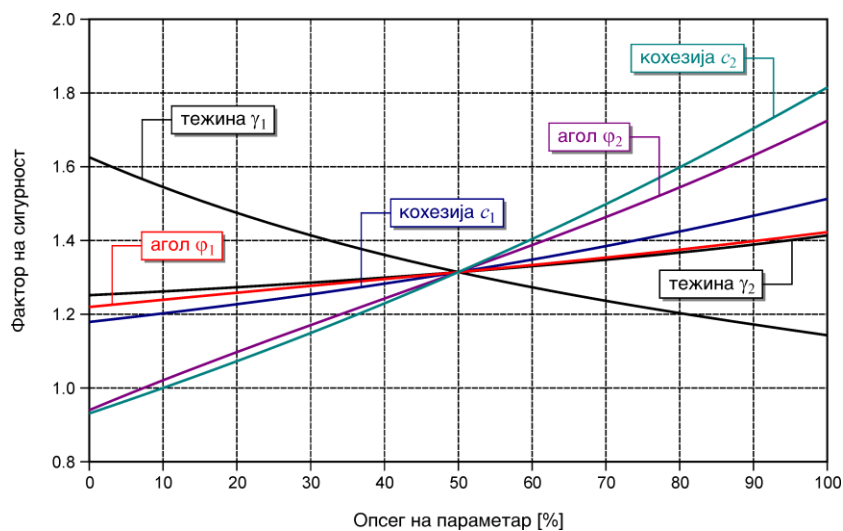


Слика 16.20 Хистограмски приказ на фреквенција на агол на внатрешно триење и кохезија, со цел да се процени дијапазон на варирање и доверливост на параметрите во анализа на стабилност

Еден приказ за модел на нормална функција на распределба на веројатноста е прикажан на Сликата 16.21, додека сензитивноста на решението од некои влезни параметри е прикажано на Сликата 16.22.



Слика 16.21 Дијаграм на распределба на фактор на сигурност од серија на анализи со варирање на влезните параметри (во овој случај веројатноста на лом е 9,82%)



Слика 16.22 Приказ на сензитивност на влезните варијабилни параметри врз факторот на сигурност за еден пример на клиновиден лом со параметри за кохезија и агол на внатрешно триење по рамнини 1 и 2, соодветно

Од Сликата 16.21 се гледа дека во дијаграмот има случаи, каде што $F \leq 1$, што укажува дека веројатноста на лом е околу $P_f=9.82$, иако средната вредност на $F=1.29$.

Очигледна е предноста на оваа постапка, бидејќи се создаваат услови за покомплексно согледување на состојбата на стабилност, споредено со

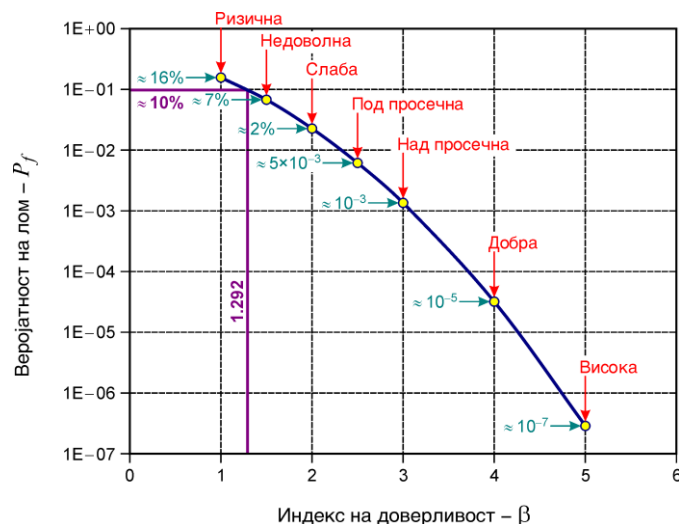
детерминистичката постапка. Веројатноста на лом е пресметана како едноставно делење на бројот на комбинации во пресметката за кои факторот на сигурност е помал од единица (т.н. број на ломови), во однос на вкупниот број на симулации (итерации).

Тука треба да се забележи начинот на толкување на резултатите. Имено, ако се разгледа случајот на Сликата 16.21, веројатноста на лом од $P_f = 9.82\%$, всушност значи дека за одредена комбинација на геометријата на косината, притисокот од водата, сеизмичките влијанија и сите други влезни параметри, кога косината би била со должина од 1000 метри, би се очекувало дека на околу 98 метри од вкупната должина, ќе се појави локален лом.

Резултатите се индикација дека веројатноста на појавата на лом не може да се согледа од детерминистичкиот пристап. Затоа, во зависност од типот на објект треба да се усвојат задоволителните (прифатливите) нивоа на веројатност, како реален ризик. На пример, преголемото инсистирање на веројатност на лом од $P_f = 0\%$ може да доведе до предимензионирање на заштитните мерки кај некои косини, но од друга страна високото ниво на веројатност на лом укажува на висок ризик при експлоатација. Со цел да се дадат одредени препораки за овој аспект, често при анализите се воведува и терминот индекс на доверливост на анализата (β). Веројатноста на лом P_f и параметрот β за нормална распределба се поврзани со следните формули:

$$P_f = \frac{N_{\text{ломови}}}{N_{\text{итерации}}}; \quad \beta = \text{NormSInv}(1 - P_f)$$

Во геотехничката наука не постојат еднозначни препораки, но најчесто индексот на доверливост се движи во границите од $\beta = 1 \div 5$, што одговара на $P_f = 16$ до $n \times 10^{-7} \%$ (Слика 16.23).



Слика 16.23 Дијаграм на зависност меѓу индекс на доверливост и веројатност на лом (Здружение на инженери на армијата на САД, 1997)

Очигледна е комплексноста на овој проблем, при што треба да се познаваат голем број методи на анализа, кои треба да одговараат на физичкиот модел на теренот. Во овој контекст, понатаму се прикажани некои од најчестоприменувани методи за анализа на стабилност од групата методи на гранична рамнотежа.

АНАЛИЗА НА СТАБИЛНОСТ КАЈ РАСПАДНАТИ ИЛИ МНОГУ ИСПУКАНИ КАРПИ

Кај многу испукани и распаднати карпести маси, во согласност со кинематскиот модел од Сликата 16.1-а, можат да се применат методите на: Бишоп, Спенсер, Џанбу и други, кои се користат и при анализа на почвени материјали. Во рамките на ова поглавје, ќе биде прикажан накратко само методот на Спенсер, додека другите методи можат да се проучат во секој учебник по механика на почви. Овој метод припаѓа кон групата на т.н „точни“ методи бидејќи се земени предвид сите услови за рамнотежа. Со овој метод е овозможена анализа не само на кружно-цилиндрични површини на лом, туку и површини со произволна геометриска форма.

Методот е поволен за анализирање на различни проблеми со оглед дека во анализата е можно да се вклучат надворешни оптоварувања, влијание на подземна вода и сл. Коефициентот на сигурност, во овој случај, се изразува како однос меѓу јакоста на смолкнување на материјалот S и мобилизираната јакост на смолкнување S_m :

$$F = \frac{S}{S_m}$$

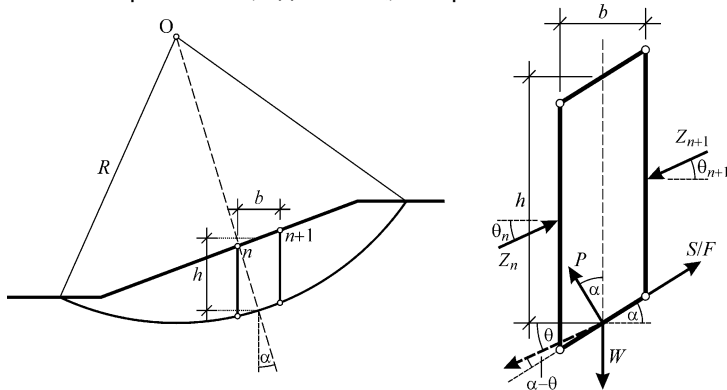
Резултантата на меѓуламеларните сили се определува според изразот:

$$Q = \frac{\frac{c' \cdot b}{F} \sec \alpha + \frac{\tan \varphi}{F} (W \cos \alpha - u \cdot b \cdot \sec \alpha) - W \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left[1 + \frac{\tan \varphi'}{F} \tan(\alpha - \theta) \right]}$$

Во анализата мора да се задоволени условите на рамнотежа на силите во правец x , односно во правец y и условот за рамнотежа на моментите околу полот O :

$$\sum [Q \cos \alpha] = 0 : \sum [Q \sin \alpha] = 0 : \sum [Q \cdot R \cdot \cos(\alpha - \theta)] = 0$$

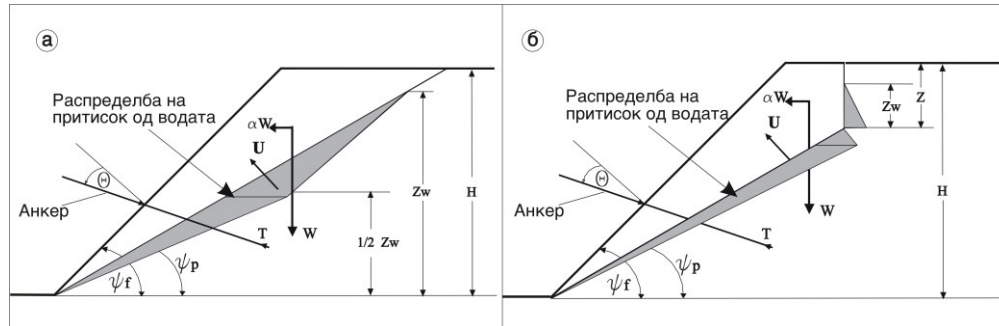
Членовите на изразот за F , односно Q , се прикажани на Сликата 16.24.



Слика 16.24 Упростена скица за условите и употребените членови во изразите на методот на Спенсер

АНАЛИЗА НА ПЛАНАРЕН ЛОМ ПО ДОЛЖИНАТА НА ЕДНА ПУКНАТИНА

Ломовите по една изразена површина, односно рамнинските ломови се едни од најчестите што се појавуваат во реалноста. Најчесто, за пресметка на факторот на сигурност се користи решението на Е. Хек (1999), прикажано на Сликата 16.25.



Слика 16.25 Поедноставена шема за случаи на рамнински лом, според Хек (1999):
 а) лом по должина на една рамнина, б) лом по должина на една рамнина
 во комбинација со тензиона пукнатина на врв на косина

За случај на лом по должина на една рамнина од Сликата 16.25-а, факторот на сигурност е дефиниран со следниот израз:

$$F = \frac{cA + (W(\cos \psi_p - \alpha \sin \psi_p) - U + T \cos \Theta) \tan \phi}{W(\sin \psi_p + \alpha \cos \psi_p) - T \sin \Theta}$$

каде што е:

$$A = \frac{H}{\sin \psi_p}, \quad W = \frac{\gamma H^2}{2} (\cot \psi_p - \cot \psi_f), \quad U = \frac{\gamma_w H z_w^2}{4 \sin \psi_p}$$

За случај на лом по должина на една рамнина, но на врвот на косината постои и тензиона пукнатина (Слика 16.25-б), факторот на сигурност е дефиниран со следниот израз:

$$F = \frac{cA + (W(\cos \psi_p - \alpha \sin \psi_p) - U - V \sin \psi_p + T \cos \Theta) \tan \phi}{W(\sin \psi_p + \alpha \cos \psi_p) + V \cos \psi_p - T \sin \Theta}$$

каде што е:

$$z = H(1 - \sqrt{\cot \psi_f \tan \psi_p}), \quad A = \frac{H - z}{\sin \psi_p}, \quad W = \frac{\gamma H^2}{2} \left(1 - \left(\frac{z}{H}\right)^2 \cot \psi_p - \cot \psi_f\right)$$

$$U = \frac{\gamma_w z_w A}{2}, \quad V = \frac{\gamma_w z_w^2}{2}$$

Ознаките во претходните формули се однесуваат на следните членови:

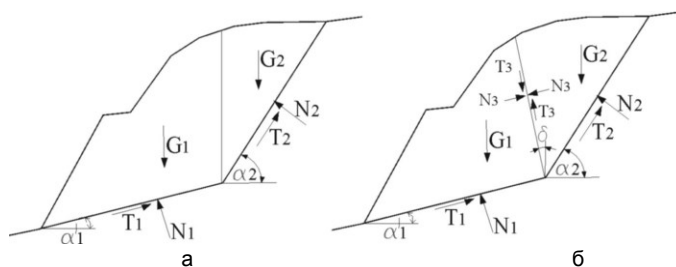
- F – фактор на сигурност за лизгање по должина на една рамнина;
- H – висина на косина (m);
- Ψ_f – агол на наклонот на косината, мерено од хоризонтала ($^\circ$);
- Ψ_r – агол на рамнината на лом (пукнатината), мерено од хоризонтала ($^\circ$);
- Z – длабина на тензиона пукнатина (m);
- Z_w – длабина на вода во тензиона пукнатина (m);
- a – хоризонтално забрзување од земјотрес или минирање како процент од земјино забрзување g ;
- γ, γ_w – волуменска тежина на карпата, односно на водата (kN/m^3);
- c – кохезија по должина на рамнината на лом (kPa);
- φ – агол на внатрешно триење по должина на рамнината на лом ($^\circ$);
- T – сила од анкер (kN);
- θ – наклон на анкерот (ако постои) во ($^\circ$).

Од формулата се гледа дека решението по овој метод може да се примени и за случаи кога на косината дејствуваат сеизмички сили или сили од минирање, притисок од вода и применети мерки за заштита.

ПРЕСМЕТКА НА СТАБИЛНОСТ НА КАРПЕСТ МАСИВ СО ДВЕ ПУКНАТИНИ СО ИСТА НАСОКА НА ПАД, НО СО РАЗЛИЧНИ ПАДНИ АГЛИ

Во природата е можно да се појават случаи кога карпестиот масив е изделен со две подолги пукнатини (или пукнатински системи), кои имаат насока на пад кон ископот, но имаат различен паден агол.

При разгледувањето на можноста за свлекувањето на карпестиот масив по две пукнатински површини, од кои едната е со благ, а другата со стрмен паден агол, можат да се применат повеќе пресметковни шеми (Слика 16.26 и Слика 16.27):



Слика 16.26 Шеми за пресметка на стабилноста на карпестите падини или косини во услови на рамнинска задача: а) свлекување по две површини; б) свлекување по две површини со кос контакт меѓу двата блока.

Неопходно е да се нагласи дека резултатите на пресметка по овие два модели не можат да се споредуваат директно меѓусебе и се разликуваат во зависност од конкретните услови.

За да се дојде до силите што дејствуваат на косина, според моделот на пресметка прикажан на Сликата 16.26-а, карпестиот масив се дели на два блока со вертикална пресечна површина, која поминува низ точката на пресекот на површините со благ и со пострмен паден агол. Силите на заемното дејство меѓу двата блока се сметаат како внатрешни сили на масивот и не се земаат предвид

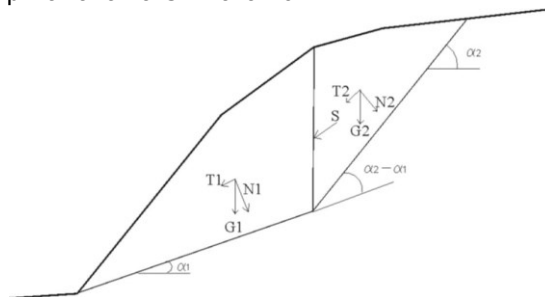
при натамошната пресметка. За ваков случај факторот на сигурноста се пресметува според следната формула:

$$Fs = \frac{(f_1 G_1 \cos \alpha_1 + c_1 L_1 + f_2 G_2 \cos \alpha_2 + c_2 L_2)}{(G_1 \sin \alpha_1 + G_2 \sin \alpha_2)}$$

Каде што: f_1 и f_2 – коефициенти на триење по пукнатините од првиот и вториот систем со агли на внатрешно триење, соодветно φ_1 и φ_2 ($f_1 = \operatorname{tg} \varphi_1$; $f_2 = \operatorname{tg} \varphi_2$); G_1 и G_2 – тежини на соодветните блокови на карпестиот масив; c_1 и c_2 – кохезија по должина на рамнините на лизгање кај блоковите; L_1 и L_2 – должини на соодветните површини на лом.

Решението на стабилноста за случај, прикажан на Сликата 16.26-б, се заснова на претпоставка дека двата блока се наоѓаат во услови на гранична рамнотежа. Разделната површина меѓу нив може да биде или една од постоечките пукнатини, или некоја произволна површина, која дава минимална големина на факторот на сигурноста. Големината на факторот на сигурноста зависи од правецот на пресечната површина, која ги двои блоковите и од јакоста на смолкнување по должина на оваа површина. На тој начин, оваа пресметка се јавува како повеќестепена и значително посложена.

Во принцип, при вакви случаи на анализа, двете површини на смолнување не треба да се земаат со еднакво значење во процесот на нарушувањето на стабилноста. Начелно, процесот на нарушувањето на стабилноста започнува на површината со стрмен паден агол во моментот кога силите, кои дејствуваат на оваа површина, ја постигнуваат состојбата на гранична рамнотежа. При тоа, на површината со благ паден агол, соодносот на силите може да биде сè уште доста далеку од граничниот. Со оглед дека карпестиот блок не се јавува како апсолутно круто тело, при достигнувањето на гранична рамнотежа кај површината со стрмен агол, во него започнуваат да се јавуваат деформации, поместувања и локални ломови на контактите на површината. Ова доведува до прераспределба на силите во блокот по пат на пренесување на вишокот товар на површината со благ пад. Затоа, има случаи кога стрмните пукнатини веќе започнале да се отвораат, но самата карпеста маса во целина е сè уште стабилна. Ова се должи на пукнатинската површина со благ пад. Земајќи го предвид овој логичен редослед на развојот на процесот, се покажува дека реална шема за пресметка може да биде онаа што е прикажана на Сликата 16.27.



Слика 16.27 Шема за пресметка на стабилноста на карпест масив, кој е потсечен по својата основа со две пукнатини

Граничната рамнотежа по површината со стрмен паден агол се прифаќа како нарушена, поради што кохезијата по должина на оваа површина се смета за исцрпена. Граничната отпорна сила, која се спротиставува на поместувањето, по разгледуваниот контакт ќе биде еднаква на:

$$T_y'' = N_2 \operatorname{tg} \varphi_2$$

Силата, која се пренесува од горниот врз долниот блок, се определува со следната зависност:

$$S = T_2 - T_y'' = G_2 (\sin \alpha_2 - \operatorname{tg} \varphi \cos \alpha_2)$$

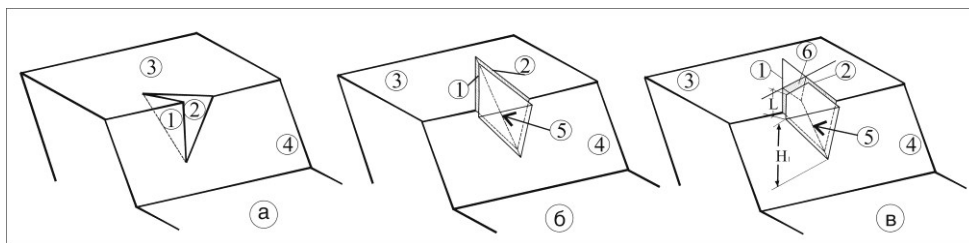
Секогаш кога големината S по оваа равенка е еднаква на нула или е негативна, по пресметката се внесува $S = 0$. Добиената позитивна вредност на силата S се приложува на долниот блок во насока на своето дејствување. Разгледувајќи ја оваа сила по нормалата и тангентата на површината на свлечувањето со благ нагиб на долниот блок, се добива:

$$F_s = \frac{\{c_1 L_1 + f_1 [G_1 \cos \alpha_1 + G_2 (\sin \alpha_2 - \operatorname{tg} \varphi_2 \cos \alpha_2) \times \sin (\alpha_2 - \alpha_1)]\}}{[G_1 \sin \alpha_1 + G_2 (\sin \alpha_2 - \operatorname{tg} \varphi_2 \cos \alpha_2) \cos (\alpha_2 - \alpha_1)]}$$

Треба да се нагласи дека врз големината на факторот на сигурност, покрај падните агли на површините на свлекување, големо влијание имаат растојанието на стрмната површина од површината на косината и јакоските карактеристики по површините на смолнување.

АНАЛИЗА НА КЛИНОВИДЕН ЛОМ

Во природата клиновидните ломови (анг. wedge failure) се веројатно најчеста појава. Анализата на стабилност се врши најчесто според решенијата на Хек и Бреј. Во принцип, анализата има тридимензионален карактер бидејќи блоковите се дефинираат со: нивните елементи на пад, пукнатинските растојанија и елементите на пад на косината во просторни услови. Геометриските елементи и односи меѓу пукнатините можат да формираат неколку комбинации клинови (Слика 16.28).



Слика 16.28 Можни комбинации на клиновидни ломови, според Џ. В. Бреј: а) случај со т.н. преклопување на две пукнатини 1 и 2 за косина со горна површина на косината (3) и површина на косината (4); б) комбинација на две пукнатини (1 и 2) со своја пресечна права (5), која исклинува во чело на косината (4); в) случај со тензиона пукнатина (6)

Решението на Хек е прикажано со следните формули:

$$F = \frac{3}{\gamma_r H} (c_A X + c_B Y) + \left(A - \frac{\gamma_w}{2\gamma_t} X \right) \tan \phi_A + \left(B - \frac{\gamma_w}{2\gamma_t} Y \right) \tan \phi_B$$

$$X = \frac{\sin \theta_{24}}{\sin \theta_{45} \cos \theta_{2,na}} ; Y = \frac{\sin \theta_{13}}{\sin \theta_{35} \cos \theta_{1,nb}} ;$$

$$A = \frac{\cos \psi_a - \cos \psi_b \cos \theta_{na,nb}}{\sin \psi_5 \sin^2 \theta_{na,nb}} ; B = \frac{\cos \psi_b - \cos \psi_a \cos \theta_{na,nb}}{\sin \psi_5 \sin^2 \theta_{na,nb}}$$

За случај кога по должина на пукнатините постои само триење (случај без кохезија), горната равенка добива следна форма:

$$F = (A) \tan \phi_A + (B) \tan \phi_B$$

Каде што: F – фактор на сигурност, ψ_5 – агол на пресек на рамнини ($^\circ$), ψ_a, b – агол на рамнини на лом (пукнатини), мерено од хоризонтала ($^\circ$), γ_r, γ_w – волуменска тежина на карпата, односно на водата (kN/m^3) c_a, c_b – кохезија по должина на рамнината a и b (kPa), ϕ_a, ϕ_b – агол на внатрешно триење по должина на рамнините a и b ($^\circ$) θ – агли меѓу одредени површини и рамнини ($^\circ$), A, B, X, Y – бездимензионални коефициенти зависни од геометрија на клинот, кои се дефинираат од стереографска проекција (Слика 16.29).

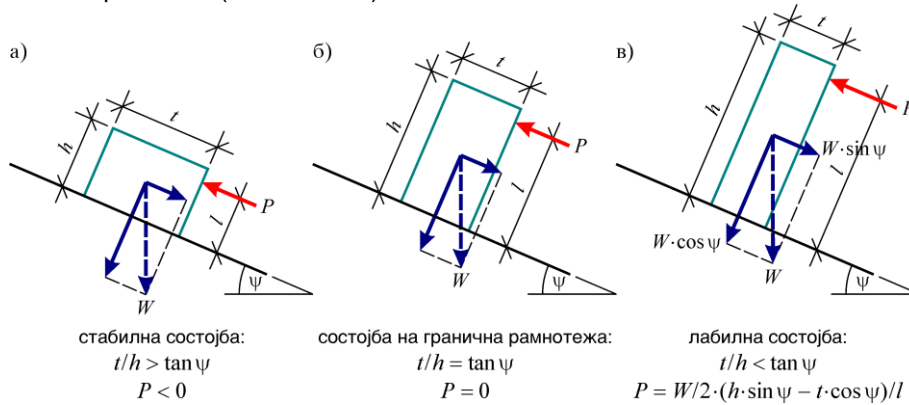


Слика 16.29 Приказ на потребни агли и параметри на стереографска проекција за пресметка на стабилност на клин, омеѓен со две пукнатини

Во сегашноста најмногу се користи т.н. комплетно решение на Бреј, засновано на векторска анализа на силите, кои дејствуваат на клинот, како земјотрес, анкери итн. За ваква намена се користат компјутерски програми (на пример, SWEDGE).

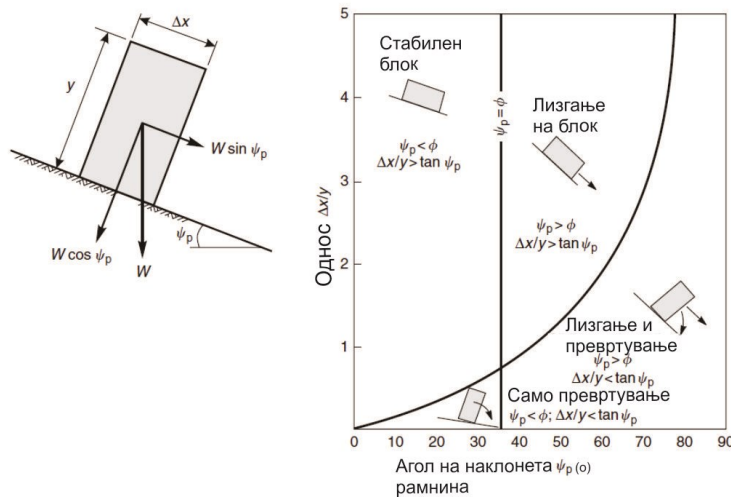
АНАЛИЗА НА ЛОМ СО ПРЕВРТУВАЊЕ

Анализата на блокови, кои се склони кон превртување, како проблем се јавува кај карпест масив со два доминантни системи на пукнатини со различни пукнатински растојанија, што е услов за формирање на т.н. призматични блокови. Наједноставно е да се разгледа однесувањето на еден блок, поставен на наклонета рамнина. (Слика 16.30).



Слика 16.30 Услови за стабилност на единечен призматичен блок на наклонета основа

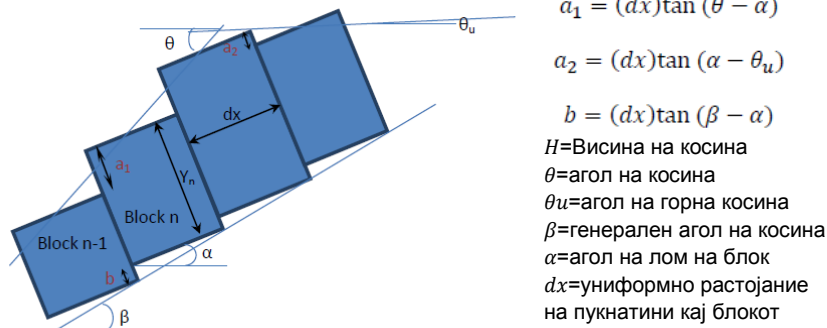
Некои односи за единечен блок врз основа на графоаналитичка постапка – по сличен принцип се прикажани на Сликата 16.31.



Слика 16.31 Приказ на кинематски услови за лом со превртување кај косини со два системи на пукнатини

Самите пресметки за услови за превртување за група блокови се вршат за варијанти кога се дефинира факторот на сигурност на косината или пак, кога се бара потребната дополнителна сила за стабилизирање на косината, склона кон превртување. Најпознати се методите на Гудман и Бреј (1976) и на К. Занбек (1983).

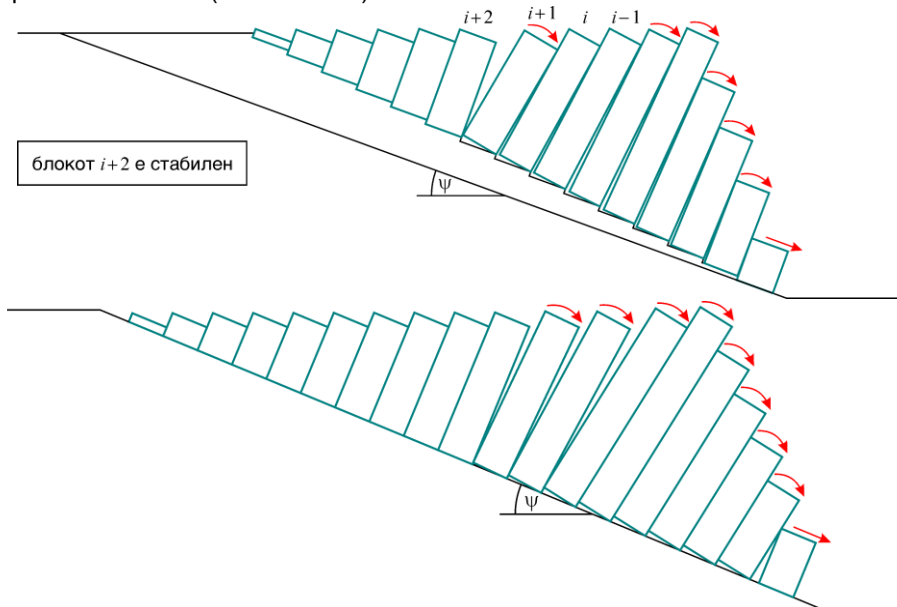
Основните параметри, кои обично влегуваат во пресметките, се прикажани на Сликата 16.32.



Слика 16.32 Основни параметри за пресметка на стабилност на група блокови

При анализите обично се проверува дали блоковите се стабилни при лизгање, при што одделен блок е стабилен против лизгање кога $\varphi_{cb} > \psi$, каде што φ_{cb} е агол на внатрешно триење на контактот блок – основа. За проверка на стабилноста на блокови од превртување во долна зона е значаен и аголот φ_{cc} , како агол на внатрешно триење на контакт блок – блок.

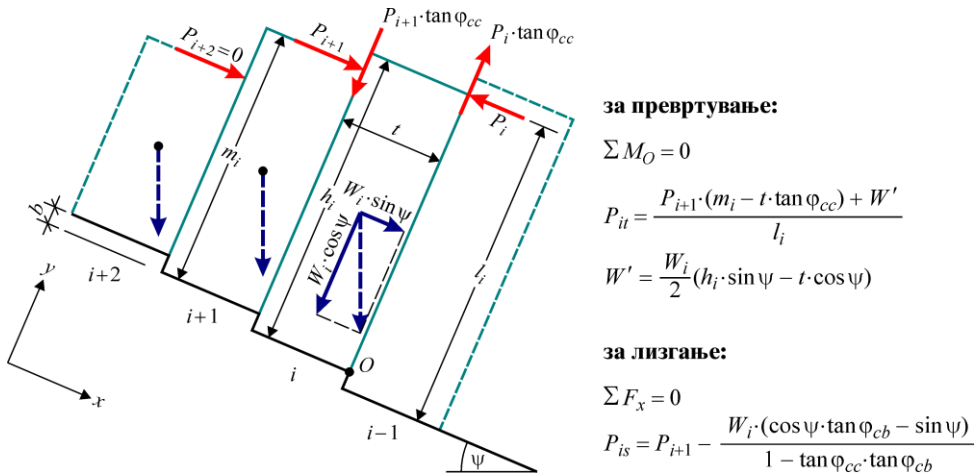
Ломот може да се прогнозира за т.н. скалеста или рамна основа на главната површина на ломот (Слика 16.33)



Слика 16.33 Приказ на група блокови склони кон превртување врз скалеста основа (горе), рамна или врз рамна основа (долу)

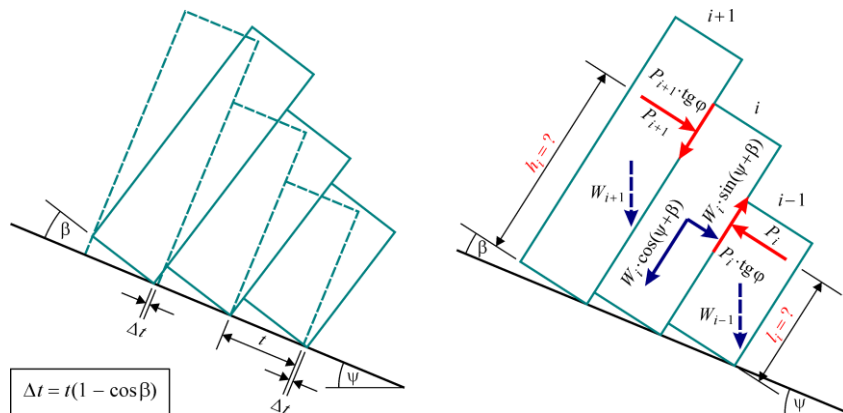
Условите за стабилност и силите меѓу блокови со соодветна тежина W , се прикажани на Сликата 16.34.

Општата стабилност на косината е зависна од вредноста на силата P_i , која дејствува врз првиот блок во нејзината ножица. Ако $P_i > 0$, тогаш косината е нестабилна, бидејќи силата P_i се смета за потребна сила, која ја потпира косината.



Слика 16. 34 Интерактивни сили што дејствуваат врз блокови на скалеста основа

Анализата на стабилност на блокови на рамна површина може да се прави за слични услови како и за скалеста основа, при што за оваа намена, се правени и моделски испитувања, кои, во својата суштина, се прикажани на Сликата 16.35 (К.Занбек 1978). Математичко решение за блокови склони кон превртување имаат дадено само Гудман и Бреј (1976), за кое основните влезни параметри се прикажани на Сликата 16.36.



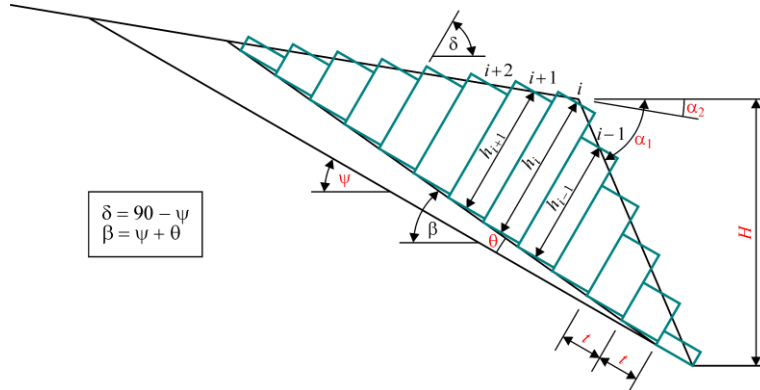
Слика 16.35 Процес на дилатирање на косината (лево) и интерактивни сили, кои дејствуваат врз блокови на рамна основа (десно).

Висините на одделните блокови, кои лежат на карпеста основа, зависат од конкретните геометриски односи од Сликата 16.36:

$$h_i = f(H, t, \psi, \theta, \alpha_1, \alpha_2)$$

Тежините на одделните блокови се еднакви на:

$$W_i = h_i \cdot t \cdot \gamma \quad \text{или} \quad W_i = h_i^* (t^2 \cdot \gamma)$$



Слика 16.36. Геометриски влезни параметри за пресметка на стабилност на косина, според Гудман и Бреј

Вредноста за превртување на единичен блок е еднаква на:

$$P_i = \frac{W_i}{2} \frac{h_i \cdot \sin \psi - t \cdot \cos \psi}{l_i} \quad \text{или}$$

$$P_i = (t^2 \cdot \gamma) \frac{h_i^*}{2} \frac{h_i^* \sin \psi - \cos \psi}{l_i^*}$$

Каде е $l_i^* = l_i / t$.

Силата на превртување за блокови со еднаква вредност на h_i/t може да се пресмета и според:

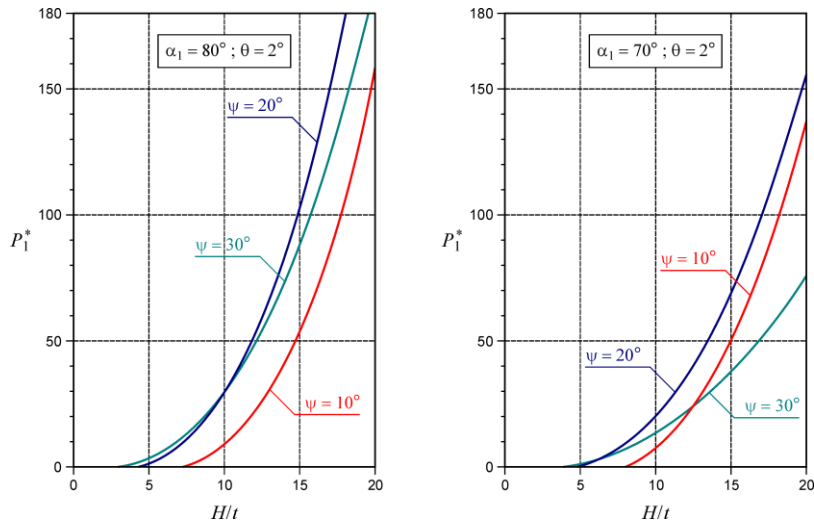
$$P_i = (t^2 \cdot \gamma) \cdot P_i^*$$

Според тоа, може да се напишат и следните формули:

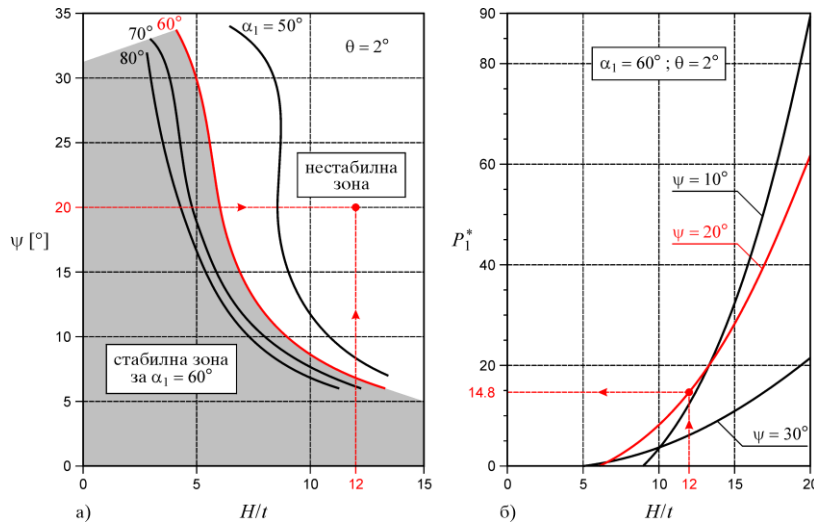
$$P_{it} = (t^2 \cdot \gamma) \frac{P_{i+1}^* (m_i^* - \tan \varphi_{cc}) + \frac{h_i^*}{2} (h_i^* \sin \psi - \cos \psi)}{l_i^*} = (t^2 \cdot \gamma) P_{it}^*$$

$$P_{is} = (t^2 \cdot \gamma) \left[P_{i+1}^* - \frac{h_i^* (\cos \psi \cdot \tan \varphi_{cb} - \sin \psi)}{1 - \tan \varphi_{cc} \cdot \tan \varphi_{cb}} \right] = (t^2 \cdot \gamma) P_{is}^*$$

За практична примена, од страна на Занбек се подготвени дијаграми, од кои можат да се проценат потребните сили и состојбата на стабилност. Еден пример за блокови со однос $H/t - P1^*$ за различни влезни параметри и случај, каде што $\varphi_{cc} = \varphi_{cb} = 35^\circ$.



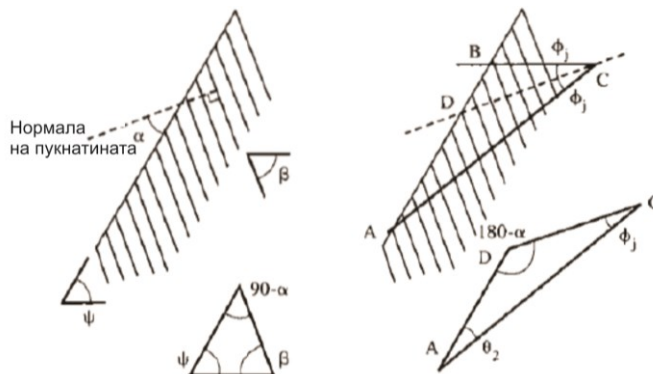
Слика 16.37 Дијаграм на зависност $H/t - P_1^*$ за различни геометриски елементи и услов $\theta = 2^\circ$ и $\varphi_{св} = \varphi_{сб} = 35^\circ$



Слика 16.38 Примена на пресметковни дијаграми за случај на косина со геометриски елементи $H/t = 12$, $\alpha_1 = 60^\circ$, $\psi = 20^\circ$, $\theta = 2^\circ$

Едноставна геометриско-аналитичка пресметка на стабилноста на превртување може да се направи и според условите на Сликата 16.39.

Според Сликата 16.39 и геометријата на триаголникот ACD , се гледа $\alpha - \varphi > 0$ и дека $\alpha = \psi + \beta - 90$. Од овој однос произлегува дека за да дојде до пролизгување меѓу слоевите е потребно $\psi > 90 + \varphi - \beta$.



Слика 16.39
Геометриски услови
за странично
превртување
(Хадсон и Харисон,
1997)

Факторот на сигурност може да се пресмета според следната едноставна формула:

$$F = \frac{\tan \phi}{\tan(\psi + \beta - 90)}$$

ОСНОВИ ЗА АНАЛИЗА НА ЛОМ СО СВИВАЊЕ И СО ПРЕКРШУВАЊЕ

Моделот на лом со свивање или со прекршување, иако е поредок во практиката, сепак, понекогаш може да биде од интерес. Како е прикажано на Сликата 16.2, овој модел се појавува кај косини, каде што падот на главните пукнатини е „ист“ со падот на косината, а пукнатините се наоѓаат на меѓусебни растојанија d . Во рамките на ова поглавје се прикажува една постапка разработена од Д. Џ. Каверс, 1981. При ваквите анализи, наједноставно е да се направи: првична процена за т.н. дозволена висина на косината (H), дебелината на слоевите и аголот на внатрешно триење (φ), според сликата 16.40. Без опишување на детали за постапката, во анализата се поаѓа од дефинирање на критичната сила на единечна ширина до која може да биде оптоварен блокот при негово извивање за блок со модул на еластичност и момент на инерција $I = b \cdot d^3/12$ и се добива следната формула:

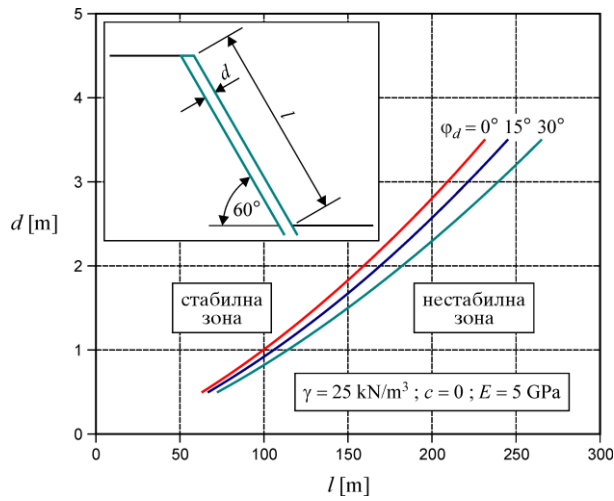
$$\frac{P_{cr}}{b} = \frac{K \cdot \pi^2 \cdot EI}{b \cdot l_b^2}$$

Каде што е: b – ширина на косина; K – константа за опис на гранични услови (за прикештени краеви $K = 1$); l_b – должина на косината предиспонирана кон извивање.

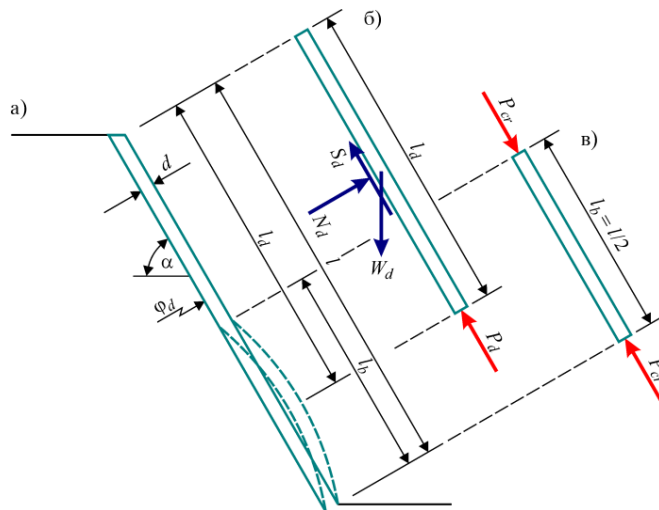
Поедноставен модел за пресметка е прикажан на Сликата 16.41. Силата P_d , која дејствува на сегментот, кој транслаторно се поместува со должина l_d и ширина b , изнесува:

$$P_d = (W_d \cdot \sin \alpha - W_d \cdot \cos \alpha \cdot \tan \varphi_d - l_d \cdot c) \cdot b$$

Каде што е: W_d – тежина на сегментот; α – наклон на косина; φ_d – агол на внатрешно триење по должина на дисконтинуитетот, c – кохезија.



Слика 16.40. Дијаграми на зависност $l - d$, конструирани врз основа на методот на Д. Џ. Каверс, 1981



Слика 16. 41 Модел за пресметка на лом со извивање на рамна косина:
 а) вкупна косина; б) сегмент, кој транслаторно се поместува, в) сегмент, кој се извива

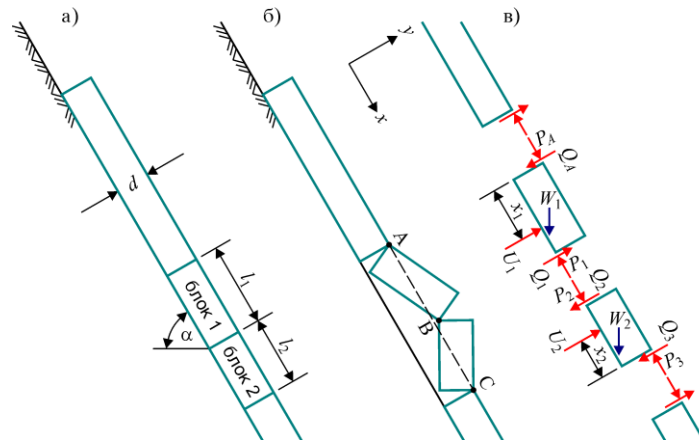
Ако се замени $W_d = d \cdot l_d \cdot \gamma$ и $l_d = 3/4 \cdot l$, се добива:

$$\frac{P_d}{b} = 0.75 \cdot l \cdot d \left(\gamma \cdot \sin \alpha - \gamma \cdot \cos \alpha \cdot \tan \varphi_d - \frac{c}{d} \right)$$

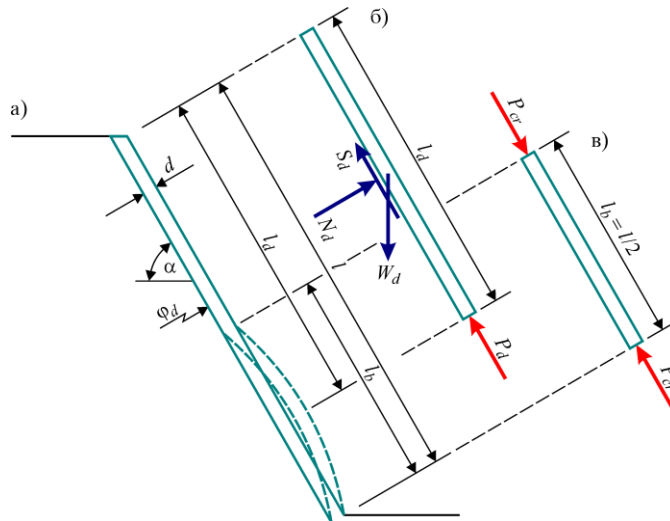
Со замена на $l_b/l = 0.50$, т.е $l_b = 0.5l$, се добива изразот за гранична должина на косината за која е обезбедена стабилност против извивање:

$$l^3 = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot d^2}{2.25 \left(\gamma \cdot \sin \alpha - \gamma \cdot \cos \alpha \cdot \tan \varphi_d - \frac{c}{d} \right)}$$

Пресметки можат да се направат и за случаи ако има модели на прекршување и свивање, како на Сликата 16.42 и на Сликата 16.43.



Слика 16. 42. Модел за лом кај случај на прекршување во три зглоба на рамна косина: а) почетна геометрија на косина; б) геометрија за време на деформација; в) сили што дејствуваат на индивидуалните блокови



Слика 16. 43 Модел за лом кај случај на прекршување во три зглоба на закривена косина: а) механизам на прекршување; б) сили што дејствуваат на индивидуалните блокови

Детали за пресметките можат да се сретнат кај Каверс (1981).

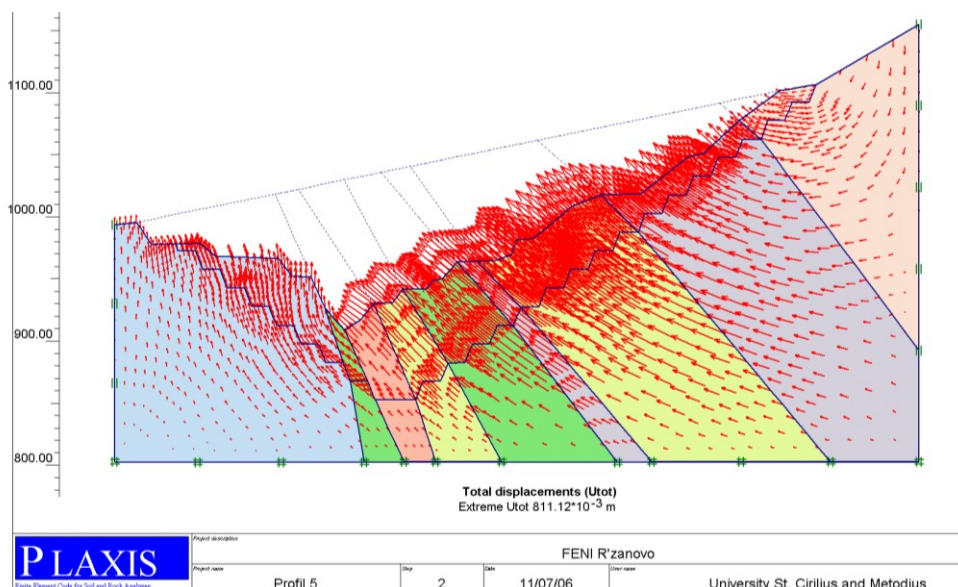
НАПОНСКО-ДЕФОРМАЦИСКИ АНАЛИЗИ

Напонско-деформациските анализи кај косините најчесто се прават со т.н. метод на конечни елементи. Основата на овој метод е физичка поделба (дискретизација) на еден проблем во вид на т.н. конечни елементи, со соодветни димензии. Како излез од програмите се добиваат напони и деформации. Еден пример е прикажан на Сликата 16.44.

Со комбинација на методите на гранична рамнотежа и конечни елементи, може да се овозможи ефектен спој на потребните големини за дефинирање на состојбата на стабилност.

Треба да се нагласи дека точноста на пресметките е најмногу зависна од квалитетот на влезните податоци, односно ако немаме податоци, кои на доверлив начин ја отсликуваат состојбата на теренот, тогаш сите пресметки имаат формален карактер.

Овој аспект е предмет на детални нумерички моделирања, што е нешто подетално прикажано во поглавјето 17.



Слика 16.44 Приказ на пресметани поместувања за еден профил од површински коп 'Ржаново, Кавадаречко (стрелките укажуваат на правецот на очекувани поместувања)

ОСНОВИ НА АНАЛИЗА НА РИЗИК ОД ОДРОНУВАЊЕ

Честите појави на одронување, кои се проследени со материјални и човечки загуби ја наметнаа со цела сериозност потребата од соодветен пристап при анализирање на hazardите и ризиците од одронување. Во светската наука и практика можат да се истакнат трудовите за процена на можните ризици на: Л. А. Пирсон и др. (1994), Ј. А. Френклин и др. (1997), М. Романа (1988), М. Круден и др. (1988), А. Вагнер и др. (1988), П. Локин и др. (2001). Можноста за појава на одрони се заснова на принципот на разгледување на проблемот од пошироко кон потесно

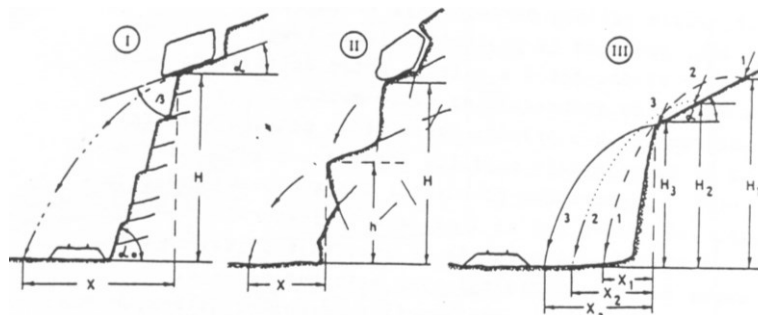
подрачје, со оглед дека успешната идентификација на hazardот од одронување не е можна без детаљно познавање на геолошкиот развој и геолошко-генетските карактеристики на одреден регион. За анализа на овој проблем, во денешницата, успешно се користат софтверски пакети, чија основна намена е да се предвидат можните траектории на одронетите блокови. Капацитетот на задржувањето на ударот од блок врз одредена површина се изразува со еден параметар, кој е наречен **коэффициент на реституција**. Симулациските модели за одрони, Бозоло и други (1988), Хангр и Еванс (1988), и Азони и др. (1995), најчесто ја вклучуваат и т.н. симулација според методот на Монте Карло.

При процесот на одронување, одронетите блокови целосно се одвојуваат од својата подлога, а нивното движење може да се одвива делумно во воздух или пак со транслација и ротација по падината. Кај многу стрмни косини може да се појави и слободен пад на блоковите (Слика 16.45).



Слика 16.45 Приказ на можни начини на движење на одронети блокови, зависно од падниот агол на падината (преземено од FHWA, Прирачник „Карпести косини“, ноември 1991)

Одронувањето се одвива со многу голема брзина и трае доста кратко, иако подготовната фаза за одронување може да трае многу долго. Во фазата на одронување се можни и неколкуфазни удирања низ падината (Слика 16.46).



Слика 16.46 Приказ на начини на одронување: I – со претходно лизгање на блокови, II – отскокнување по неравна падина, III – различни траектории на движење и далечини на отфрлање на блоковите зависно од местото на отскок (според М. Јањиќ 1969)

Движењето на блоковите е дефинирано со **определена траекторија** или **патека на движење**, која зависи од: наклонот на падината, нејзината морфологија, висината и типот на материјал по кој се движат одронетите блокови.

Со анализа на: геоморфолошките, геолошките, климатските, хидролошките и посебно карактеристиките на испуканоста, со доста голема сигурност можат да се издвојат локации, кои се критични за одронување. Од друга страна, многу е тешко да се прогнозира моментот на лом и појавата на одронот. Вообичаено, при анализа на механизмот на одроните се дефинираат неколку основни параметри и тоа:

- големината на силата, која би се појавила при удар на одронот во некој објект;
- брзината на пад на одронетата маса и забрзувањата при движењето;
- должината на одлетување на блоковите;
- кинетичката енергија од удар на блоковите врз теренот или објектите и други елементи.

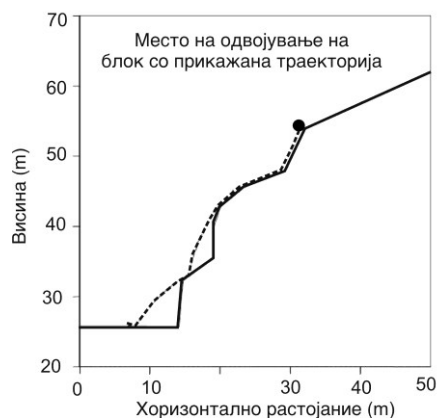
За дефинирање на силата на удар и брзината на движење на блоковите при слободен пад се користат познати формули од физиката:

$$p = \frac{m \cdot V^2}{2}; \quad V = \sqrt{2gH} \quad \text{Каде што: } m\text{- маса на карпестата маса; } V\text{- брзина на движењето, } H\text{- висина на косината, } g\text{- земјино забрзување}$$

Должината на одлетување на блокови може да се определи со користење на следната формула:

$$L = \frac{\alpha + 45}{450} \cdot H; \quad \alpha - \text{наклон на косините}$$

Прикажаните формули се користат за релативно груба пресметка на параметрите за одронување на карпестите маси. За поточни пресметки, во современата практика се разработени пософистицирани методи на анализа на опасноста (хазардот) и можните ризиците од одронување. За таа намена се користат софтверски пакети, чија основна намена е да се предвидат можните патеки на движење, со симулации за голем број случаи, за различни големини на блокови (Слика 16.47).



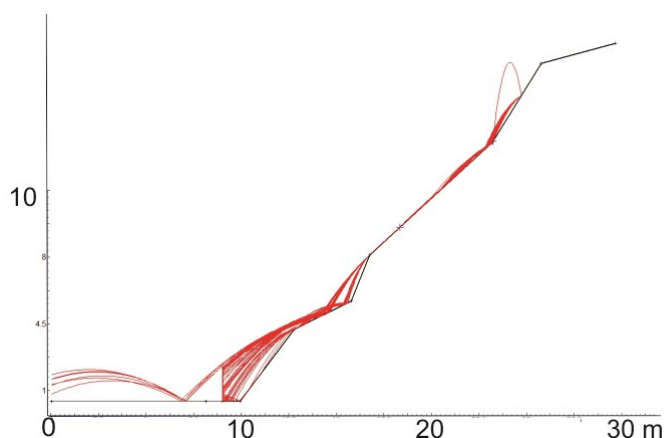
Слика 16.47 Еден пример за пределување на траекторија на движење на блок со тежина од 1000 кг (Хек 2002)

Траекторијата на блокот зависи и од карактеристиките на карпата, врз која се удира, односно од нејзината јакост и збиеност. За дефинирање на карактеристиките на подлогата, **коэффициентот на реституција** се определува и во нормален правец на ударот на блокот (R_n) и во тангенцијален правец (R_t), според типичните вредности прикажани во Табелата 16.3.

Табела 16.3 Карактеристични вредности за коэффициент на реституција R

Вредност на коэффициент на реституција (R_n)	Вредност на коэффициент на реституција (R_t)	Тип на подлога
0	0.24	Удар од блок врз рамна површина од седимент во дно на стрмни косини
0.32	0.81	Сипар со локално присуство на вегетација
0.29	0.80	Косина од почва со слаба вегетациона покривка
0.316	0.72	Варовник
0.4	0.9	Асфалтна површина на пат
0.453	0.737	Прскан бетон
0.487	0.91	Карпеста косина
0.53	0.99	Косина од цврста карпа со висока јакост

Од табелата се гледа дека големината на овој коэффициент зависи од природата на материјалите од кои е формирана ударната површина. Физичката суштина на коэффициент се огледува во способноста за амортизирање на ударот на одронетиот блок на површината на карпата. Преку симулациските модели се прави прогноза на траекториите на блокови со различна тежина, се дефинира нивната кинематска енергија, можното растојание до кое може да се одрони блокот и на крајот се предвидуваат соодветни мерки за заштита од одронување (Слика 16.48, Слика 16.49 и Слика 16.50).

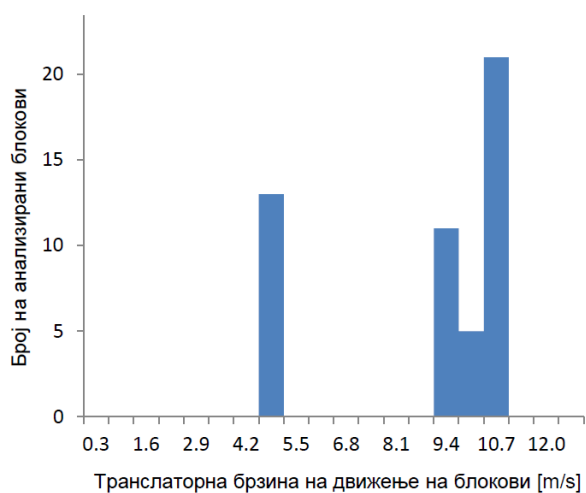


Слика 16.48 Симулација на можни траектории на одронети блокови на патот Кочани – Делчево, со софтвер ROCKFALL



Слика 16.49 Одрон на патот Кочани – Делчево со приказ на делумно задржување на блокови со габионски ѕид како бариера

За сите анализи, многу е значајна соодветна прогноза на брзините на движење на одронетите блокови. Еден пример е прикажан на Сликата 16.50.

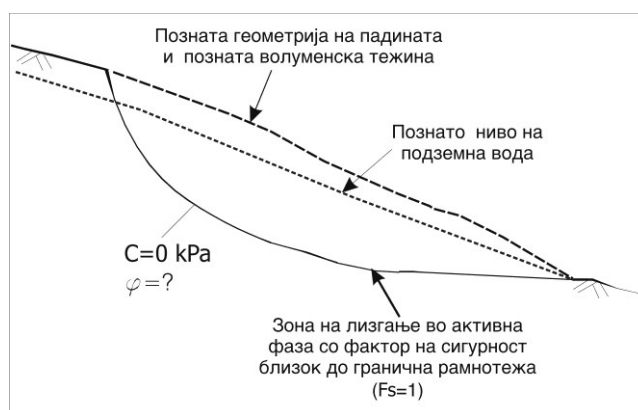


Слика 16.50 Хистограм на распределба на брзина на движење на одронети блокови за случајот од Сликата 16.49

Се работи за конкретни примери за случени одрони од кои јасно произлегува дека анализата на механизмите на одронување е исклучително тешка задача. Тука може да се потенцира дека прогнозирањето на времето на појавата на одрони по тежината на задачата е слична со прогнозирање на земјотресите.

ПОВРАТНИ АНАЛИЗИ

Вообичаено, кај косини што претрпеле поместување, во анализите се усвојува дека кохезијата е сведена на вредност $c=0 \text{ kPa}$. Така, ако се знае геометријата на косината, положбата на површината на смолкнување и нивото на подземна вода, може на обратен, односно повратен начин, да се процени вредноста на аголот на внатрешно триење по должина на рамнината на лом. Таквата постапка се нарекува **повратна анализа** (анг. **back analysis**). На овој начин се одредува просечната мобилизирана јакост при лом, која, во случај на големи поместувања, најчесто одговара на резидуалните параметри на јакоста на смолкнување. Со таквата постапка се проверува и веродостојноста на лабораториските испитувања на резидуалната јакост на смолкнување. Еден пример е прикажан на Сликата 16.51.



Слика 16.51 Приказ на концепт на повратна анализа кај една косина во многу испукана до здробена карпеста маса

Повратната анализа се користи за да се пронајде рационален начин да се испроектираат и да се изведат стабилизационите мерки. Имено, ако е познато дека при смолкнување на некоја падина факторот на сигурност е $F=1$, кога се знае геометријата на косината, се бараат параметри што одговараат на реалната ситуација.

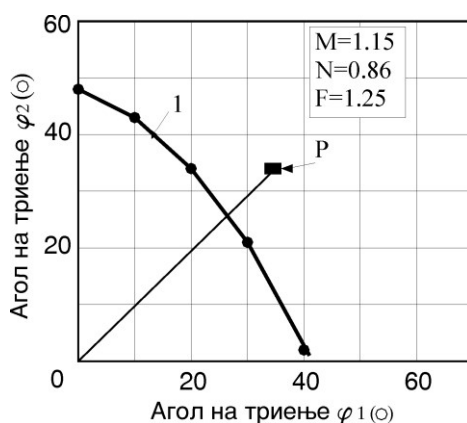
Така, при проектирањето на ефектите од санациските мерки, како задоволителен ефект од санацијата може да се усвои релативно понизок фактор на сигурност од редот на големина $F_{min}=1.1 - 1.2$, па и понизок, доколку може да се толерираат мали поместувања, т.е. ползење на косината.

КОНЦЕПТ НА АНВЕЛОПА НА ЈАКОСТА

Концептот на анVELOПА на јакоста е всушност специфичен случај на повратна анализа. Имено, за одредена косина со позната геометрија и гранични услови, преку серија анализи и варирање на влезните параметри, можат да се конструираат серија криви или **анVELOПИ**. За овие анVELOПИ решението би било задоволено за различни комбинации на параметрите на јакоста во еден

дводимензионален простор. Најчесто се конструира т.н. анvelopа за вредност на факторот на сигурност $F=1$, односно состојба на гранична рамнотежа. При тоа, дводимензионалниот простор на анvelopата е дефиниран со кохезијата (c) и аголот на внатрешно триење (φ). Ваква постапка е корисна за параметарската анализа на стабилноста во почвени косини хомогено градени и кај рамнински лом по една пукнатина.

Кај цврстоврзаните карпести маси, граничните услови и геометријата на потенцијално нестабилното тело се дефинирани од постојните дисконтинуитети. Кај клиновидните карпести блокови е подобро да се конструираат анvelopи во т.н. координатен систем $\varphi_1 - \varphi_2$, дефиниран со агли на триење по дисконтинуитетите по кои настанал ломот. Факторот на сигурност F се дефинира како однос меѓу потегот OP со потегот OP' , кој одговара на јакостната анvelopа. Пример за конструкција на анvelopа за клиновидно тело е прикажан на Сликата 16.52.



Слика 16.52 Анvelopа на јакост за клиновидно тело за случај на гранична рамнотежа ($F=1$)

Се нагласува дека при анализите се можни варирања и на притисокот од водата по пукнатини, динамичките дејства, ефектот од примена на заштитни мерки и друго.

КОНЦЕПТ ЗА ДЕФИНИРАЊЕ НА МАКСИМАЛНА ВИСИНА НА ВЕРТИКАЛНИ КОСИНИ ПРИ ИСКОП

Во механиката на карпи, понекогаш е значајно да се изврши прогноза на максимална висина на вертикален ископ. Ова прашање има и феноменолошко но и практично значење. Според Бартон, Шен и Бар (2018), познато е дека највисоки - скоро вертикални клифови се со висини над 1300 метра, како на пример Големата кула Транго на Каракорум со висина од 1350 м (англ. Great Trango Tower). За вакви случаи, според овие автори, јакоста на притисок на ниво на примероци треба да биде во дијапазон $\sigma_r=100-150$ МПа. Од друга страна, во вулкански туфови од Кападокија се забележани висини од 15-20 метра, при јакост на притисок од само $\sigma_r=1$ МПа.

Некои примери се прикажани на Слика 16.53.



Слика 16.53 Примери на високи скоро вертикални косини во цврсти и многу цврсти карпести масиви: горе (лево) - Големата кула Транго, Каракорум, Пакистан со висина околу 1.350 м, горе (десно) - Масив Огледалски ѕид (англ. Mirror Wall), Остров Бафин, Канада, висина околу 1200 м, долу- Гранити Ел Капитан, Јосемити парк, САД, висина 950-1.000m (Бартон и др., 2018)

Според Бартон, Шен и Бар, за прогноза на критичната висина на вертикален ископ ($H_{crit.1}$) може да се искористи следната формула:

$$H_{crit.1} = 100 \cdot \sigma / \gamma \nu$$

Каде што σ –јакост при затегнување во МПа; γ – волуменска тежина во t/m^3 ,
 ν - Поасонов коефициент

Според авторите, граничната висина е контролирана од односот на максималниот вертикален напон на притисок кон условите за екстензиони деформации, што на некој начин ги контролира и појавите на екстензионите

вертикални пукнатини. Ова зависи од однос на т.н јакоста на затегнување и Поасоновиот коефициент (σ / ν).

Како резиме од сите анализи се гледа дека постојат мноштво методи и пристапи за анализа. При изборот на методата за анализа, инженерското расудување секогаш треба да има големо значење. Не треба да се занемари искуството од случените нестабилности и примената на методата на природните аналогии – како искуствена метода. Оваа метода се состои во статистичката обработка на податоците во инженерскогеолошките анализи на теренот.

Конкретната оценка за стабилноста на некоја косина може да се изведе врз основа на детални анализи, примена на аналогии и секое постојно знаење, при што процена на стабилноста, посебно кај линиските објекти, може да се врши со поврзувања на показателите на основните законитости на формирањето на падините, кои се викаат критериуми на геолошката сличност. Тука многу може да помогнат емпириските методи. Кај критични пресеци потребна е примена и на детаљни напонско-деформациски анализи, врз основа на детален фонд на истражни работи.

Треба да се спомне, дека има одредени специфичности скоро кај секој објект, па затоа, покрај основните поставки за анализа на стабилноста, во поглавјето 21, се прикажани и некои други специфики при анализи на стабилност кај лачни брани, површински копови и друго.

ПРАШАЊА ЗА ДИСКУСИЈА

- Коментирајте каде е значајна стабилноста на карпестите маси и кои биле иницијалните катастрофи за развој на посебните методи на анализа на стабилноста во цврстите карпи!
- Што се подразбира под терминот кинематска анализа и кои се најчести видови на лом кај цврстите карпи?
- Што анализира теоријата на клучен блок?
- Коментирајте ги условите за лом, кои се анализираат во методите на Е. Хек и Џ. Бреј!
- Коментирајте ги условите на лом со превртување и со свивање!
- Што се подразбира под постапката за анализа на хазарди од одронување и кои се клучните параметри во таа анализа?
- Што подразбирате под терминот повратна анализа, а што под терминот концепт на анvelope на јакост?
- Коментирајте ги параметрите од кои зависи максималната вертикална висина на косини во цврсти карпи!

17

МОДЕЛИРАЊЕ ВО МЕХАНИКАТА НА КАРПИ

ВОВЕД

Методата на моделирање е една од најраспространетите во геотехниката, а со самото тоа и во механиката на карпите.

Поимот моделирање во механиката на карпи се однесува на поедноставен приказ на реалната состојба на карпестите маси во природна состојба, користејќи некоја постапка за формирање физички или математички модели.

Поедноставувањата при подготовката на моделите се неопходни бидејќи никогаш не е можно да се прикажат сите својства и состојби какви што се во природата. Ова укажува дека секој модел на некој начин е идеализација и генерализација на вистинската состојба на теренот.

Во овој учебник се прифаќа ставот дека поимот **геотехнички модел** се разбира во поширока смисла, како спој меѓу теоретските и практични сознанија за својствата на природната геолошка средина и промените што настануваат во неа, под дејство на инженерската дејност (Н. Павловиќ 1995, 1996).

При дефинирање на моделите се поставува задача да се осознаат интеракциите меѓу карпестата маса и објектот, сè со цел да се дојде до некое оптимално техничко решение. При тоа, терминот модел не треба да се разбере како една единствена целина, туку тоа би бил систем со повеќе меѓусебно зависни и поврзани делови. На пример, според Павловиќ, сложениот геотехнички модел се состои од три основни видови модели во потесна смисла и тоа:

- Модел на природна геолошка средина, кој обично се изработува во вид на инженерскогеолошки пресеци (ИГП), интегрален инженерскогеолошки пресек (ИИГП) и инженерскогеолошки модел (ИГМ);
- Модел на инженерска дејност или геотехнички модел во потесна смисла (ГМ);
- Модел на интеракција (МИ), односно модел на напонско-деформациско однесување.

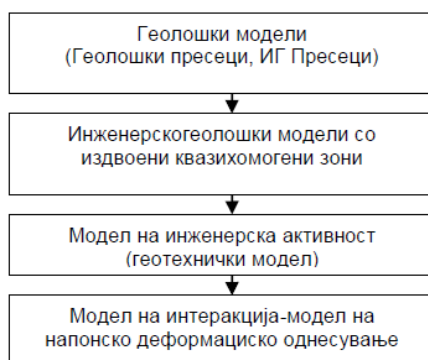
Овие составни делови на моделот во поширока смисла се неодвоиви, а меѓу нив постојат многу зависимости, за чие дефинирање се користат различни постапки на физичко и на математичко моделирање.

Физичките модели се поедноставена физичка репродукција на вистинските услови во склоп на теренот, додека математичкото или нумеричкото моделирање е приказ со аналитички врски и зависимости меѓу напоните и деформациите за различни состојби на оптоварувања и растоварувања.

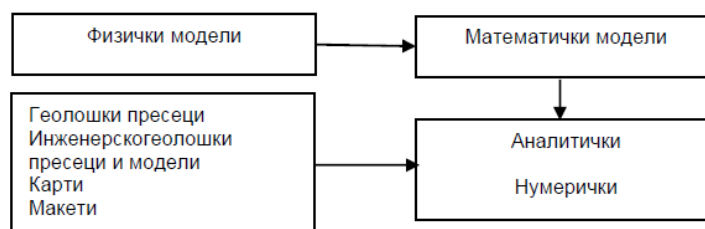
Очигледно е дека проблемот на моделирање е поврзан со дефинирање на интеракциските влијанија меѓу карпестите маси и објектите, што е една од основните цели на механиката на карпите. Поради значењето на овој проблем, во рамките на ова поглавје се прикажани некои основни принципи за ова прашање.

СТРУКТУРА НА ГЕОТЕХНИЧКИТЕ МОДЕЛИ

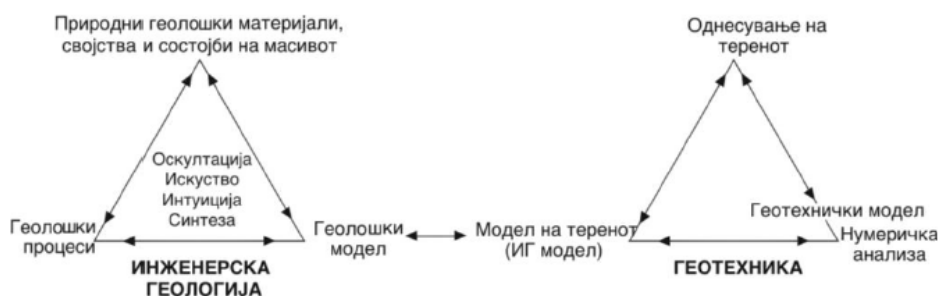
Со цел самата постапка на моделирање да биде успешна е потребно, пред сè, да се применува принципот на **постапност** при изработката на моделот. Во литературата можат да се сретнат различни препораки како се структурира еден модел. На пример, во геотехниката е особено развиена методологијата на **инженерскогеолошко моделирање** по параметри, кои се од интерес за проектирање (Кујунџиќ 1973). Оваа постапка е всушност графичко претставување на некои избрани својства и состојби на карпестите маси во вид на физички приказ. Физичкиот приказ може да биде поткрепен и со аналитички зависимости меѓу некои истражувани параметри. Во принцип, сите фази на моделирање треба да се поврзани (Слика 17.1, Слика 17.2 и Слика 17.3).



Слика 17.1. Линеарна врска меѓу различни видови модели

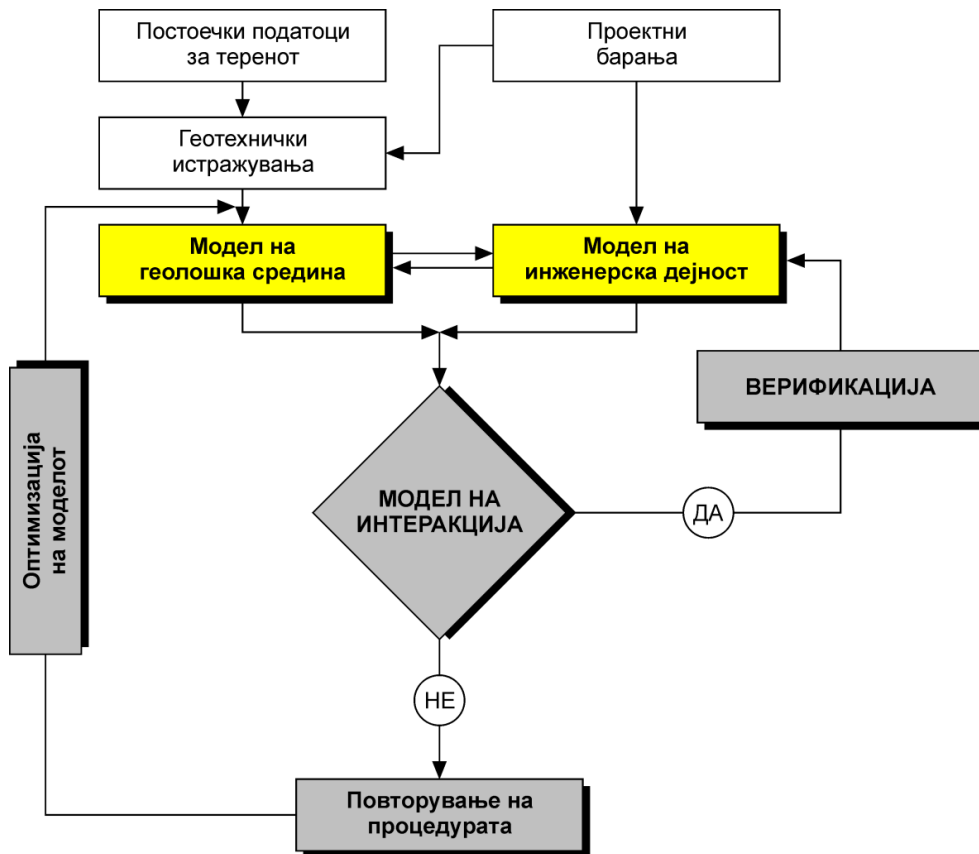


Слика 17.2 Врска меѓу различни видови модели



Слика 17.3 Врска меѓу методите на истражување и анализа во инженерската геологија и геотехниката низ т.н. инженерскогеолошки и геотехнички триаголник (според Џ. Нил, 2003).

Како графички физички модели треба да се сметаат и сите геолошки, инженерскогеолошки и други карти, профили или какви било пресеци на теренот.

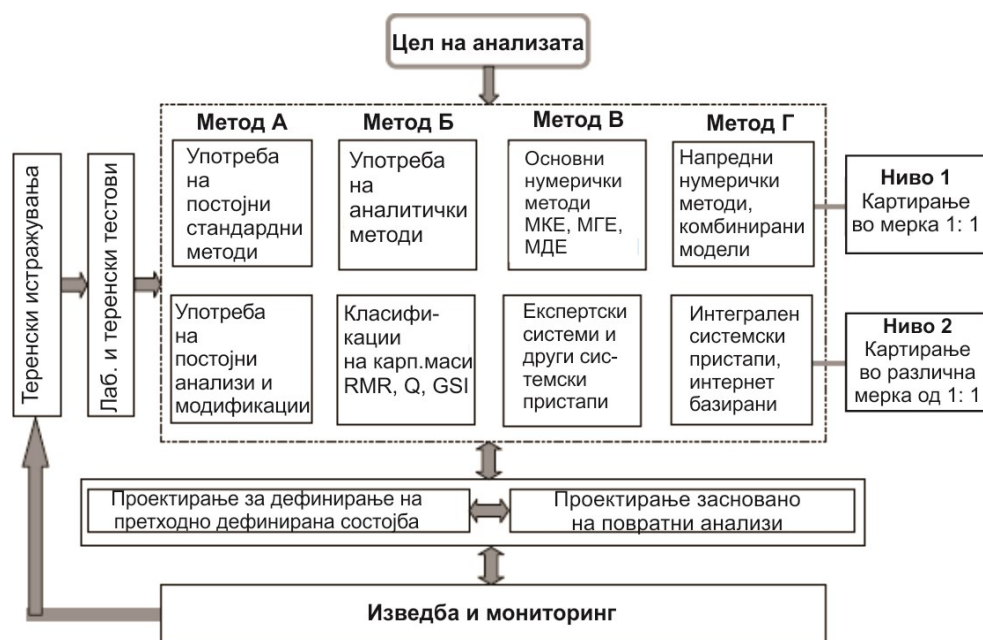


Слика 17.4 Структура на геотехнички модел (Павловиќ 1996)

Како што може да се заклучи од прикажаните слики, јасно е дека сите видови модели треба да се надоврзуваат еден на друг, со цел низ неколкуфазни активности во различни фази на истражување и проектирање, да се овозможи што подобро дефинирање на системот во интеракција карпеста маса – објект.

Генерално, ова укажува дека моделот постојано може да се усовршува. Исто така, при неговото формирање треба да се знае дека не само што својствата и состојбите на карпестите маси влијаат на елементите на инженерската дејност, туку и изведбата на објектите има соодветно влијание врз карпестата маса.

Во денешницата, структурата на моделите е предмет на анализа на повеќе автори, при што ISRM препорачува процес при моделирање, прикажан на Сликата 17.5.



Слика 17.5 Дијаграм за дефинирање на процес на моделирање во инженерската механика на карпи, според Фенг и Хадсон (2011).

Може да се заклучи, дека, заедничката идеја на различните пристапи при моделирањето треба да биде успешно дефинирање на различни видови интеракции, што е прикажано понатаму во рамките на ова поглавје.

ПРИКАЗ НА НЕКОИ ИНЖЕНЕРСКОГЕОЛОШКИ ПРЕСЕЦИ И МОДЕЛИ

Позитивните искуства при проектирање на различни објекти, пред сè, високите брани, покажале дека е многу корисно кога резултатите од испитувањата на својствата и состојбите на карпестите маси се прикажуваат во вид на **инженерскогеолошки пресеци (ИГП) и модели (ИГМ)**. Оваа методологија, главно, се заснова на постапките афирмирани од Б. Кујунџиќ (1973), која, со текот на времето, е постојано надградувана.

На инженерскогеолошките пресеци се прикажуваат резултати добиени со мерење, испитување и истражување во природата и тие всушност претставуваат фактографски приказ на добиените резултати.

Интегралниот инженерскогеолошки пресек (**ИИГП**) е синтеза на сите испитувани параметри и е производ на: анализа, интерпретација и вклопување на сите резултати од истражувањето во една логична целина.

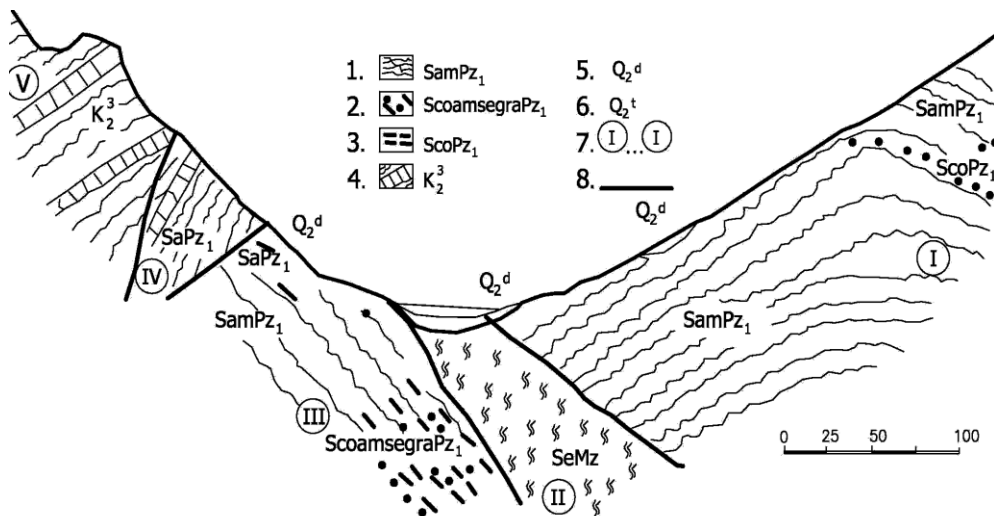
Инженерскогеолошките модели претставуваат упростена претстава на теренот, со негова поделба во разграничени квазихомогени зони со исти својства. Крајната цел на сите анализи е да се подготви **геотехнички модел**, кој е основа за проектирање на техничките мерки за заштита и за подобрување на својствата на теренот. Во практиката ИГП и ИГМ најчесто се изработуваат по следните параметри:

- ИГП по параметар на литологија;
- ИГП и ИГМ по параметар на распаднаост;
- ИГП и ИГМ по параметар на испуканост;
- ИГП и ИГМ по параметар на водопропустливост;
- ИГП и ИГМ по параметар на брзини на еластичните сеизмички бранови;
- ИГП и ИГМ по параметар на деформабилноста;
- ИГП и ИГМ по параметар на јакост на смолкнување на карпестите маси;
- ИГМ по параметар на квалитет на карпеста маса;
- ИИГП (интегрален инженерскогеолошки пресек).

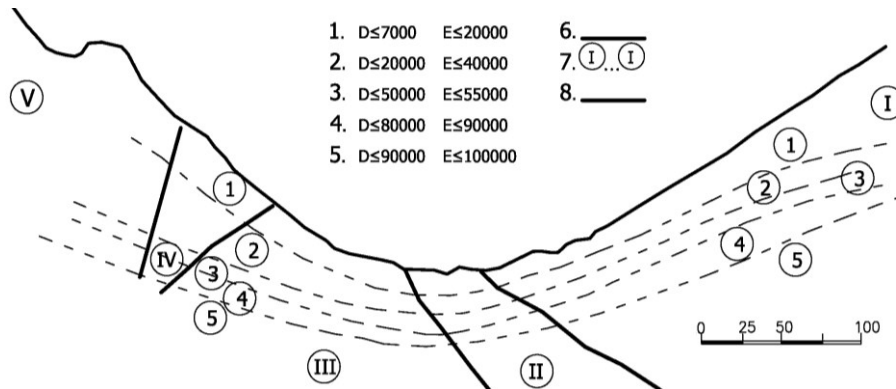
Инженерскогеолошките пресеци и модели се **истражувачко** видување за геотехничките интервенции, кои се потребни за изведба на објектот, додека крајно решение и детали за технологијата на работа донесува **проектантот**.

На геотехничките модели во потесна смисла (**ГМ**) се претставува карпестата маса, изделена на одделни зони, каде што се планира изведба на: **ископ, консолидациско инјектирање, длабина за изведба на инјекциска завеса, анкерисување, дренарање** итн. (Слика 17.11)

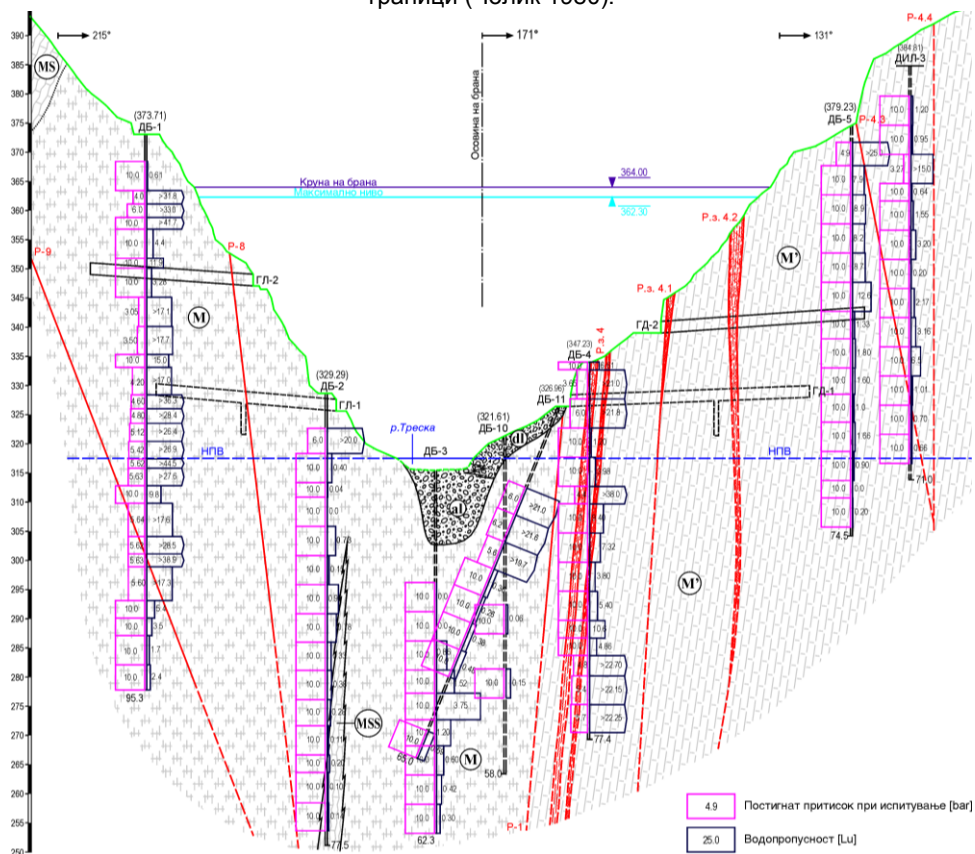
За да се согледа содржината на пресеците и моделите, неколку примери се прикажани на следните слики за различни гравитациски бетонски, лачни и насипни брани и за еден тунел кај нас.



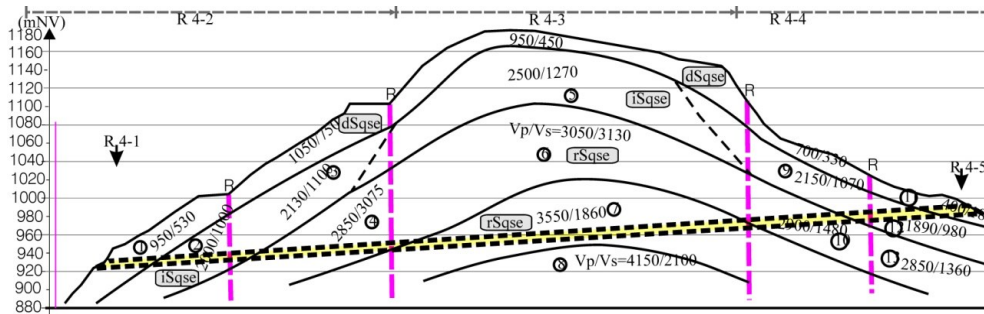
Слика 17.6 Инженерскогеолошки пресек по параметар на литологија со елементи на тектонската градба за преградно место за гравитациска брана „Башино Село“ во близина на Велес: (1) палеозоиски амфиболски шкрилци; (2) палеозоиски амфиболско-хлоритско-серицитски шкрилци; (3) палеозоиски хлоритски шкрилци; (4) кредни песочници и рожњаци, флиш: песочници, глинци, лапори, варовници; (5) делувиум; (6) алувиум; (7) тектонски блокови; (8) тектонски граници (Чолик 1980).



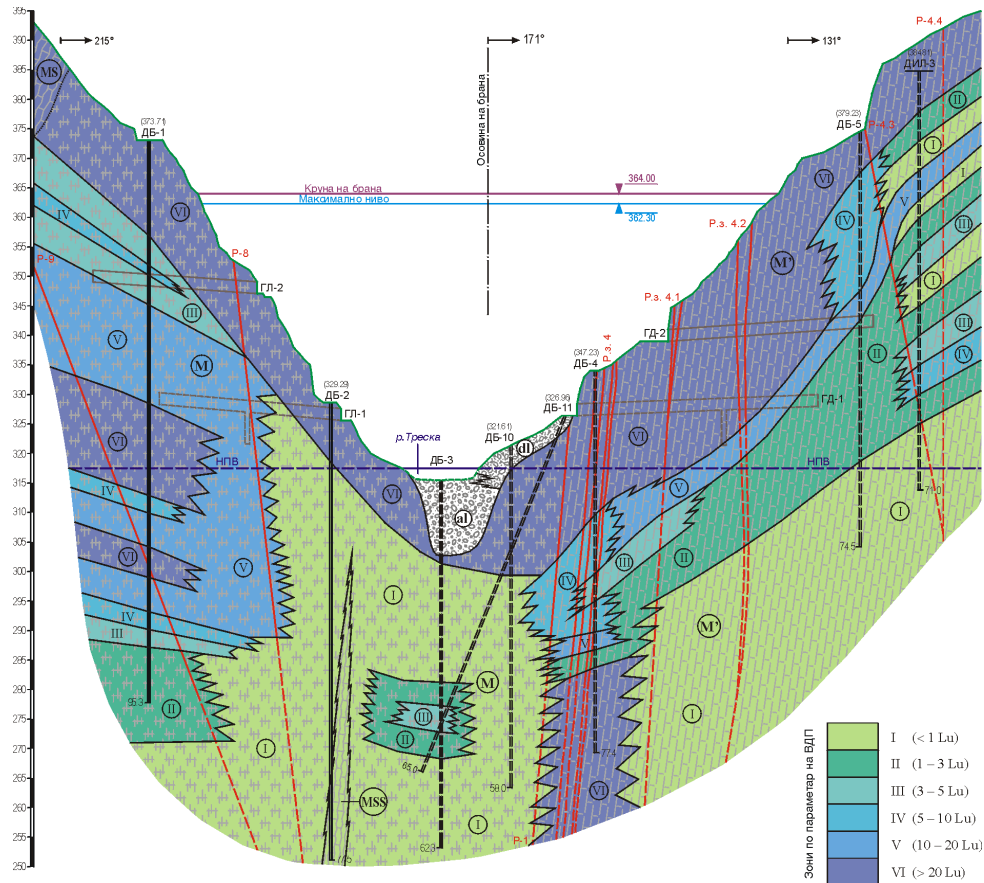
Слика 17.7 Инженерскогеолошки модел по параметар на деформабилност за преградно место за браната „Башино Село“: (1), (2), (3), (4) и (5) зони на деформабилноста на притисок, D – модул на деформација, E – модул на еластичност (k_p/cm^2); (6) граница на зоната; (7) тектонски блокови; (8) тектонски граници (Чолик 1980).



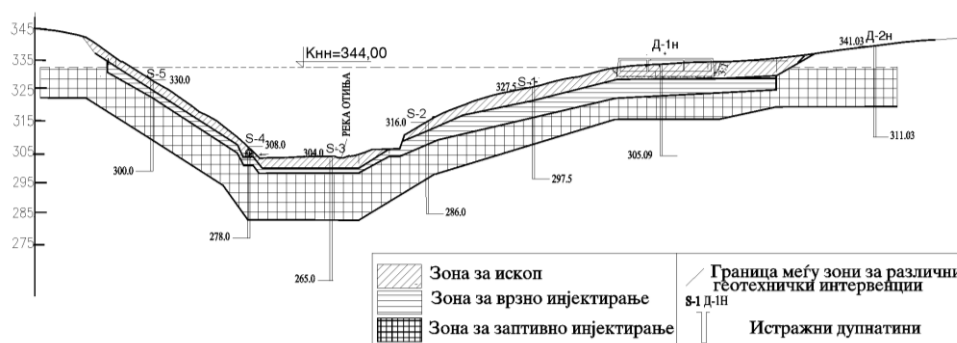
Слика 17.8 Инженерскогеолошки пресек по параметар на водопропустливост по профилот на лачната брана „Света Петка“



Слика 17.9 Принцип на издвојување на квазихомогени зони за тунелот „Пресека“ во вид на инженерскогеолошки модел по простирање на брзини на сеизмички бранови: броевите 3550/1860 се однос за одредена зона меѓу надолжните и попречните сеизмички бранови



Слика 17.10 Инженерскогеолошки модел по параметар на водопропустливост за профилот на лачната брана „Света Петка“ на реката Треска

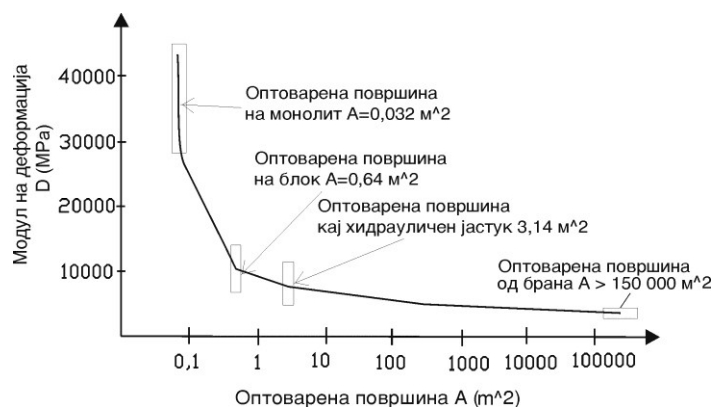


Слика 17.11 Геотехнички модел на предградното место на каменонасипната брана „Отиње” – Штип.

Формирањето на инженерскогеолошките пресеци и модели не е воопшто едноставна задача, бидејќи за нивната изработка се потребни соодветни истражувања и испитувања, кои се поврзуваат со геолошките структурни елементи. Посебно се значајни раседните структури, кои обично, во склоп на теренот, ги оконтурваат одвоените структурни блокови од прв ред, а често се и граници меѓу квазихомогените зони. Ова е неопходно поврзано со постапката на екстраполација на параметрите од помал на поголем волумен.

ОСНОВИ ЗА ЕКСТРАПОЛАЦИЈА НА ПАРАМЕТРИТЕ ВО ПОСТАПКАТА НА ИНЖЕНЕРСКОГЕОЛОШКОТО МОДЕЛИРАЊЕ

Проблемот на екстраполација е посебно значаен поради опишаното влијание на ефектот на размер. Суштината на екстраполацијата е да се пронајде начин, мерењата од примероците за лабораториски испитувања или оптоварената површина кај испитувањата во голема мерка, да се пренесат врз реално оптоварената површина и ангажиран волумен во целата зона на интеракција со објектот. Концептот е прикажан на Сликата 17.12.



Слика 17.12 Генерален дијаграм за споредба на вредности од испитувањата и екстраполирани параметри според големини на оптоварена површина кај различни опити за браната „Света Петка”

Методата за екстраполација е првично развиена за потребите на проектирање на високите брани, паралелно со методологијата на инженерскогеолошко моделирање (Кујунџиќ 1973, Кујунџиќ и др. 1980). Оваа постапка, во принцип се заснова на комбинирање на податоци од статичко-динамичките испитувања на деформабилноста, опишани во поглавјето 12. За примена на оваа постапка се предлагаат следните чекори:

- паралелно динамичко и статичко испитување директно на терен со хидраулични перници или други статички испитувања во комбинација со геофизички методи, како основа за добивање на парови на вредности за деформабилноста и вредности за надолжни сеизмички бранови;
- одредување на вредностите на подолжните сеизмички бранови за интеракција со подрачјата на инженерската конструкција;
- формирање директни и индиректни корелациони модели и регресиони зависности меѓу модулот на деформација и еластичност (D и E) со вредностите на надолжните бранови (V_p) и динамичкиот модул на еластичност (E_{dyn});
- екстраполација на параметрите со помош на формирање на регресиони зависности од испитуваното подрачје за волуменот на целата карпеста маса вклучени во интеракцијата на карпестата маса со инженерската конструкција.

Подоцна, оваа постапка е проширена во рамките на една **емпириско-статичко-динамичка (ЕСД)** методологија. Тоа значи дека сите познати методи за дефинирање на деформабилноста и јакоста на смолкнување кај карпестите маси можат да се користат во комбинација за екстраполација на параметрите за цело подрачје во зоната на интеракција на објектот (брана, тунел, мост и слично). Предуслови за користење на оваа методологија се следните:

- постоење на соодветни геолошки, инженерскогеолошки, геофизички и геотехнички истражувања во доволен обем и со висок степен на доверливост, како основа за натамошни анализи;
- постоење на доволен број податоци од лабораториски испитувања за најзначајните физички и механички својства – за класификација на карпестата маса;
- да има доволно податоци за испитување на деформабилноста со статички тестови;
- целата зона зафатена со објектот да биде покриена со геофизички сеизмички испитувања.
- да се изврши поделба на теренот во т.н. квазихомогени зони по потребните параметри;
- да се дефинира квалитетот на карпестите маси за секоја квазихомогена зона;
- да се изврши корелирање на квалитетот со брзините на еластичните бранови;
- да се воспостават корелативни равенки за конкретен терен, како основа за екстраполација на параметри за зони, каде што немаме податоци;
- на крајот се врши критичка анализа на доверливост на прогнозираните (екстраполираните) параметри.

Предностите на оваа постапка се следните (Јовановски 2001):

- се овозможува рационализација на бројот на истражувања во наредните фази на истражување и на проектирање;

- поблиску се дефинираат границите до кои варираат параметрите;
- во наредните фази на истражување и на испитување се насочуваат истражувањата и испитувањата кон својства, кои не се со доволно доверлив начин, дефинирани со претходните фази;
- се врши поуспешна екстраполација на параметрите на пошироки подрачја;
- се сведуваат поспецифичните испитувања на оптимален број.

По комплексна анализа низ наведените чекори се врши издвојување на квазихомогените зони. Нивниот број зависи и од променливоста на карактеристиките на карпестиот масив, но и од можноста за примена на одредена технологија за работа при изведба на инженерските активности. На пример, во зона на еден темел кај мост може да има неколку помали квазихомогени зони, но тоа не мора да има никакво значење при изведба на тунел со голема должина, каде што се применува механизирани постапка на ископ со тунелски машини за дупчење.

Екстраполацијата не би била можна ако постапката на инженерскогеолошко моделирање не се искombинира со некоја аналитичка постапка, со цел да се добијат потребните корелациски зависности и да се формираат соодветни **аналитички модели**. За практична примена, како соодветен за примена, се покажува **методот на најмали квадратни растојанија**. Овој метод за постапка на формирање на линеарна регресиона зависност меѓу две променливи големини е прикажан со следната основна равенка:

$$y_i = a + b \cdot x_i + \varepsilon$$

Каде што: y_i – мерења на променливата Y ; x_i – мерења на променливата X ; a, b – параметри (коефициенти) на регресионата равенка; ε – можна грешка стохастичка компонента во моделот.

Постапката за определување на коефициентите a и b може да се пронајде во секој учебник за математичка статистика. Во денешницата на располагање стојат голем број комерцијални програми за брза анализа на променливите, што многу помага за побрзо дефинирање на различни аналитички модели. Преку средните вредности на примерокот, изразот за линеарна регресија е дефиниран со:

$$\bar{Y} = a + b \bar{X}$$

Равенката на најмалите квадрати е:

$$y - \bar{Y} = \frac{\sum_{i=1}^N (x_i - \bar{X})(y_i - \bar{Y})}{\sum_{i=1}^N (x_i - \bar{X})^2} (x_i - \bar{X})$$

Како показател за големината на статистичка зависност меѓу променливите X и Y , се користи вредноста на коефициентот на корелација:

$$r_{x,y} = \frac{\sigma_{xy}}{\sigma_x \cdot \sigma_y} \quad \text{или} \quad r = \frac{\sum_{i=1}^N (x_i - \bar{X})(y_i - \bar{Y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N (x_i - \bar{X})^2 \cdot \sum_{i=1}^N (y_i - \bar{Y})^2}}$$

Параметрите σ_{xy} , σ_x и σ_y се соодветно коваријанса меѓу x и y и варијанси на X и Y :

$$\sigma_{xy} = \frac{\sum_{i=1}^N (x_i - \bar{X})(y_i - \bar{Y})}{N}$$

Според големината на коефициентот на корелација (r) се утврдува интензитетот на регресионата зависност, при што најчесто се користат следните критериуми:

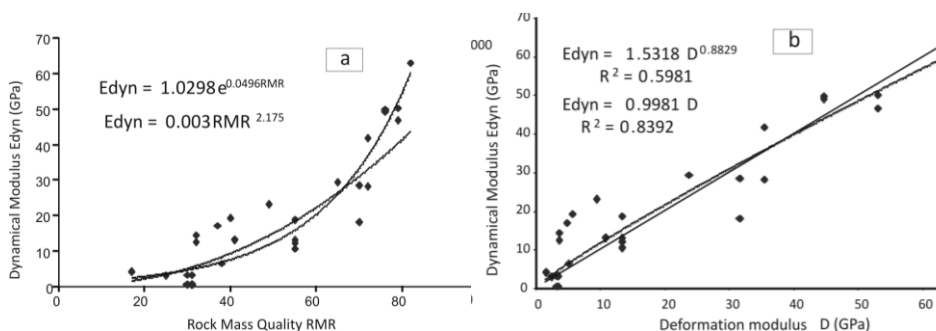
- при $r = \pm 0.3$, не постои речиси никаква зависност;
- при $r = \pm 0.3$ до 0.5 , постои корелативна зависност;
- при $r = \pm 0.5$ до 0.7 , постои умерена зависност;
- при $r = \pm 0.7$ до 0.9 , постои јака зависност;
- при $r = > \pm 0.9$, постои многу јака зависност.

Често, за избор на најдобар регресионен модел, се вршат различни видови на трансформација на променливите x и y и развивање на соодветните полиноми до потребен ред. Постои можност за воспоставување на зависност меѓу повеќе варијабли кога се користат принципите на формирање повеќекратна линеарна регресија, дефинирана со следната основна равенка:

$$y = a_0 + a_1x_1 + a_2x_2 + \dots + a_nx_n + \varepsilon$$

Каде што: y е зависно променлива, x_i се независно променливи, a_0, a_1, \dots – коефициенти (параметри) на регресионата равенка.

Кога се дефинираат влезните параметри за повеќекратната линеарна регресија, е потребен внимателен избор на логични и на највлијателни варијабли. Зависно од нивната распределба, зависноста меѓу параметрите може да биде: линеарна, експоненцијална, логаритамска, параболична или од друг тип, при што избраниот аналитички модел треба да ја опише реалната физичка суштина на проблемот. За илустрација на постапката, можат да се користат некои од прикажаните криви во поглавјето 12, а пример за комбинација на динамички модул на еластичност со квалитетот на карпестата маса е прикажан на Сликата 17.13.



Слика 17.13. Корелации меѓу RMR и динамички модул на еластичност (E_{dyn}) (лево) и модул на деформација (D) и E_{dyn} (десно) за тунели на автопат Демир Капија – Смоквица

Во врска со постапка на екстраполација на параметрите, е интересна постапката предложена од Ајдин и др. (2013). Авторите предложиле шест групи зависимости на најзначајните механички својства на карпестите маси. Оваа постапка е поврзана и со трудовите на Ајдин и Кавамото (2000), односно со воведување на класификацијата RMQR, опишана во поглавјето 11. Всушност, авторите презентираат можност за поврзување на својствата на монолит со својствата на карпест масив користејќи ја следната формула:

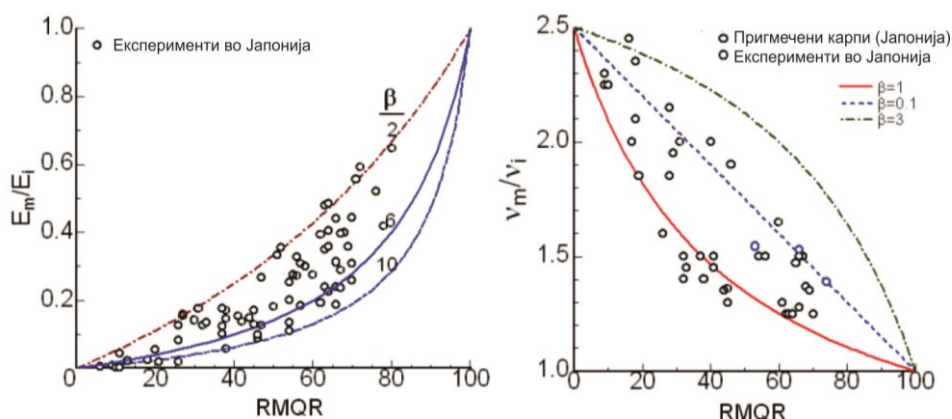
$$\alpha = \alpha_0 - (\alpha_0 - \alpha_{100}) \frac{RMQR}{RMQR + \beta(100 - RMQR)}$$

Каде што: α_0 и α_{100} се вредности во зависност од квалитет на карпеста маса за $RMQR = 0$ и $RMQR = 100$, за т.н. нормализирана вредност на некое својство. Коэффициентите α и β се дефинираат со процедура на експериментални испитувања за конкретни физички или механички својства. За оваа намена, авторите предлагаат податоци, прикажани во Табелата 17.1.

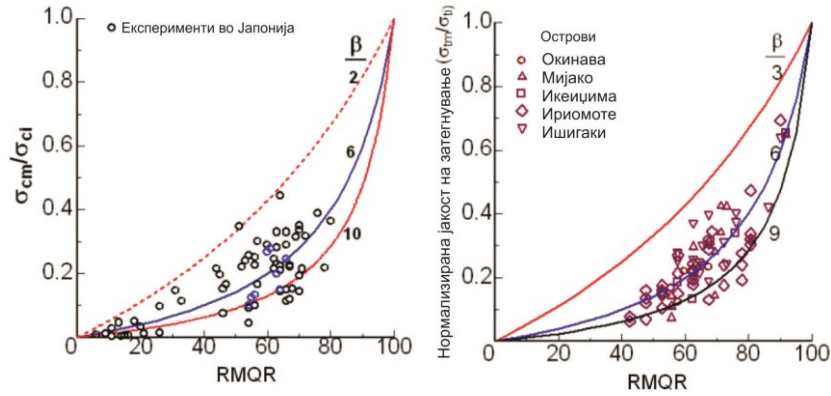
Табела 17.1 Вредности за параметри, според Ајдин, Токашики и Улусај (2015)

Својство (a)	α_0	α_{100}	b
Модул на деформација	0	1	6
Поасонов коефициент	2.5	1	1
Јакост на притисок	0	1	6
Јакост на затегнување	0	1	6
Кохезија	0	1	6
Агол на внатрешно триење	0.3	1	1

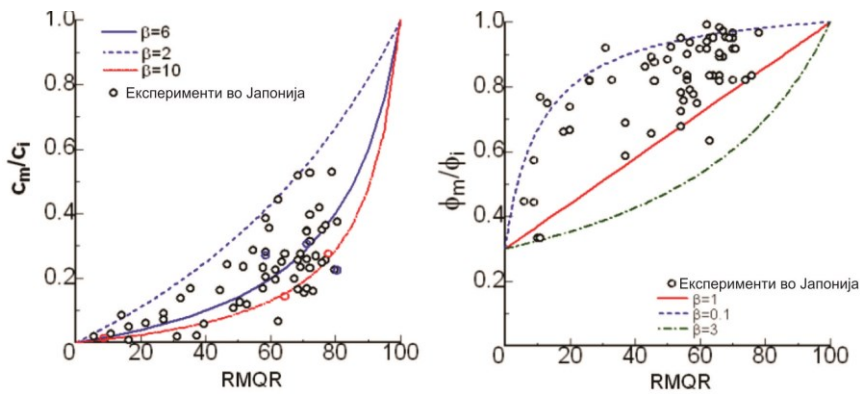
Прегледно, за сите овие параметри, соодветни зависимости се прикажани на следните слики.



Слика 17.14. Корелации меѓу RMQR со модул на деформација на масив (E_m) и монолит (E_i) (лево) и Поасонов коефициент (десно), според Ајдин, Токашики и Улусај (2015)



Слика 17.15. Корелации меѓу RMQR со јакост на притисок (лево) и затегнување (десно) за масив и монолит, според Ајдин, Токашики и Улусај (2015)



Слика 17.16 Корелации меѓу RMQR со кохезија (лево) и агол на внатрешно триење (десно) за масив и монолит (σ_{ci}), според Ајдин, Токашики и Улусај (2015).

Од сликите се гледа дека испитувањата се правени на локалитети од Јапонија, но самата суштина на методот овозможува определена прогноза на сите значајни параметри. За таа намена е потребен оптимум испитувања на ниво на монолит и масив, при што е можно да се прави поширока екстраполација на ниво на истражувано подрачје, секако ако се дефинира добро распределбата на зоните според квалитет RMQR. Треба да се спомене дека за вакви намени можат да се користат и понапредни техники, како на пример, методот на неуронски мрежи, што не е предмет на анализа во овој учебник.

ОСНОВИ ЗА НУМЕРИЧКО МОДЕЛИРАЊЕ ВО МЕХАНИКАТА НА КАРПИТЕ

Општо е познато дека нумеричките методи можат да бидат од голема помош при подготовка на сложени пресметки бидејќи се овозможува добра прогноза на механичкото однесување на карпестите материјали при различни видови оптоварувања. За оваа намена, во современата практика, се користат поголем

број методи, од кои како најприменливи во механиката на карпи се **методот на конечни елементи** и **методот на гранични елементи**.

Позната е и примената на метод на конечни разлики (МКР) и на метод на дискретни елементи (МДЕ), но во рамките на ова поглавје се прикажани само некои основни поставки за првите два методи.

Методот на конечни елементи (МКЕ) е моќна алатка и се применува за широк опсег на проблеми во техниката. Првично МКЕ е поставен како метод за анализа на напрегањата при проектирање на воздухопловни објекти, а денес се користи и при анализа на однесувањето на: течности, почвени материјали, пренос на топлина, статичка и динамичка анализа на конструкции и конструктивни елементи во градежништвото и друго.

Во механиката на карпи се користи за напонско-деформациска анализа кај проблеми во подземјето и на површина на теренот. Такви се проблемите при проектирање тунели во: меки и цврсти карпести маси, подземни електрани, површински и подземни ископи, анализа на фундаменти, на косини и многу други. За негова примена голем придонес дава и брзиот напредок во компјутерската технологија. Постапката за анализата во МКЕ обично се одвива во неколку основни чекори:

- избор на соодветни променливи и елементи;
- дискретизација на една континуална средина со конечен број помали елементи;
- избор на интерполациски функции за дефинирање на напони, деформации или други променливи;
- определување на карактеристиките на елементите;
- задавање гранични услови;
- решавање на систем равенки за добивање на непознатите;
- дополнителни пресметки за добивање на бараните вредности.

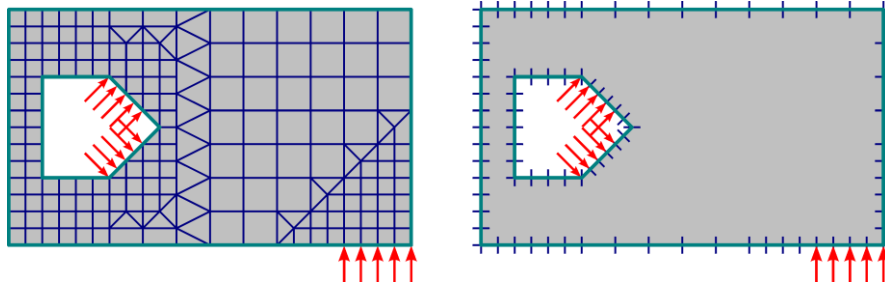
Суштината на методот е откако ќе се одберат елементите и непознатите за точките за анализа, следен чекор е да се определат карактеристиките за секој елемент посебно. Кај еден елемент, за да се определи силата од единечно поместување, се користи следната основна равенка:

$$[k]_e \{d\}_e = \{F\}_e$$

Каде што: $[k]_e$ - матрица на крутоста, $\{d\}_e$ - вектор на поместувања за елементот во јазлите $\{F\}_e$ - вектор на сили во јазлите на елементот.

Методот на гранични елемети (МГЕ) се разликува од МКЕ бидејќи дискредитацијата на геометријата кај некој објект се врши само на неговата граница, додека во останатиот дел карпестата маса се смета како континуум од бесконечен простор.

Различниот пристап при дискредитацијата за исти објект е прикажана на Сликата 17.17.



Слика 17.17. Дискретизација односно поделба на една континуална средина кај еден подземен објект, според методот на конечни елементи (лево) и според методот на гранични елементи (десно)

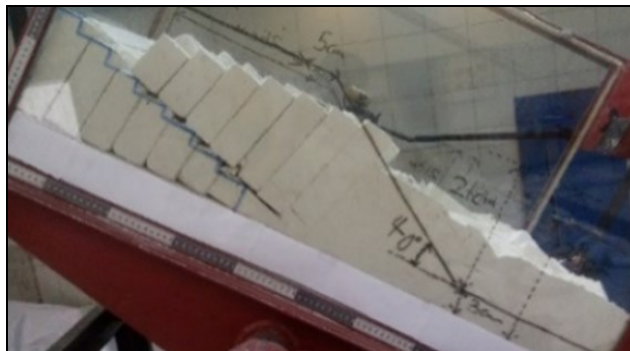
Без навлегување во детали за овие методи, може да се потенцира дека во анализите можат да бидат вклучени случаи на раседи, промена на материјалите, случаи на анизотропни карактеристики на материјалите, различни контакти, да се вршат анализи во тридимензионален простор и слично.

Во рамките на поглавјата 21 и 22, се прикажани некои примери за анализа со методот на конечни елементи и методот на гранични елементи, со цел да се прикажат генералните проблеми во инженерската механика на карпи. Во денешницата, за таа намена стојат на располагање голем број софтверски решенија.

НАПОМЕНИ ЗА ФИЗИЧКО МОДЕЛИРАЊЕ

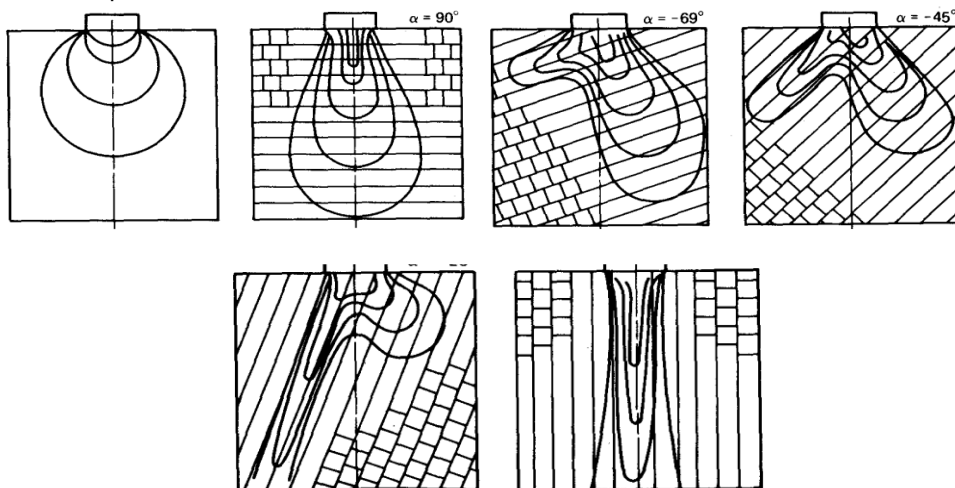
Во практиката понекогаш се подготвуваат и физички модели на карпести масив или објекти, изведени во карпест масив. За таа намена, во лабораториски услови се тежнее да се изврши репродукција на напоните и деформациите преку мерења со соодветна опрема. Постојат различни видови модели, кои се прават за симулација на распределба на напоните под темели, кај подземни објекти, кај лачни брани и слично. Основно е да се задоволат условите за физичка и за геометриска сличност.

На пример, на Сликата 17.18 е прикажан физички модел, каде што се анализираат услови за превртување на блокови.

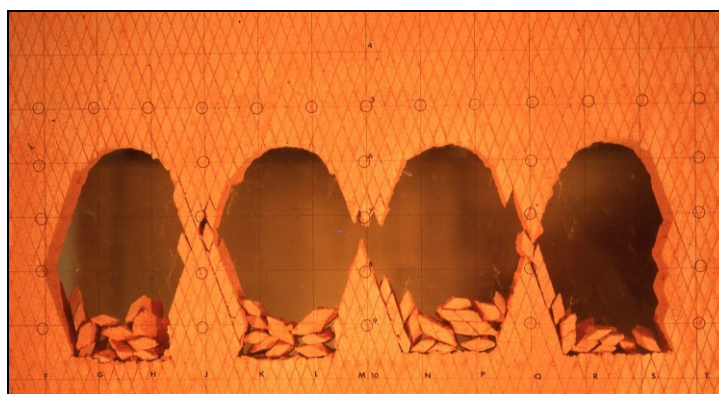


Слика 17.18 Физички модел за анализа на услови за превртување блокови (Хавараз и др. 2019)

На Сликата 17.19 се прикажани распределби на напони под темел за различен наклон на слоевите, при што слоевите се симулирани со гипсани модели, додека на Сликата 17.20 – еден физички модел на подземни ископи во блочна средина.



Слика 17.19 Распределба на меур на напрегања под темел фундиран на слоеви со различен паден агол, работен врз основа на гипсани модели (Газиев и Ерликхам 1991)



Слика 17.20 Модел за симулација на однесување на блочна карпа кај подземни каверни (со одобрение на Бартон 2018)

Во практиката се применуваат и модели на фотоеластичност, но сепак, поради голем број потешкотии при нивната припрема, најчесто симулациите се вршат со нумеричките методи на моделирање.

ИНТЕРАКЦИСКИ МАТРИЦИ ВО МЕХАНИКАТА НА КАРПИ

Од почетокот на деведесеттите години на дваесеттиот век, во механиката на карпи започна да се промовира еден мошне интересен пристап, заснован врз

концептот за анализа на можните интеракции меѓу инженерската дејност и природната средина. Основите на овој пристап се поставени од страна на Хадсон (1992) и Хадсон со Харисон (1997), кои ги разработуваат постапките за анализирање на проблемите во механиката на карпи преку т.н. **Инженерски Систем за Карпести Маса** (Rock Engineering System – RES). Според овие автори, неопходно е трислојно анализирање на проблемите во механиката на карпите (Слика 17.21).

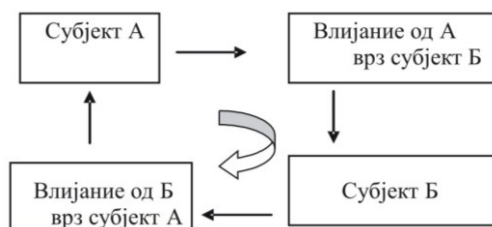
Примерот, којшто е прикажан на Сликата 17.21, на прегледен начин го илустрира т.н. трислоен концепт на анализа на инженерските проблеми во вид на меѓусебно условени механизми за анализа. Кај секој конкретен проблем, треба да се разгледаат методите за анализа во т.н. надворешен, среден и внатрешен прстен. Врз основа на претходните познавања на инженерските проблеми, во почетните фази на проектирање се дефинира концептот за истражување и проектирање во т.н. надворешен прстен – 1; самата прогноза на можните интеракции и меѓусебни влијанија е предмет на анализа во т.н. средишен прстен – 2; додека аналитичките и нумеричките техники, зависно од проблемот, се аплицираат во т.н. внатрешен прстен – 3.

Суштината на Инженерски систем за карпести маси е во разработката на т.н. интеракциски матрици или матрици на интеракција, каде што се бараат врските и меѓусебните влијанија меѓу различните интеракциски параметри. Притоа, предмет на анализа може да биде самата карпеста маса, односно меѓусебно влијание меѓу различните нејзини геотехнички својства или пак интеракцијата на карпестата маса и инженерската активност.



Слика 17.21 Трислојно третирање на проблеми во механиката на карпите, според Хадсон и Харисон (1997)

Наједноставен приказ на концептот на интеракциски шеми во вид на квалитативна матрица е даден на Сликата 17.22.



Слика 17.22 Концепт на интеракциска матрица меѓу два основни елементи на даден систем, според Хадсон (1992)

Од практичен аспект, при решавање на проблемите кај карпите е многу значајно да се утврди кои од сите можни интеракции кај некој објект се најзначајни. Дел од интеракциите или нивната измена во текот на времето се во директна зависност и од типот на инженерската дејност, технологијата и динамиката на изведба и сл.

Во поново време, основниот пристап со матриците на интеракција се користи како појдовна точка за решавање на значителен број проблеми не само во механиката на карпи, туку и во други области на инженерството.

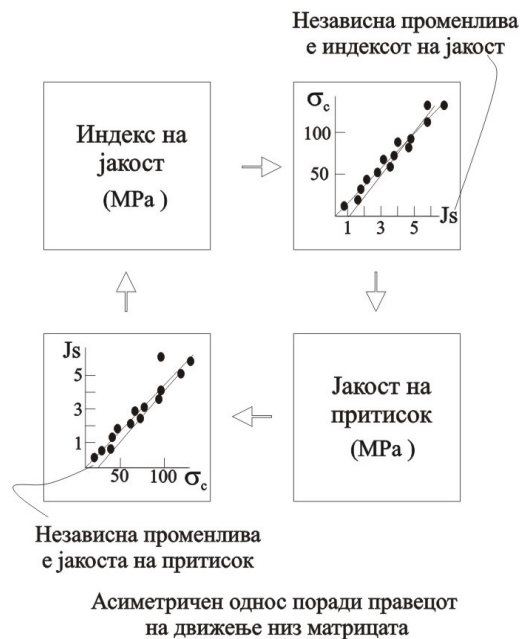
ВИДОВИ НА ИНТЕРАКЦИСКИ МАТРИЦИ

Кај секоја интеракциска матрица, суштината се состои во тоа да се утврдат главните влијателни параметри во некој проблем, кои се поставуваат во т.н. **главна** или **водечка дијагонала** на матрицата. Основниот концепт прикажан на Сликата 17.22 всушност претставува една интеракциска матрица од типот 2×2 , каде што во водечката дијагонала (која секогаш се чита од горе-лево кон долу-десно) се сместени двата основни/главни параметри А и Б.

Во практиката секој проблем може да се разгледува со поголем број параметри, односно анализата да се прошири на матрица $n \times n$. Притоа, секогаш треба да се води сметка да се разгледуваат само најважните параметри за дадениот проблем, а споредните свесно да се изостават. Во литературата се среќаваат матрици со големина од 2×2 , па се до 15×15 .

Интеракциите меѓу главните параметри се прикажуваат во соседните делови (полиња – рамки) на матрицата во правец на стрелките на часовникот, како што е индицирано со стрелките на Сликата 17.23. Овие полиња можат да претставуваат комбинација, влијание или интеракција меѓу главните параметри, кои се разгледуваат (Слика 17.23).

На оваа слика е прикажана интеракциска матрица, која покажува аналитичка врска (интеракција) меѓу двата најчесто користени параметри за дефинирање на јакоста на монолит на карпите, односно на индексот на јакост и јакоста на притисок, кои се поставени како два главни параметри во главната (водечка) дијагонала.



Слика 17.23 Интеракциска матрица од типот 2 x 2, каде што во заемна врска се доведуваат индексот на јакост и јакоста на притисок, според Хадсон и Харисон (1997)

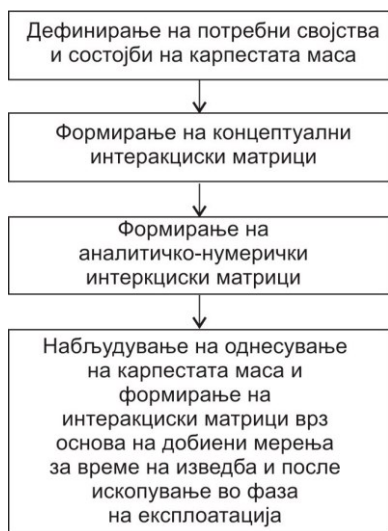
Во овој случај е користен методот на најмали квадрати за дефинирање на регресивната линија, која ги поврзува овие два параметри. Кој било од двата параметри може да се смета како независна променлива, како што е илустрирано на сликата. Одделните точки, кои се користени за дефинирање на регресионите зависимости, се само сменети по x- и y-оската, при што е очигледно дека се добива различна крива за секој од двата случаи. Ова е пример за асиметрична матрица, што произлегува од двата правци на пресметка. Добиените врски се прикажани со следните равенки:

$$\sigma_c = -3.13 + 23.51 J_s \text{ и } J_s = 0.563 + 0.0367 \sigma_c$$

Во зависност од проблемот што се анализира, интеракциските матрици во механиката на карпи можат да се поделат на: концептуални, аналитичко-нумерички и матрици добиени со мониторинг.

Познавајќи ги потребните својства и состојби на карпестите маси, методите на структурирање на интеракциските матрици и постапките за анализа и пресметка на разни геотехнички проблеми, е можно да се постават различни концептуални, аналитички и други видови интеракциски матрици, со кои би се разрешувале инженерски проблеми.

Генералниот концепт е прикажан на Сликата 17.24, а некои други примери – од Сликата 17.25 до Сликата 17.29.



Слика 17.24 Генерален концепт за дефинирање на интеракциски шеми кај карпести маси

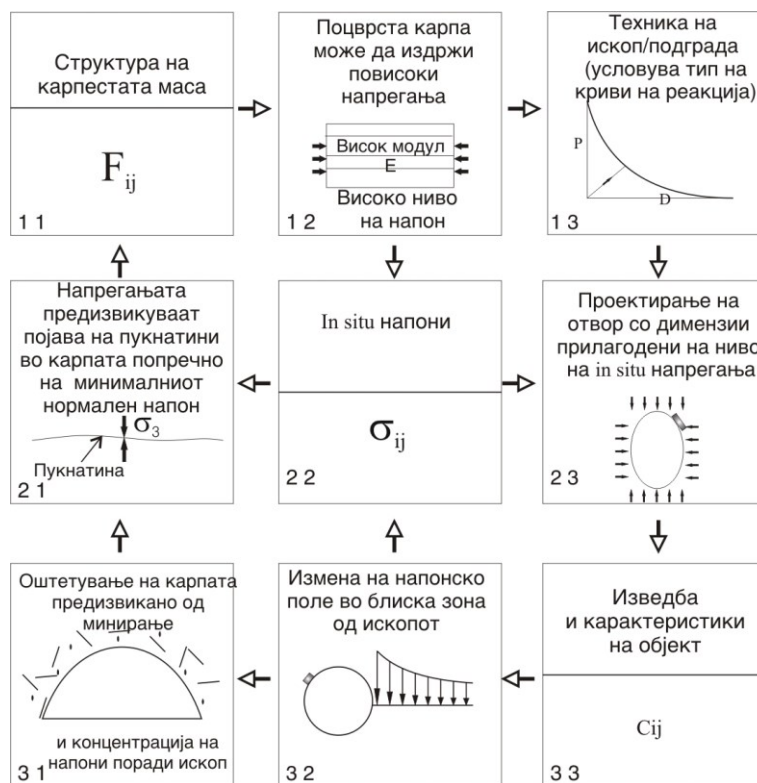
На пример, на Сликата 17.25 е прикажана шема на можни интеракции кај проблеми поврзани со изведба на подземни отвори. Всушност, е претставена описна матрица на интеракција со четири главни елементи во нејзината дијагонала.

Градба на дисконтинуална карпеста маса	Пукнатините влијаат врз ориентацијата на главните напони	Пукнатините влијаат врз големината на секундарната порозност	Пукнатините влијаат врз големината и ориентацијата на ископот
F_{ij}			
Напонската состојба влијае врз стварање на системи на пукнатини	Природна напонска состојба	Генерално, при повисоко поле на напрегања се намалува водопропустливоста	Високото ниво на напони влијание врз можните ломови на конструкцијата
	s_{ij}		
Подземна вода влијае врз измената на пукнатинските својства (заполнител, бабрење и др.)	Подземната вода влијае врз намалување на нормалните напони (ефективни напони)	Состојба на подземна вода	Можна потреба од заштита од подземни води (дренирање, инјектирање)
		K_{ij}	
Ископот влијае врз стварање на дополнителна испуканост (дробење) на средината	Ископот влијае врз формирање на секундарна напонска состојба	Ископот влијае врз промена на режимот на подземна вода	Тип на објект, начин на изведба, цена
			C_{ij}

Слика 17.25 Квалитативна интеракциска матрица со четири главни елементи во дијагоналата (градба на карпеста маса, состојба на напони, состојба на подземна вода и елементи на конструкцијата), со текстуален опис на главните меѓусебни влијанија.

На Сликата 17.26, пак, прикажана е модификација на истата матрица со илустрација на интеракциите и краток текстуален опис за секое од влијанијата, како ефект на главните членови во дијагоналата.

Се гледа дека за матрица со 4 главни елементи во дијагоналата се можни вкупно 12 видови интеракции. Сите одделни интеракции се нумерирани според конвенционалното обележување на матриците, каде што првиот број го претставува редот, а вториот број – колоната во која условот се наоѓа.

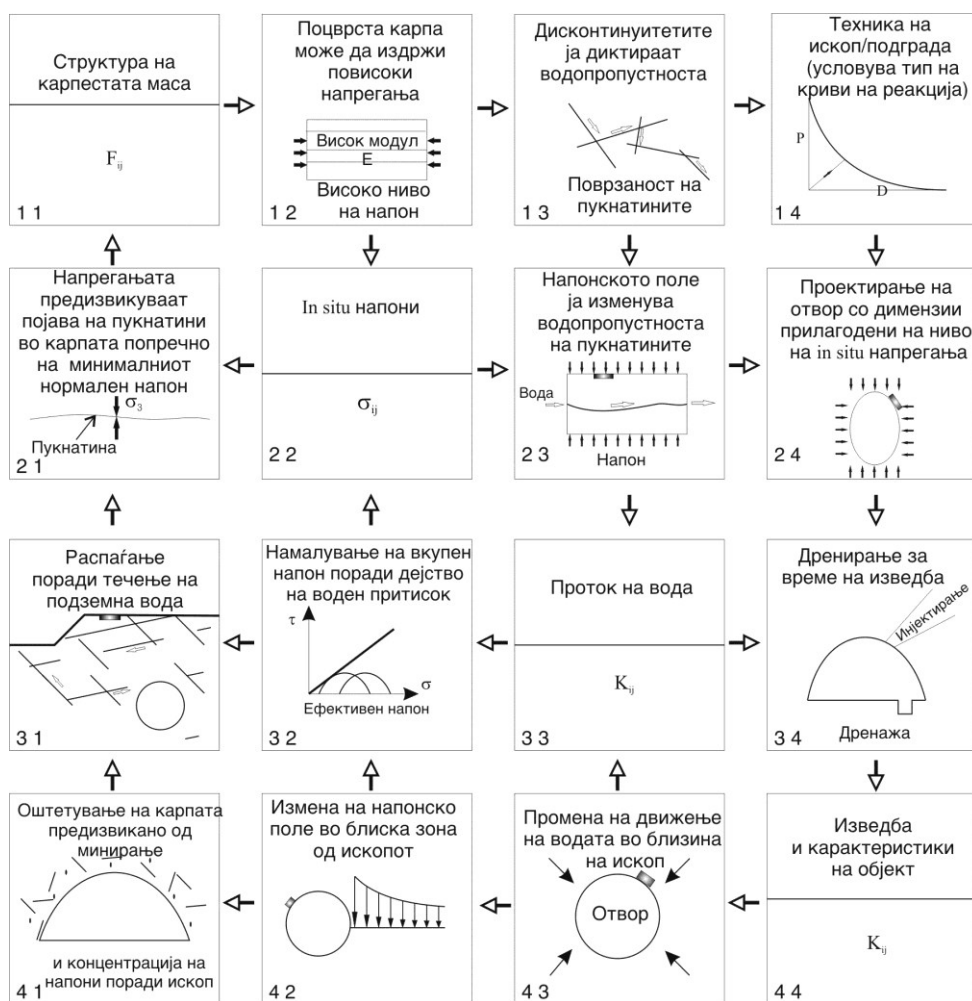


Слика 17.26 Квалитативна интеракциска матрица за подземен ископ со три главни елементи во дијагоналата.

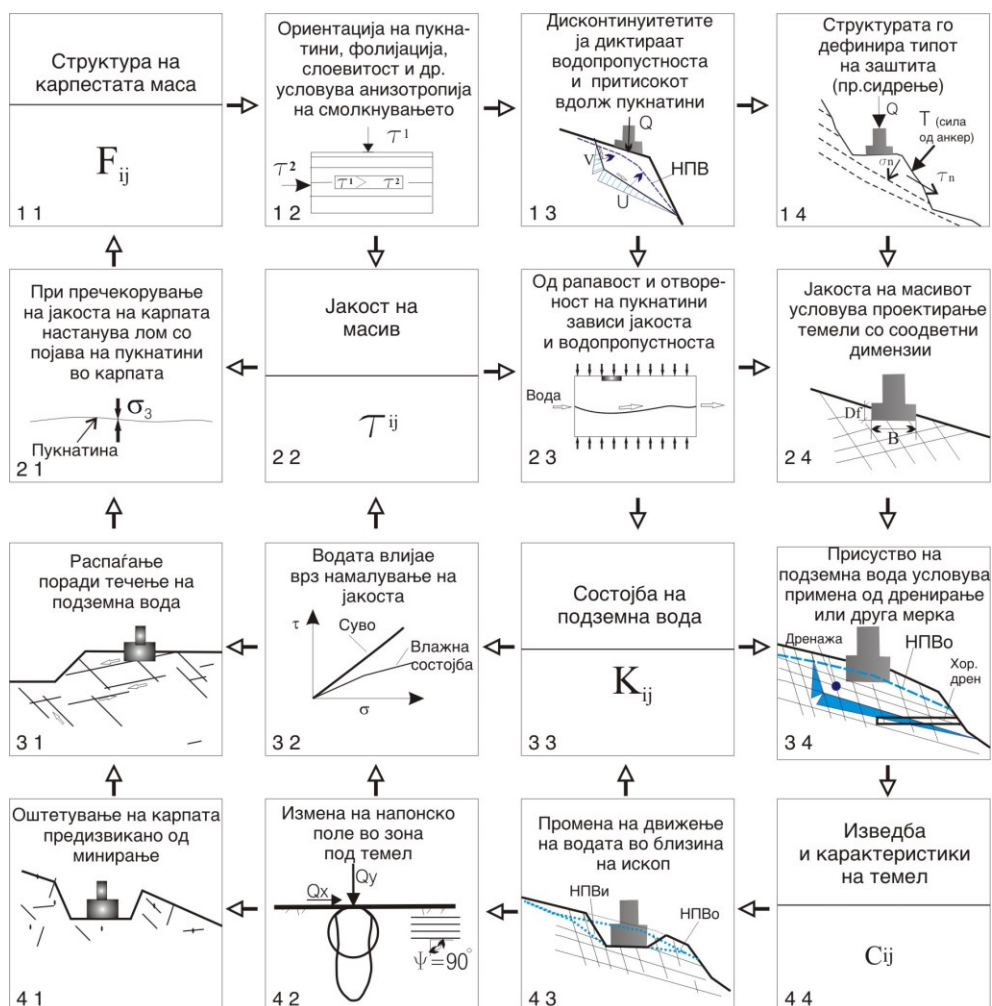
Во случај ако со истражувања се докаже дека конкретен елемент во природната геолошка конструкција отсуствува кај некој проблем, матрицата може да се сведе на понизок ранг.

На Сликата 17.27 е прикажана матрица од типот 4*4, исто за подземен ископ, но за случај кога подземната вода отсуствува од теренот.

Аналогно на прикажаниот концепт за интеракциски матрици за подземен ископ, на Сликата 17.28 и Сликата 17.29 се прикажани општи квалитативни интеракциски матрици за темели и косини.



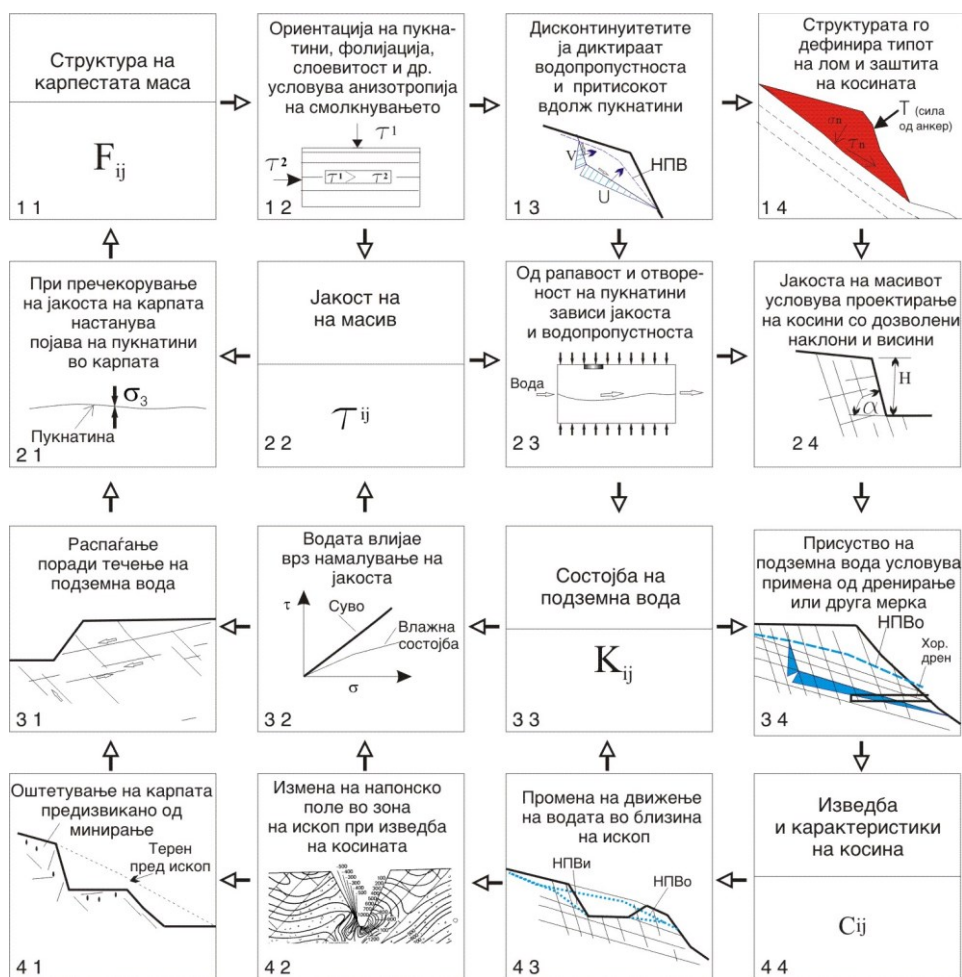
Слика 17.27 Квалитативна интеракциска матрица за подземен ископ со четири главни елементи во дијагоналата со илустрација и краток текстуален опис на главните меѓусебни влијанија, според Хадсон и Харисон (1997)



Слика 17.28 Квалитативна интеракциска матрица со четири главни елементи во дијагоналата за темели

Без разлика на видот на интеракциската матрица, треба да се истакне дека е потребна голема вештина и знаење за секој конкретен проблем да се изврши избор на најсоодветни параметри, кои би биле вклучени во главната дијагонала на матрицата.

Во одредени случаи голема важност имаат податоците собрани од долгорочен или краткорочен мониторинг, каде што со разгледување на сите набљудувани елементи во интеракциска матрица и со согледување на причинско-последичните врски, може да се донесе решение за преземање на соодветни стабилизациски мерки.



Слика 17.29 Квалитативна интеракциона матрица со четири главни елементи во дијагоналата за косини

МЕТОДОЛОГИЈА ЗА ПРОЦЕНА НА НАЈЗНАЧАЈНИТЕ ПАРАМЕТРИ ВО ИНТЕРАКЦИСКИТЕ МАТРИЦИ

Во практиката е развиена одредена методологија за идентификација на најрелевантни параметри, кои треба да се анализираат за секој проект, во рамките на целите што сакаме да се постигнат. Ова се нарекува избор на т.н. **критични параметри на карпестиот масив**, а се прави по постапка, која е опишана од Хадсон (1992), со цел да се исклучи колку што е можно субјективноста на процена и да се минимизираат грешките при избор на параметрите.

На пример, за случаи на инженерски проблеми кај анализи на косини и подземни ископи, Хадсон наведува кои се најзначајните својства што треба да се опфатат со анализите (Табела 17.2 и Табела 17.3).

Табела 17.2 Приказ на главни параметри, кои се значајни за косини

Параметар (P _i)	Својства и состојби
1. Терен како реална средина	Геологија, клима, сеизмика, итн.
2. Квалитет на монолити	Јак, слаб, подложен на распаѓање
3. Геометрија на дисконтинуитетите	Системи, ориентација, отвори, рапавост
4. Карактеристики на дисконтинуитетите	Јакост, кохезија, триење
5. Карактеристики на карпестата маса	Деформабилност, јакост, ломови
6. Природна напонска состојба	Интензитет и насоки на главните напрегања
7. Хидрауличка состојба	Водопропусливост, итн.
8. Ориентација на косините, итн.	Азимут на протегање, паден агол, локација
9. Димензии на косината	Висина/ширина на берма и цела косина
10. Инженерски активности во близина	Минирање во близина итн.
11. Потпора/одржување	Анкери, инектирање итн.
12. Изведба	Метод на ископ, големина на кампади итн.

Табела 17.3 Приказ на главни параметри, кои се значајни за подземните ископи

1. Димензии на ископот	Големина на ископот и геометрија
2. Подграда на карпата	Анкери, прскан бетон, бетонска облога, итн.
3. Длабина на ископот	Длабоко или плитко под површината
4. Метод на ископ	Машини за пробивање тунели, минирање
5. Квалитет на карпестата маса	Слаб, среден, добар
6. Геометрија на дисконтинуитетите	Рапавост, системи, ориентација, распространетост
7. Структура на карпестата маса	Монолити и дисконтинуитети
8. Природна напонска состојба	Интензитет и насока на главните напони
9. Квалитет на монолит	Цврсти или меки карпи
10. Однесување на карпата	Одговор од карпата на инженерска активност
11. Отвори на дисконтинуитетите	Широки или тесни
12. Хидрауличка состојба	Водопропусливост, ниво на подземна вода, итн.

Процената на ефектите на даден параметар се врши со систем на кодирање во интеракциските матрици, проучување на интензитетот на интеракција и доминантноста на влијанијата на секој од параметрите.

Генерално, Хадсон дефинира пет категории, во кои механизмите можат да бидат класифицирани, во дијапазон од нула (0) до четири (4).

Ознаките на влијанијата се дефинираат за вредност 0 – „нема влијание“, вредност 1 – „има слабо влијание“, вредност 2 – „средно влијание“, 3 – „силно влијание“ и 4 – „критично влијание“ за секоја интеракција соодветно.

Всушност, се работи за класично дефинирање на **причинско-последични** врски (систем **cause-effect**). Причината се однесува на влијанието на параметарот врз системот, а ефектот се однесува на влијанието на системот врз параметарот.

На Сликата 17.30 се прикажани координатите на причините и последиците.



Слика 17.30 Методологија за сумирање на кодните вредности во ред и колона низ секој параметар за да се воспостават координатите на причините и ефектите (Хадсон 1992)

Главните параметри P_i се наредени по должината на водечката дијагонала, каде што карактеристиките на објектот се ставаат во последното поле на матрицата. Од конструкцијата на матрицата, јасно е дека редот кој минува низ P_i , го претставува влијанието на P_i врз сите параметри во системот.

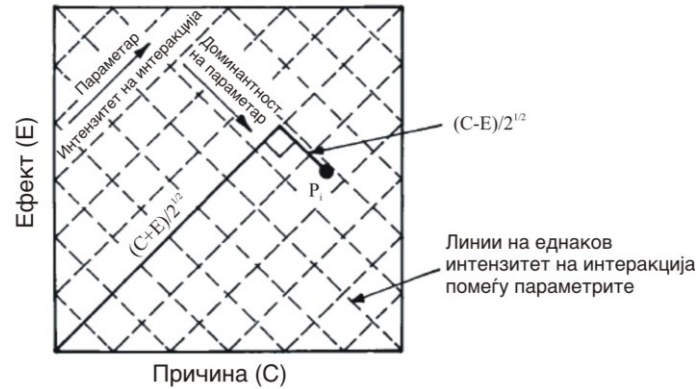
Обратно, колоната низ P_i , го претставува влијанието на другите параметри, т.е. на остатокот на системот врз P_i .

Откако матрицата ќе се кодира, може да се најде сумата на секој ред и колона. Ако сега мислиме на влијанието на P_i врз системот, можеме да ја наречеме сумата на вредности во редот „причина“, а сумата на колоната „ефект“, означени како координати (C, E). Така, C го репрезентира начинот на кој P_i влијае врз системот, а E го репрезентира ефектот што го има системот врз P_i .

Полето, кое ги дефинира карактеристиките на објектот при негова изведба, има координати (C, E), кои ги претставуваат механизмите по и пред изведбата на објектот, соодветно. Јасно е дека сите параметри во главната дијагонала, а истовремено и нивните меѓусебни влијанија, се сами за себе доста комплексни. Исто така, треба да се има предвид дека дел од параметрите се променливи во текот на времето, така што секој капитален објект бара и соодветно одржување за првично проценетите влијанија во текот на времето да се потврдат или да се дополнат со новите мерења и сознанија од експлоатација.

За да се проценат параметрите, кои го дефинираат „интензитетот на интеракцијата“ и параметарот што има „доминантни карактеристики“, на Сликата 17.31 е прикажана соодветната процедура.

Двата типа линии под агол од 45° на сликата ги покажуваат контурите на еднаква вредност за секоја од двете карактеристики. Особено е важно да се напомене дека параметрот на интензитет на интеракцијата расте од нула до некоја максимална вредност, а поврзаниот максимален можен параметар на доминантни карактеристики расте од нула до максимум 50% од интензитетот на интеракцијата.



Слика 17.31. Приказ на постапка за дефинирање на линии со ист интензитет на интеракција и доминантност на параметрите (Хадсон 1992)

По тоа, тој повторно се намалува до нула при вредноста на максималниот интензитет на интеракцијата. Специфичните бројчени вредности на двете карактеристики се $(C+E)/\sqrt{2}$ и $(C-E)/\sqrt{2}$. При евентуална потреба од развивање на фактори за мерење (w_i) за различни „m“-параметри на карпата посебно за подземни отвори, косини, рудници и темели, Хадсон (1992) предложил индекс за класификација на карпите даден со следната формула:

$$\text{Индекс на класификација на карпа: } = \sum_{i=1}^m (C_i + E_i) \cdot w_i / \sum_{i=1}^m (C_i + E_i)$$

Каде што: C_i и E_i се рејтинг на причината и ефектот на i -тиот параметар.

На Сликата 17.32 и Сликата 17.33 е прикажан еден конкретен пример за анализа на доминантноста на параметрите при разгледување на стабилноста за рамнински лом по должината на рамнини на слоевитост за меки седиментни карпи.

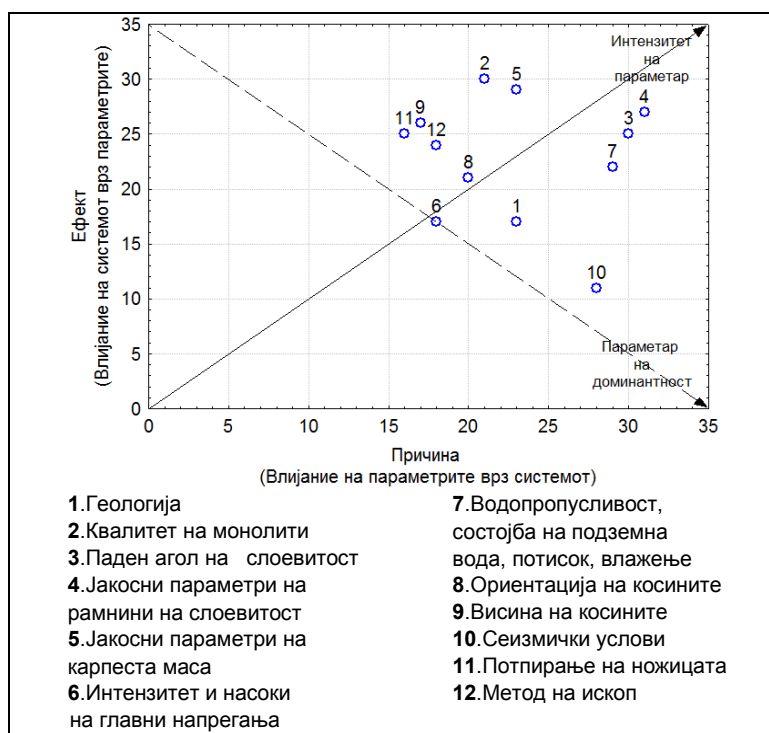
1	4	1	2	3	2	2	2	2	2	1	2	23
1	2	1	2	3	2	2	2	3	0	3	2	21
1	4	3	4	3	1	4	4	3	0	3	3	30
3	4	3	4	3	2	2	3	3	3	3	2	31
1	4	2	3	5	3	2	2	1	2	1	2	23
1	1	3	2	2	6	2	1	2	1	1	2	18
3	3	4	4	3	1	7	1	2	2	2	4	29
1	1	3	1	2	1	3	8	3	0	3	2	20
0	1	3	2	2	1	2	1	9	0	3	2	17
3	4	2	2	2	1	2	3	3	10	3	3	28
2	3	1	2	4	2	0	1	1	0	11	0	16
1	1	2	3	2	1	1	1	3	1	2	12	18
17	30	25	27	29	17	22	21	26	11	25	24	

Слика 17.32 Пример за дефинирање на сумите на редовите и колоните, кои ги даваат координатите за секој параметар P_i , кои се нанесуваат на дијаграмот причина–ефект за случај на рамнински лом на една косина (Пешевски И. 2009).

Дванаесетте водечки параметри се нумерирани во матрица од тип 12 x 12. На пример полето 3-8 (трет ред и осма колона од матрицата на Сликата 17.33 е кодирано со 4, а го означува влијанието на падниот агол на слоевитоста врз ориентацијата на косините.

Од друга страна, полето 2 - 10 е кодирано со 0, и покажува дека квалитетот на монолити нема влијание врз сеизмичките услови.

Се напоменува дека влијанието на секој од параметрите (вредности од 0-4) е одредено врз основа на согледувања кај конкретниот случај за анализа, и за други случаи на рамнински лом може да се јават други вредности.



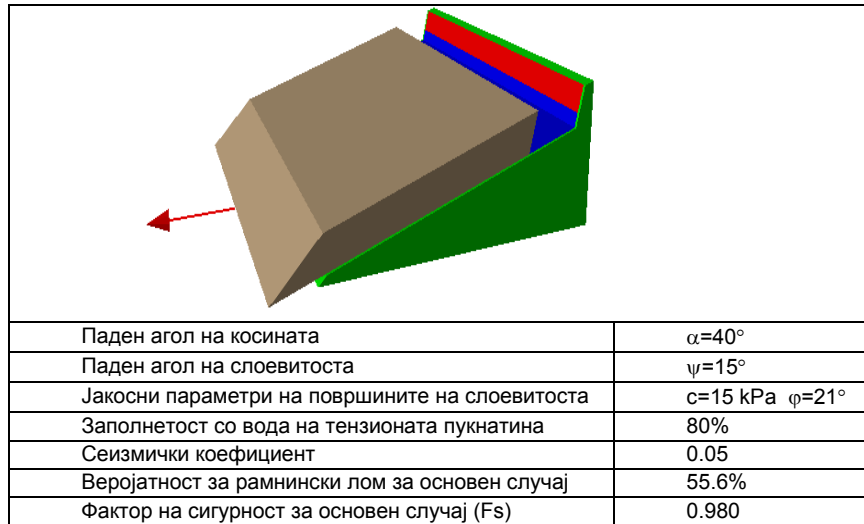
Слика 17.33 Дијаграм причина – ефект со вредности добиени според кодирање на матрицата од Сликата 17.32 (Пешевски И. 2009)

Од Сликата 17.33 се гледа дека во конкретниот случај највлијателен е параметарот со број 4, т.е. јакостните параметри на рамнините на слоевитост. Најмалку влијателен е параметарот 6 (интензитет и насоки на главни напрегања).

Најдоминантен параметар е со бројот 10, сеизмичките услови, а најмалку доминантниот (спореден) параметар е со број 11, потпирање на ножицата.

За да се верифицира валидноста на вака дефинирана матрица, се извршени анализи на стабилноста за конкретниот случај со варирање на 3-те највлијателни параметри: јакостните параметри на рамнините на слоевитост, паден агол на слоевитоста, водопропусливоста, а анализиран е и еден случај, каде што е земен предвид најдоминантниот параметар – сеизмичките услови.

Анализите за можност од појава на рамнински лом по рамнините на слоевитоста се извршени преку пробабилистички пристап со примена на софтверот RocPlane (Слика 17.34).



Слика 17.34 Тридимензионален приказ на анализирана косина и влезни параметри за анализа

Применет е алгоритам за статистичка анализа на резултатите од одделни 1000 анализи, кои автоматски се вршат со самиот софтверски пакет. Со цел да се согледа влијанието на промената на еден од критичните параметри врз целиот систем, како и да се провери комплементарноста со конкретната интеракциска матрица, во Табелата 17.4 се прикажани резултати од стабилност на косината со варирање на критичните параметри.

Очигледно е дека веројатноста за појава на лом по рамнините на слоевитост драматично се променува дури и при најмала варијација на некој од критичните параметри.

За дополнителна верификација на валидноста на матрицата, се извршени и анализи со варирање на параметрите, кои се одредени како споредни. Резултати од овие анализи се прикажани во Табелата 17.5.

Од табелата 17.5 се гледа дека веројатноста за појава на лом и факторот на сигурност се менуваат во многу помал процент при варијација на споредните параметри во однос на критичните.

Споредувајќи ги двете табели може да се заклучи дека матрицата била правилно конципирана.

Варијацијата на параметрот, одреден како најдоминантен во матрицата (сеизмичките услови), доведува до најголеми промени на факторот на сигурност (Слика 17.35).

Согледувајќи ги сите претходни примери може да се констатира дека примената на интеракциските матрици е од многу голема корист при согледување на сите можни интеракции кај голем број инженерски проблеми.

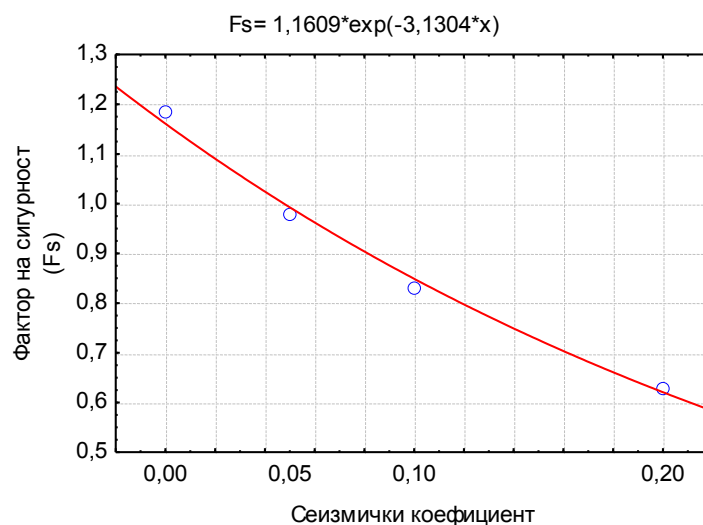
МЕХАНИКА НА КАРПИ

Табела 17.4 Анализа на случаи со промена на еден од критичните параметри и добиена веројатност за појава на рамнински лом со соодветен фактор на сигурност.

Вариран критичен параметар	Останати критични параметри	Веројатност за појава на рамнински лом (PF)	Разлика на PF во однос на основен случај за кој PF = 55.6%	Фактор на сигурност Fs	Разлика на Fs во однос на основен случај за кој Fs= 0.980
Кохезија (c) (+ 5кРа) (- 5 кРа и $\phi + 1^\circ$)	константни	37.9 92.7	-17.7 +37.1	1.047 0.754	+0.066 -0.226
Паден агол на слоевитоста (ψ намален за 2°) (ψ зголемен за 2°)	константни	24.0 81.1	-31.6 +25.5	1.123 0.860	+0.143 -0.120
Заполнет. со вода на тенз. пукнат. (намалена на 75%) (зголемена на 85%)	константни	35.1 73.1	-20.5 +17.5	1.064 0.897	+0.084 -0.083
Сеизмички коефициент (намален на 0.0) (зголемен на 0.1) (зголемен на 0.2)	константни	16.5 88.4 100.0	-39.1 +32.8 +44.4	1.184 0.832 0.629	+0.204 -0.148 -0.351

Табела 17.5 Анализа на случаи со промена на еден од споредните параметри и добиена веројатност за појава на рамнински лом со соодветен фактор на сигурност.

Вариран спореден параметар	Останати критични параметри	Веројатност за појава на рамнински лом (PF)	Разлика на PF во однос на основен случај за кој PF = 55.6%	Фактор на сигурност Fs	Разлика на Fs во однос на основен случај за кој Fs= 0.980
Висина на косината (намалена за 10 m) (зголемена за 10 m)	константни	50.3 59.5	-5.3 +3.9	0.983 0.968	+0.003 -0.012
Потпирање на ножицата со сила (5 тони на m должен) (30 тони на m должен)	константни	54.4 47.5	-1.2 -8.1	0.986 1.006	+0.006 +0.026
Вол. тежина γ (од 18.14 kN/m ³ на 20.0 kN/m ³) (γ од 18.14 kN/m ³ на 16.0 kN/m ³)	константни	43.7 69.1	-11.9 +13.5	1.025 0.917	+0.045 -0.063



Слика 17.35 Влијание на промената на најдоминантниот параметар (сеизмичкиот коефициент) врз факторот на сигурност за анализираниот случај.

Во продолжение се набројани само неколку поспецифични примери, каде што со примена на интеракциски матрици е дојдено до најоптимални решенија за различни проблеми:

- Одредување на отпор при минирање на карпести маси (Летхам и Лу 1999);
- Мултикритериумско одредување на најповолна локација за изградба на хидроелектрани (Шамг и др. 2000);
- Проектирање на подземни каверни за чување на нуклеарен отпад (Хадсон и др. 2001);
- Примена на компјутерски алатки за предвидување на однесувањето на карпести косини (Ферентиноу и Пакелариоу 2007);
- Процена на hazard од зарушување на тунели (Шин и др. 2009);
- Пробабалистички системи за анализа на фактори, кои се однесуваат на стабилност на карпести косини (Нагхадехи и др. 2011);
- Стабилност на површински копови (Нагхадехи и др. 2013);
- Одредување на застои кај ТБМ-машини (Фрох и Тораби 2013);
- Проблеми со ископ на јаглен кај подземна експлоатација (Наџафи и др. 2015);
- Одредување степен за зарушување кај подземни рудници, каде што ископот е со метода на зарушување (Рафи и др. 2015)
- Класификација на карбонатни карпи (Андриани и Парис 2017).

Според сите понапред изнесени примери, јасно е дека со интеракциските матрици можат да се решаваат проблеми, поврзани не само со техничките карактеристики на одредени проекти, туку и со: економските, временските и оперативните показатели на нивна изведба.

Примената на интеракциските матрици може да се смета и за како одредена филозофија во инженерството на карпестите маси, која е применлива речиси за сите проблеми.

ПРАШАЊА ЗА ДИСКУСИЈА

- Што се подразбира под поимот моделирање во механиката на карпи?
- Набројте ги основните видови модели!
- Што подразбирате под поимот геотехнички модел во поширка смисла?
- Што подразбирате под поимите инженерскогеолошки пресек, модел и геотехнички модел во потесна смисла?
- Која е основата на методот на најмали квадрати?
- Што подразбирате под терминот екстраполација, и со кои постапки може да биде извршена?
- Што е разлика меѓу метод на конечни и метод на гранични елементи?
- Што подразбирате под терминот интеракциска матрица, и какви видови на матрици постојат?
- Објаснете го накратко принципот на кодирање на матриците, со цел да се определат највлијателните параметри?

18

ПОСТАПКИ ЗА ПОДОБРУВАЊЕ НА СВОЈСТВОТА НА КАРПЕСТИТЕ МАСИ

ВОВЕД

При решавањето на проблемите во механиката на карпи, често се јавува потреба од примена на некоја постапка за **подобрување** на својствата на карпестите маси (анг. **Rock Improvement**). Во практиката најчесто се применуваат постапки на: инјектирање, сидрење, примена на прскан бетон, замрзнување, електрохемиско зајакнување, дренажање и др.

За правилна примена на овие техники е потребно врвно познавање на материјата од поголем број научни и практични дисциплини како: геологијата, рударството, геотехничкото инженерство, конструкторството, хидротехниката, сообраќајното инженерство и друго.

Изборот на постапките зависи од својствата на карпестите маси и карактеристиките на објектите, а често тие даваат најдобар ефект ако се применуваат комбинирани.

Со цел да се добијат основните сознанија за значењето на главните техники на подобрување, во рамките на ова поглавје се прикажани најзначајните аспекти за оваа проблематика.

ОПШТО ЗА ИНЈЕКТИРАЊЕТО И НЕКОИ ИСТОРИСКИ ФАКТИ

Под поимот **инјектирање** се подразбира техничка постапка со која се врши втиснување под притисок на **инјекциска смеса** во теренот. На тој начин се врши подобрување на физичко-механичките карактеристики на: карпестите маси, почвите или делови од објектите, а се воспоставува и добар контакт неопходен за поврзување на теренот и вештачките конструкции.

Гледано историски, за прв пат постапката на инјектирањето е применета при санација на загатниот дел на пристаништето „Дип“ во Франција во 1802 година, од страна на Чарлс Берињо. Со оваа санација е уфрлена пластична глина во еродираниот дел меѓу темелната основа на објектот и чакалестата почва, со помош на сосема примитивна „ударна пумпа“. Во 1838 година Колин прв применил инјектирање, кое имало за цел пополнување на пукнатините на браната „Гросбой“. Инјектирањето во САД прв пат е применето 1845 година од страна на Вортен, кој со „ударна пумпа“ применил цементен малтер во темелите на еден брзотек. Инјектирањето при изведба на тунелите и на рударските окна датира уште од 1864 година кога Барлоу добива патент за изработка на тунел со помош на штит. Тој предвидел, просторот меѓу облогата и ископаниот дел да се заполни со цементен малтер по пат на инјектирање кај подводните тунели на лондонската подземна железница, некои делници на Париското метро и др. За изведба на инјектирањето применил котли со компримиран воздух, механичка мешалка и др. Во 1910 година е конструирана првата механичка пумпа за инјектирање (хидраулична мембранска пумпа).

Кај браните инјектирањето долго време се применувало како санациска (изнудена) мерка во случаите кога имало процедурни води под темелите. Пред крајот на деветнаесеттиот век веќе се започнува со несистематско испитување на водопропусноста на темелната основа со мерење на количеството на водата, кое го примаат дупнатините.

За прв пат Киндер, во 1911 година, предвидел инјектирање на темелната основа под брана, во проект. До 1930 година во САД инјектирањето е применето на само 19 брани. Како олеснителна околност до овој период се наведува фактот дека браните се граделе на места со поволни инженерскогелешки карактеристики, во компактни, цврсти, неиспукани или слабоиспукани карпести маси, за кои не било неопходно подобрување.

Систематски развиток на инјектирањето во темелните основи на браните датира од 1932 година и од 1936 година кога е градена браната „Хувер“. Таа е со висина од 130 метри и е од типот на лачно-гравитациската бетонска брана, изградена на реката Колорадо во САД. Овие стекнати искуства послужиле за разработка на стандарди и прописи за проектирање и изведба на инјекциските работи во САД.

Во поранешниот Советски Сојуз значителен развој инјектирањето постигнува дури по Втората светска војна, посебно при изградбата на браните на реката Днепар.

Во рамките на Република Македонија се следеле трендовите во поранешна СФР Југославија, каде што инјектирањето е применувано по Втората светска војна. За прв пат тоа е направено при изградбата на хидроелектраната „Винодол во Хрватска. Посебно е развиена техниката на инјектирањето во карстните терени, за кои се верувало претходно дека не можат да ја задржат акумулираната вода. Со градбата на браната „Мратиње“ со висина од 220 м; „Перуќа“ на Цетина, „Никшичките брани“ во Република Црна Гора, повеќе брани во Република Хрватска и браните „Маврово“ и „Шпилје“ кај нас, се докажало дека ако се примени соодветен пристап, и во вакви терени, е можно да се изградат капитални објекти.

ОПШТИ ЗАБЕЛЕШКИ ЗА ЕФЕКТИТЕ ОД ИНЈЕКТИРАЊЕ

Со примена на разни начини на инјектирање се постигнуваат следните ефекти на теренот или кај вештачките конструкции:

- намалување на водопропустливоста на карпестите маси;
- подобрување на јакоста на смолкнување и деформабилноста на карпестите маси;
- хомогенизација и поврзување на хетерогената и дисконтинуалната карпеста маса и нејзино доведување во состојба на континуум;
- хомогенизирање на дисконтинуални бетонски објекти во масивни објекти;
- фиксирање на арматурите и елементите за преднапрегнување;
- пополнување на контактните фуги меѓу темелите, облогите на тунелите со карпестата средина и др.

Методите за инјектирање најмногу зависат од видот и од карактерот на карпестата маса, која се инјектира, како и од намената на истото. Имено, постојат разлики при инјектирање кај цврстите карпести маси со пукнатини, каверни и

прснатини, споредено со неврзаните материјали, како што се: песоци, чакали, дробина или други почвени материјали со меѓузрнеста порозност. Инјектирањето се изведува преку **инјекциски дупнатини**, од кои се пополнуваат пукнатините, порите и друг празен простор во карпите со специјални течни инјекциски смеси, кои, со текот на времето, стврдуваат во празниот простор на карпестата маса.

Постојат неколку основни видови инјектирање, како што се:

- контактно;
- врзно;
- заптивно;
- консолидациско;
- напонско инјектирање;
- специјални инјектирања.

При сите овие работи инјектирањето се користи како трајна, привремена, или пак како техничка мерка за санација. За успешна примена на овие видови е потребно детално познавање на материјалите, на условите и на некои постапки, кои се неопходни за да се дојде до оптимално техничко решение.

ОПШТО ЗА ИНЈЕКЦИСКИТЕ СМЕСИ

Инјекциските смеси можат да бидат во вид на: **суспензии, емулзии или различни раствори**. Тие, во времето на инјектирањето, треба да се во течна состојба, а нивното стврдување треба да започне и да заврши во празнините на карпестите маси по фазата на инјектирање. За инјектирање најчесто се користат: суспензии на цврсти честички во вода, хемиски раствори, кои се најчесто од силикатен состав, емулзии на битумен, битумен, органски смоли и др. Според проблемот кој треба да се решава, средствата за инјектирање се различни, но во основа се разликуваат неколку основни видови материјали за инјектирање:

Вода

Водата како материјал за оваа намена мора да ги задоволи условите, кои се пропишуваат при нејзината употреба за бетон. Водата како средина во која се врши инјектирањето и која доаѓа во допир со стврдената инјекциска смеша, не смее да има агресивно дејство на материјалите од инјекциската смеша.

Цемент

За инјектирање најмногу се користи т.н. портланд-цемент без или со додатоци за зголемување на отпорноста кон агресивната вода. Својствата на цементот се испитуваат по важечките стандарди, а ги опфаќаат: определување на времето на сврзувањето, стандардните јакости, постојаност на волумен и финост на мелењето. За инјектирање треба да се користи цемент со голема финост, односно колоиден цемент, за да може зрната од цементот да продраат во ситните пукнатини и прснатини.

Глина и бентонит

Глината во инјекциската суспензија се употребува со цел да изврши две функции. Првата функција е да послужи како материјал за пополнување, со цел да се заштеди на поскапниот цемент. Втората функција е да послужи како стабилизатор со цел да ја намали седиментацијата на цементните зрна во суспензијата. За оваа намена соодветствуваат глини со поголема пластичност, а

при инјектирањето на карпести маси со прснатини и стиснати пукнатини треба да се употребува глина без покрупни примеси. Основни карактеристики, кои се најзначајни за оваа намена се границите на конзистенција (т.н Атербергови граници) и гранулометрискиот состав. Природните граници на конзистенција можат да се подобрат со додавање на јонизирачки соли, кои оневозможуваат да се создаваат грутчиња со поголем дијаметар. Овие материјали стручно се нарекуваат и пептизатори.

Во практиката, за активирање на глината најчесто се применуваат натриумовите соли и тоа: содата (Na_2CO_3), воденото стакло (SiO_2) и Na_2O , или натриумовиот пиропфосфат ($\text{Na}_2\text{P}_2\text{O}_7$). Според видот и активноста на глината, потребното количество на пептизаторот да се движи меѓу 1% и 5 % во однос на сувата глина. При инјектирањето на стиснати пукнатини и песоци е пожелно најкрупните честички на глините да не бидат поголеми од 10 μ , со оглед дека тоа има влијание на можноста за циркулацијата на суспензијата. За инјектирање, најчесто се користи **бентонитот**, како монморионитна глина со голема пластичност. Кај нас најчесто се јавува како калциумски бентонит, каде што границите на конзистенцијата се движат од околу 30% / 100%.

Песок

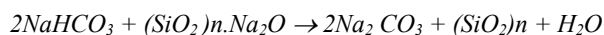
За подготовка на инјекциските смеси при инјектирањето на поголеми пукнатини и шуплини во карпестите маси, се користи песоков материјал. Тој може да биде природен: речен, езерски, морски, или пак песок, добиен по вештачки пат со дробење и мелење на карпите. Примената на песок во ваквите случаи е и со цел да се заштеди цементот.

По правило, за инјектирање се користи песокот со максимална големина на зрната од 1 мм. Според квалитетот се дава предност на речниот, односно езерскиот песок поради заобленоста на зрната. Ако се работи за: каверни, канали или покрупни шуплини во карпестите маси, може да се користи и покрупен песок, што зависи од случајот што се анализира. Во карстифицираните карбонатни предели има примери и на употреба на чакал.

Водено стакло

Воденото стакло претставува основна суровина за приготвување на силикатните инјекциски смеси, кои се користат при силикатизација. По хемиски состав е натриумов силикат (SiO_2) *n Na_2O), кој е растворлив во вода. Во трговијата доаѓа во вид на воден раствор, кристали или прав, со различен тежински однос, дефиниран со фактор на сооднос $R = \text{SiO}_2 : \text{Na}_2\text{O}$, кој во секој случај е поголем од 2. Кога ќе му се додадат соодветните реактиви на воденото стакло, тоа преоѓа во гел, односно во полуцврста колоидно-пастозна маса. При тоа, геловите се формираат со процес на полимеризацијата на SiO_2 во вид на хемиска реакција на поврзување на мономерите во синцирести полимери или циклични олигомери. Полесна е полимеризацијата кога односот R има поголема вредност, а и самиот гел е поцврст. Поради тоа треба да се применува водено стакло со однос $\text{SiO}_2 : \text{Na}_2\text{O} > 3.5$. Пожелно е да тој однос да биде $R \sim 3.9$. За полимеризација, на воденото стакло се додаваат различни реактиви, кои ги неутрализираат алкалните компоненти содржани во силикатот. Како реактиви најчесто се користат: фосфорната киселина (H_3PO_4), натриумов бикарбонат

(NaHCO_3); натриумов алуминат ($\text{Al}_2\text{O}_4\text{Na}_2$). Како пример се наведува реакцијата со натриумовиот карбонат:



Својствата на добиениот гел зависи од количеството на воденото стакло и од состојбата на полимеризацијата на гелот. Времето на гелирањето се регулира точно со овие компоненти, и тоа мора да биде поголемо од 20 минути. Вискозноста на растворот расте бавно до приближно половината од времето на гелирањето. Потоа, гелирањето расте доста брзо, поради што слабее неговото продирање во почвата како резултат на зголемениот отпор при продирање. За намалување на водопропустливоста задоволуваат гелови со мала јакост, додека за консолидација, односно за подобрување на јакоста потребни се цврсти гелови. Од практиката е познато дека поголеми јакости се постигнуваат со гелови кои имаат поголема концентрација, а кои од друга страна имаат поголем вискозитет.

Битумен и битуменски емулзии

Врел битумен се применува исклучиво за инјектирање на карпестите маси со големи шуплини, посебно во карстни терени низ кои струи вода. Температурата при инјектирањето се движи од 70°C до 200°C во зависност од видот на битуменот. Поради заштеда, понекогаш на врелиот битумен му се додава полно во вид на камено брашно или фин песок, со што се зголемува вискозноста на инјекциската смеса. Битуменските емулзии се приготвуваат од обичниот битумен и вода со додаток на емулгатор. Кога продира во карпестата маса, битуменот се издвојува од емулзијата и се лепи, односно ги пополнува празнините, а водата под дејство на инјекцискиот притисок се филтрира надвор од емулзијата.

Органски смоли

За инјектирање на многу фини пори, посебно во песоците со примеса на глина, се користат и некои органски смоли, односно органски мономери растворени во вода. Овие раствори се всушност флуиди како и водата, и ја задржуваат својата флуидност сè до полимеризацијата на масата. Поради ова, покрај другото, се соодветни за инјектирање на глинести и прашинести песоци со коефициент на филтрација помал од $\kappa < 10^{-5} \text{ m/s}$. Органските смоли се обично патентирани производи и се релативно скапи, па се применуваат само во специфични случаи, како инјектирање на тенките пукнатини во бетонските конструкции и сл.

СВОЈСТВА НА ИНЈЕКЦИСКИТЕ СМЕСИ

Од сите видови на инјекциските смеси, значително најголема примена имаат инјекциските **суспензии**. При тоа, смесите можат да бидат чисто цементни, цементни со разни инертни додатоци и забрзувачи. Како инертни додатоци се користат: песок, камено брашно, чакал, струганица и др., потоа цементно-бентонитски, цементно-глинести, како и нивни комбинации. Сите суспензии за инјектирање мораат да задоволат определени услови за да се применат соодветно. При тоа, испитувањата се вршат како во течна состојба, така и на веќе стврднати инјекциски смеси.

Реолошки својства на инјекциските смеси

Реолошките својства на инјекциските смеси се испитуваат од два аспекти. Прво, се испитуваат од аспект да се изберат најподобните смеси во секој конкретен случај, посебно во поглед на нивната стабилност и флуидност. Потоа се испитуваат за да се овозможи нивна контрола во текот на изведбата на работите. Контролата при изведба се прави за да не се појавуваат отстапувања од бараните својства, како последица на неедноличноста на суровините или на грешките во процесот на подготовка на смесите.

Седиментација и декантација

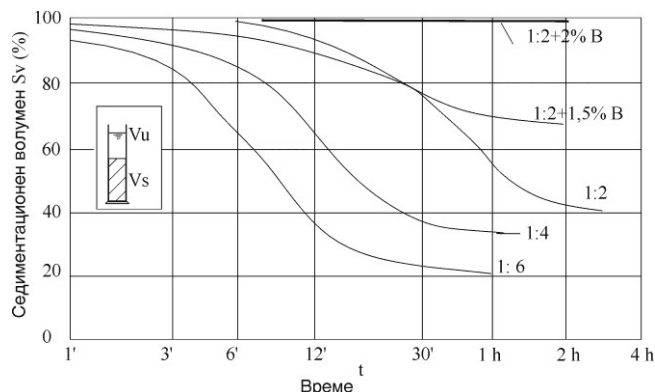
Кога цврстите честички на цементот, глината или на другите материјали се суспендираат во водата, од суспензијата постепено ќе се таложат прво покрупните, па потоа поситните честички. Брзината на таложењето или седиментацијата се намалува со намалувањето на дијаметарот на честичките и со зголемувањето на вискозноста на течнота. Соодветноста на некоја суспензија за примена при инјектирањето се проверува со испитување на т.н. **седиментациски** или **декантациски** волумен. Седиментацискиот волумен претставува волумен на исталожените цврсти честички (цемент, глина) во инјекциската суспензија во определено време. Нумерички се изразува во проценти во однос на вкупниот волумен на суспензијата, а функцијата е на времето, кое поминува од моментот на дисперзијата на цврстите честички во водата (Слика 18.1):

$$S_v = (V_s/V_u) \times 100 [\%]$$

Декантацискиот волумен претставува волумен на бистрата вода (V_v) над суспензијата во одредено време, а нумерички се изразува процентуално во однос на вкупниот волумен на суспензијата:

$$D_v = (V_v/V_u) \times 100 [\%]$$

Каде што: V_s – волумен на исталожените цврсти честички; V_v – волумен на бистрата вода, V_u – вкупен волумен на суспензијата.

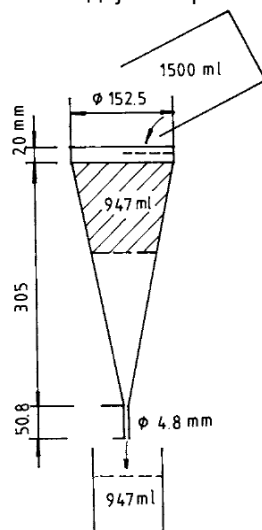


Слика 18.1. Седиментациски волумен во функција на времето за некои цементни суспензии

Стабилноста на суспензијата е значајно својство, посебно за инјектирање во материјали, кои не примаат големо количество смеса и кога инјекциската смеса треба да се достави на поголема оддалеченост. Доколку суспензијата не е стабилна при мали брзини на движење на смесата, материјалот ќе се исталожи во цевките и може да настане затнување на цевководите, со кои се транспортира смесата, со што инектирањето се запира до демонтирање и прочистување на цевките.

Вискозност и тиксотропија

Внатрешното триење во течностите се изразува со **коэффициент на вискозности**. Познавањето на вискозности на инјекциските смеси е неопходно поради процена на отпорите, кои се јавуваат при испумпување низ цевководите и уфрлањето во празнините на карпестите маси. Таа се зголемува со прираст на количеството на суспендираните честички и со зголемувањето на електрохемиската привлечна сила меѓу суспензираните честички. Разликуваме **динамичка** и **статичка вискозност**. За определување на динамичката вискозност на инјекциските смеси се користи најчесто т.н Маршова инка со волумен од 1 литар со нормиран отвор во вид на цевка со дијаметар 4 мм на долниот крај (Слика 18.2).



Слика 18.2. Маршова инка за мерење на динамичка вискозност на инјекциски смеси

При испитувањето, инката се полни со суспензија, а отворот од долната страна привремено се затвара. Со помош на стоперица се мери времето, кое поминува од моментот на отворањето на цевката до моментот на целосното празнење на инката. Времето на истекување на чистата вода изнесува 27 секунди. Суспензии со вискозитет од околу 60 секунди можат сè уште добро да се пумпаат низ инјекциските цевки. Вискозности на суспензијата расте во функција на време и постојано преминува од течна во цврста агрегатна состојба. Суспензии, во кои поради дејството на електрохемиските сили вискозности значително се зголемува се викаат **гел**, а јакоста на гелот претставува негова **статичка вискозност**.

Тиксотропијата е појава на прираст на јакоста на суспензијата и нејзино преминување во гел при дејство само на електрохемиските сили. Таа е во голема мера реверзибилна појава бидејќи, ако суспензијата која поминала во гел интензивно се протресе, таа повторно ќе помине во течна состојба со мала вискозност. По одреден период на мирување таа пак ќе зацврсти. Јакоста на гелот најчесто се мери со еден лесен отворен металичен цилиндер, кој се нурнува во суспензијата, а со ротирањето се мери отпорот на смолкнувањето со кој суспензијата се спротиставува на ротацијата на цилиндерот. Мерењата се прават со Стормеров вискозиметар.

На веќе сврзаните инјекциски смеси се вршат испитувања, кои се вршат и кај бетонот, со извесни модификации својствени на намената на смесите. Најчесто се испитуваат: јакоста на инјекциските смеси на хемиска корозија (агресивни подземни води), агресивноста на средината, која се инектира, отпорноста на инекциската смеса на хидраулична ерозија, јакоста на притисокот, постојаноста на волуменот, модул на еластичноста и др. Овие испитувања се вршат по определени стандардни постапки.

ПОЛЕ НА ПРИМЕНА НА РАЗНИ ИНЈЕКЦИСКИ СМЕСИ И ОСНОВНИ ПРИНЦИПИ ПРИ ИНЈЕКТИРАЊЕ

Составот на инјекциската смеса се дефинира со тежинскиот однос на одделните компоненти во вкупната тежина на смесата. Овој однос посебно се прикажува за цврстите компоненти во единица на тежина на сува смеса и одделно на сувата смеса во единица тежина на готовата суспензија. На пример, инјекциска суспензија која се состои од 1 дел на цемент, 3.75 дела на глина, 0.20 дела на бентонит и 0.05 дела на пептизатори во однос на мешање со вода од 1 дел на сува смеса (сува материја) на 1.5 до 4 дела вода, се прикажува на следниот начин:

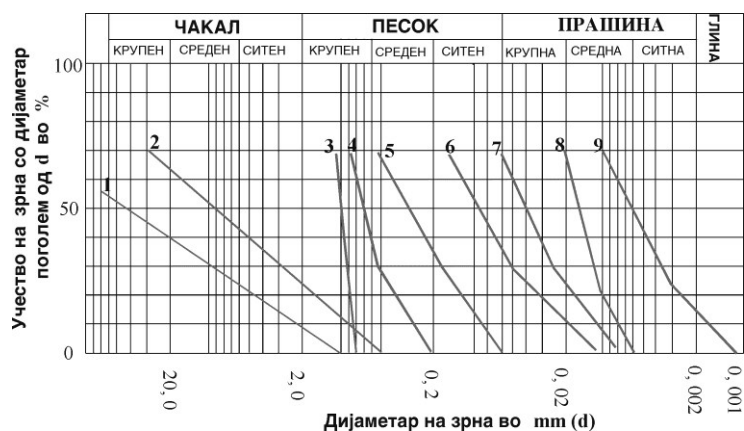
$$Sm \text{ (сува смеса)} = 0.2c : 0.75g : 0.04b : 0.01n \text{ (вкупно 1)} \text{ и}$$
$$Su \text{ (суспензија)} = 1Sm : 1.5 V \text{ до } 1 Sm : 4 V$$

Според искуствата од поголем број истражувачи, во практиката се користат некои општи дијаграми, кои помагаат да се процени можноста за примена на одредени инјекциски постапки и смеси (Слика 18.3 и Слика 18.4), а во зависност од својствата на смесите и средината која се инектира.

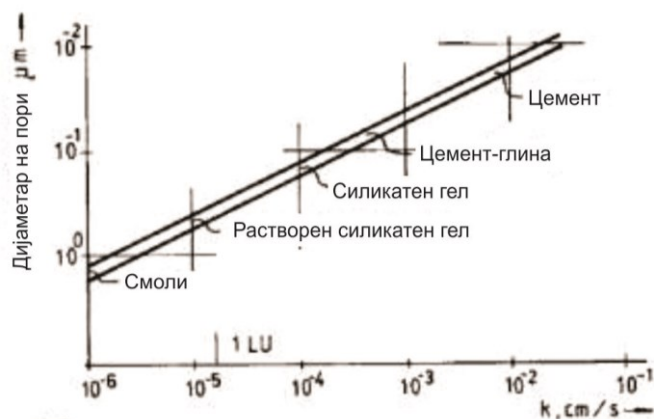
Инјектирањето со приготвените смеси може да се изведува на различни начини. Основните елементи на инјектирањето се дефинираат со: постапките при инјектирањето, составот и густината на смесите, инјекцискиот притисок, радиусот на дејство и др.

Од сликите може да се согледа дека кај испуканите карпести маси можат да се применат: цементација, врела битуменизација и глинизација, каде што глината може да се комбинира и со цемент.

Кај многу ситната испуканост на карпести маси може да се примени силикатизација, смолизација и ладна битуменизација. Кај неврзаните крупнопорозни почви од типот на чакали и дробина е можна примена на: цементација, врела битуменизација, или глинизација. За неврзаните ситнопорозни почви од типот на песок се применливи: хемиски смеси, ладна битуменизација, цементација со глинести и хемиски додатоци, смолизација, додека за слабосврзаните почви од типот на: глини, лапори и прашини е можна примена само на електрохемиски и термички начини.



Слика 18.3 Можност на примена на различни постапки на инјектирање за средина со различен гранулометриски состав на подлогата: 1 - цементни смеси, 2 - бентонитски смеси, 3 - колоидно-цементни, 4 до 8 - различни видови хемиски смеси, 9 - електрохемиски смеси



Слика 18.4 Можност на примена на различни постапки на инјектирање за средина со различен коефициент на филтрација

Во секој случај, примената на постапките на цементација, односно цементна глинизација е неспоредливо најзастапена и најзначајна постапка во однос на другите.

Опремата и технологијата на подготовка на инјекциските смеси зависи од видот и учеството на компонентите, што не е предмет на анализи во ова поглавје. Единствено, ќе се спомне дека при дефинирање на организацијата и технологијата на изведба е потребно внимателно планирање на процесот и формирање на посебни објекти, кои се нарекуваат **инјекциски станици**. Од инјекциските станици се раководи процесот на подготовка на смесата, а во нив има соодветен простор за сместување на целокупната опрема, складирање на суровините, простор за командните уреди, теренска лабораторија и др.

Кај пообемните инјекциски работи се воведува автоматско регистрирање на процесот, со цел да се зголеми точноста на дозирањето на материјалот, управувањето со процесот на инјектирање и неговото контролирање.

Подготвената смеса во инјекциската станица се доведува до **дупнатини** за инјектирање, кои можат да се изведуваат со различни постапки и методи, со различен дијаметар. Во зависност од нивната намена, може да имаат истражен, инјекциски, контролен или комбиниран карактер.

ПЛАКНЕЊЕ НА ДУПНАТИНИТЕ И ПУКНАТИНИТЕ ВО ЗОНАТА ОКОЛУ ДУПНАТИНАТА

Со цел да се направи поуспешно инјектирање, претходно е потребно да се изврши т.н. прочистување (испирање), односно плакнење на самата дупнатина и на пукнатините во карпестата маса околу дупнатината, во зоната која ќе се инјектира. Оваа постапка е неопходна бидејќи сите пори и пукнатини околу дупнатината треба да бидат соодветно подготвени за примање на смесата, зашто во нив често има пукнатински наполнител. Ако не се примени оваа постапка, наполнителот многу неповолно дејствува врз квалитетот и ефектот на инјектирањето.

Плакнењето на пукнатините се врши по сектори во подрачјето на инјектирањето низ две или повеќе дупнатини истовремено. Интензивно плакнење се постигнува со впумпавање на вода под притисок на определена дупнатина или на неколку дупнатини истовремено. Со додавање на воздух под притисок се постигнува поголем ефект на плакнењето. При тоа, по правило, притисокот кај плакнење е помал од притисокот кај инјектирање.

ПОСТАПКИ ПРИ ИНЈЕКТИРАЊЕ

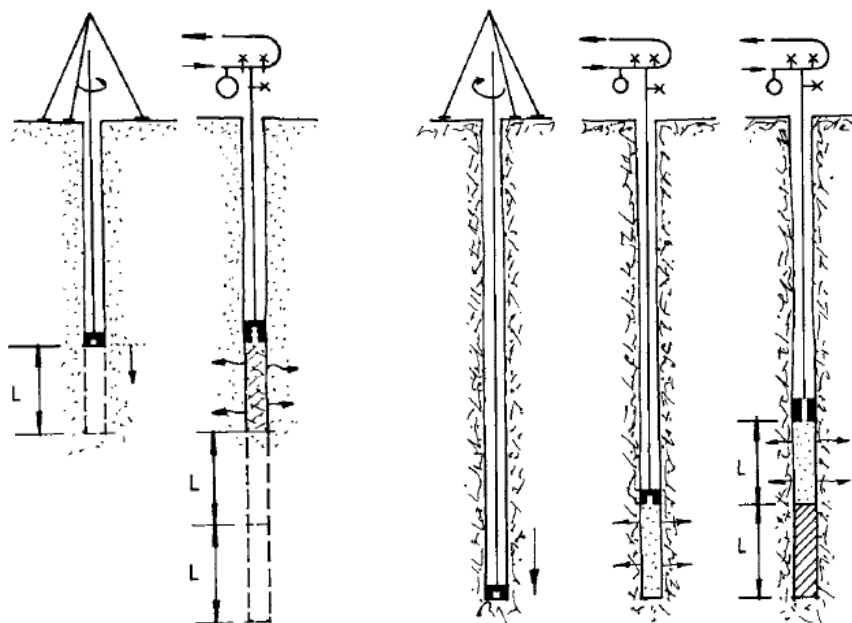
На претходно подготвените дупнатини со исплакнување може да се пристапи кон процесот на инјектирање. Претходно се дефинираат: пропишани услови за притисоци, потрошувачка на инјекциска смеса, траење на инјектирањето, критериумот на завршетокот и др. По потреба, претходно се врши и испитување на водопропустливоста, ако тоа се предвиди со проектот. Кај инјекциските работи воопшто, разликуваме неколку основни начини на инјектирањето и тоа: слезна, излезна, комбинирана, циркулациска постапка, инјектирање низ прибор, инјектирање во зони, инјектирање со „манжетни“ итн. Во рамките на ова поглавје, сосема накратко се опишани само слезната и излезната постапка, додека детали за другите можат да се пронајдат во литературата (на пример кај Е. Нонвајлер (1989)).

ОСНОВНИ НАЧЕЛА ЗА СЛЕЗНАТА И ИЗЛЕЗНАТА ПОСТАПКА

Слезната постапка се применува во многу испукани, здробени и трошни карпести маси или несврзани почви, каде што постои опасност од рушење на самата дупнатина. Исто така, се користи при инјектирање при многу мал заштитен надслој и при инјектирањето од самата површина на теренот.

На тој начин, горниот заинјектиран дел на карпестата маса служи како заштита за понатамошното инјектирање во функција на длабина. Слезното инјектирање се врши од горе надолу, со примена на неколку поврзани чекори за

една етажа (Слика 18.5 лево). Обично, тоа се следните чекори: дупчење на една етажа најчесто со должина од 5м', плакнење на оваа етажа, испитување на водопропустливоста на етажата (ако е предвидено со проектот), нејзино инјектирање и на крајот прочистување на инјектираната етажа непосредно по инјектирањето (ако оваа постапка е дозволена со проектот).



Слика 18.5 Слезна постапка при инјектирање (лево) и излезна постапка (десно)

Потоа, се продолжува со дупчење на следните етажи во длабина, по претходно опишаниот редослед, сè до завршување на дупнатината до предвидената длабина. На крајот, целата дупнатина се пополнува со смеса под притисок со поставување на пакерот на устата на дупнатината.

Излезното инјектирање се врши од долу нагоре, а е повољно за примена кај цврстите компактни карпести маси, каде што нема опасност од зарушување на сидовите на дупнатината (Слика 18.5 десно). Постапката се состои од: дупчење на целокупната должина на дупнатината, плакнење на последната етажа, испитување на водопропустливоста, ако е предвидено инјектирање на последната етажа, плакнење, испитување на водопропустливоста ако е предвидено и инјектирање на следната етажа, со повторување на процесот сè до устието (почетокот) на дупнатината.

Предности на слезната постапка се: по завршувањето на последната етажа, останатиот дел на дупнатината (нагоре) е слободен. Со ова е овозможена контрола на успехот на инјектирањето без дополнително повторно дупчење, а недоволно заинјектираните етажи можат повторно да се инјектираат со постапката од долу нагоре.

Недостатоци се: повторно дупчење на заинјектираната етажа со што се продолжува и се поскапува работењето. Кај подлабоките дупнатини се јавува поголема можност за нивно отстапување од зададениот правец, а

водопропустливоста на следната етажа не е реална поради влијанието на инјекциската смеса од претходната етажа.

Предности на излезната постапка се: дупчењето може да се изведе без прекин, со што се добива во брзина за изведба, водопропустливоста е пореална во текот на инјектирањето, заинјектираниот дел на дупнатината се држи под притисок, што е гаранција за успешно инјектирање на овој дел.

Недостатоци се: нема можност за контрола на успехот на инјектирањето на дупнатината, опасност да инјекциската смеса да го заобиколи пакерот и да се наталожи над пакерот во случај на постоење на пукнатински системи со стрм до вертикален паден агол.

Покрај слезната и излезната постапка, како најчести во практиката, понекогаш се користат: **комбинирана постапка, циркулациска постапка, инјектирање од устието на дупнатината, инјектирање со манжетни** и друго.

Комбинираната постапка се применува во карпеста средина, која содржи промени во состојбата на карпестата маса, од испукани до здробени зони, до покомпактни зони. Во овие случаи се применува и слезната и излезната постапка, а во зависност од состојбата на карпестата маса.

Циркулациската постапка се состои во примена на кружно движење на инјекциската смеса од инјекторот до дупнатината или етажата, која се инјектира и назад до мешалката што се наоѓа до инјекторот. Обично се применува при инјектирањето на поголема одалеченост, кога примањата на дупнатината се мали и инјектирањето трае долго и при работа со инјекциски смеси, кои се подложни на брза седиментација.

Инјектирање од устието на дупнатината се применува кај плитките дупнатини, при слезната постапка кај т.н. сврзно и контактено инјектирање. Се состои во тоа што на устата на дупнатината се вградува цевка со навој на која се навртува „инјекциската цевка“ со приклучок за инјекцискиот вод.

Инјектирање со „манжетни“ се состои во повеќефазно инјектирање на иста етажа без повторно дупчење. Обично се применува при инјектирање на речни наноси од: чакал, песок, нивни мешавини. Од овие причини, детали не се прикажани во рамките на ова поглавје.

РАДИУС НА ПРОДИРАЊЕ НА ИНЈЕКЦИСКАТА СМЕСА

Радиус на продирање на втиснатата инјекциска смеса во карпестата маса е еден од значајните елементи при инјектирањето и зависи од неколку фактори, како што се: висината на инјекцискиот притисок, димензиите на пукнатините или порите, вискозноста на инјекциската смеса, траењето на инјектирањето и др.

Најточно се определува со т.н. пробни инјекциски полиња, но ако не постојат такви податоци, тогаш се проценува по определени емпириски зависимости. Вакви зависимости имаат разработено повеќе автори, како на пример: Маг, Хаефели, Каранфилов, Вахрамеев и др. На пример, Маг (1938) ја предложил следната формула:

$$R = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot k \cdot t \cdot h \cdot r_1 \cdot \mu_1}{n \cdot \mu_2}} [m]$$

Каде што е: κ – коефициент на филтрација на средината пред инјектирање (m/s); t – време на инјектирање (s); h – инјекциски притисок изразен како „m“ на воден столб; r_1 – радиус на дупнатината (m); μ_1, μ_2 – кинематска вискозност на водата и смесата (m²/s); n – ефективна порозност на почвата (%).

ИНЈЕКЦИСКИ ПРИТИСОЦИ

При инјектирањето, едно од суштинските прашања што треба да биде решено е дефинирањето на максимално дозволения притисок, кој може да се приложи на одредена зона во дупнатината. Инјекцискиот притисок има повеќезначна функција и тоа: да ги совлада хидрауличките отпори во цевководите и средината што се инјектира за да се овозможи втиснување на смесата во карпестата маса, од карпестата маса да исцеди вишокот на водата од инјекциската смеса, да се збие смесата во пукнатините и порите и др.

Притисокот кај инјектирањето се движи во широки граници, што зависи од дебелината на натслојот, хомогеноста, јакоста на карпата и од нејзината вкупна состојба.

При високи инјекциски притисоци се врши поефикасно пополнување на пукнатините и порите со смеса, се добива позбиена (густа) зацврзната смеса и се зголемува нејзината кохезија со сидовите на пукнатините и порите. При високите притисоци се постигнува поголемо распространување на инјекциската суспензија во пукнатините и во порите. Ова овозможува зголемување на меѓусебното растојание меѓу дупнатините и поекономичното изведување на работите. Сепак, треба да се знае дека не треба секогаш да се применуваат високи инјекциски притисоци, посебно при висока: испуканост, распаднаост, кавернозност или при застапени неповолни текстурни одлики. За вакви случаи, при високи инјекциски притисоци може да дојде до непотребна потрошувачка на смесата. Тоа се изразува како: продирање на суспензијата надвор од предвидената зона на инјектирање околу дупнатините, избивање на инјекциската смеса на површината на теренот, појава на проширување на пукнатините, деформација на карпите, формирање нови пукнатини и лом во карпестата средина.

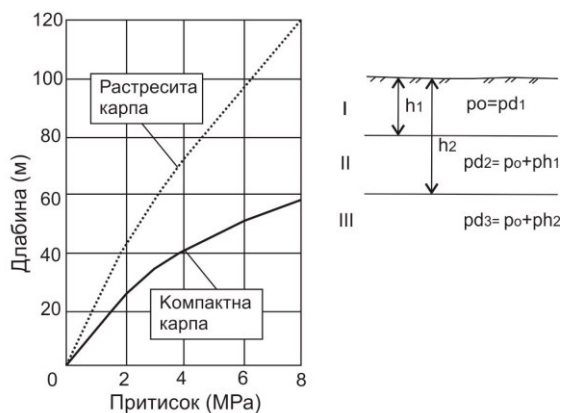
Најточно е кога инјекцискиот притисок се дефинира преку пробни инјекциски полиња. Доколку од различни причини не се изведени пробни полиња, тогаш дозволената големина на инјекцискиот притисок може да се определи според искусствените податоци од порано изведени инјекциски работи во слични геолошки услови.

Во денешно време, ориентациски, дозволения притисок на инјектирањето се добива по следниов израз:

$$p_d = p_o + ph \text{ [MPa]}$$

Каде што е: p_o – дозволен инјекциски притисок во горната зона на теренот (MPa), h – длабина на кровината на зоната која се инектира, сметајќи од површината на теренот (m), p – дозволено специфично зголемување на притисокот на 1m, товарење на надслојот од карпата над зоната што се инјектира.

Условите за зголемување на притисокот во длабина е прикажан на Сликата 18.6.



Слика 18.6 Ориентациониот дијаграм за прогноза на зголемување на притисокот на инјектирањето за различни длабини

Според сликата се гледа дека за првата етажа во површинската зона: $Pd_1=P_0$, за втората етажа: $Pd_2=P_0+Ph_1$, за третата етажа: $Pd_3=P_0+Ph_2$ итн. По правило, во функција на длабина, инјекцискиот притисок постепено расте, обично во границите меѓу 0.05 – 0.11 МПа.

Ако инјекцискиот притисок постепено расте, тоа укажува на нормално одвивање на работите. Секоја ненадејна промена, без разлика дали тој нагло паѓа или скоковито се зголемува, укажува на некоја нелогичност при инјектирањето. Во вакви услови, е потребно да се разјаснат причините, со цел да се преземат соодветни мерки за нормално континуирано инјектирање.

Треба да се нагласи дека при мали притисоци постои опасност да не бидат заинјектирани одделни делови околу дупнатината и смесата да не се ослободи од вишокот на водата, со што таа не ја постигнува соодветната јакост.

КРИТЕРИУМИ НА ЗАВРШЕТОК И КОНТРОЛА НА УСПЕХОТ НА ИНЈЕКТИРАЊЕТО

Под поимот **критериум на завршеток на инјектирањето** се подразбира мерило според кое се утврдува дека инјектирањето на конкретната етажа во дупнатината е завршено. Критериумот на завршетокот се изразува со **потрошувачката на инјекциската смеса во литри под пропишаниот завршен притисок низ определено време.**

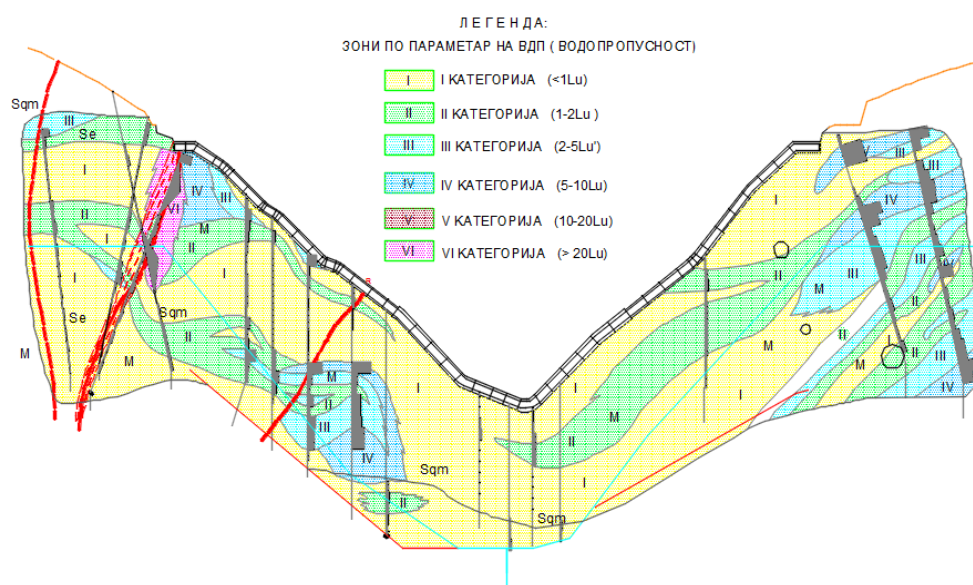
Се смета дека инјектирањето е успешно извршено кога потрошувачката на смеса не е поголема од **1 lit/min/m** при завршен притисок на инјектирањето. Ако со инјектирањето кај некои етажи или дупнатини не може да се постигне со завршниот критериум, понатамошното работење се прекинува, сè додека не се разрешат причините, кои обично се разликуваат во зависност од геолошката средина и условите на инјектирањето.

Контролата на успехот на инјектирањето е обврзувачка постапка по завршувањето на работите на еден сектор (дел) од инјекциската завеса, одредена делница на тунел или друг вид објект, а може да се изврши и по завршувањето на инјекциските работи.

Завесите можат да се изведуваат како **сврзани**, кои на својот крај се поврзани со водонепропусна зона на карпестата маса и **лебдечки** или **висечки**, кои не се поврзани за водонепропустни зони, ако на теренот не постојат водонепропустни зони или тие се наоѓаат на голема длабина.

Во такви случаи, со лебдечката длабинска завеса се оди до длабини во кои водопропустливоста на карпестата маса е помала од $1L_u$, или пак се сведува на дозволена водопропустливост, која се дефинира со проектот.

Распоредот на инјекциските дупнатини, според длабини и растојанија, обично се определува според резултатите од испитувањето на водопропустливоста и изработените модели, според овој параметар (Слика 18.8).

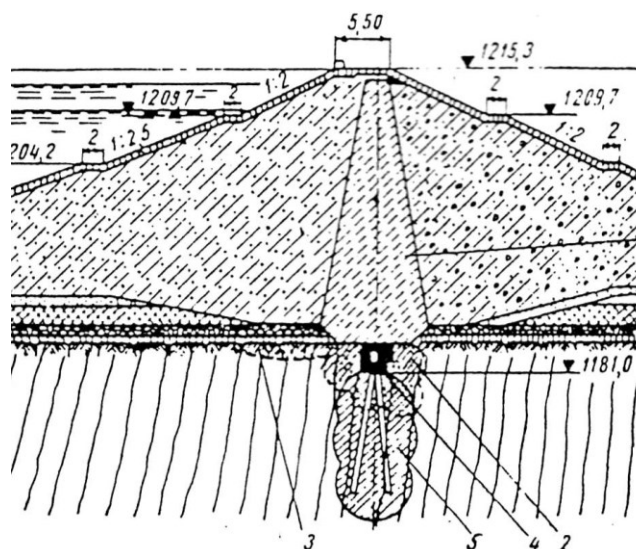


Слика 18.8 Пример за модел според водопропустливоста на теренот за зона на преграден профил кај браната „Козјак“ на реката Треска

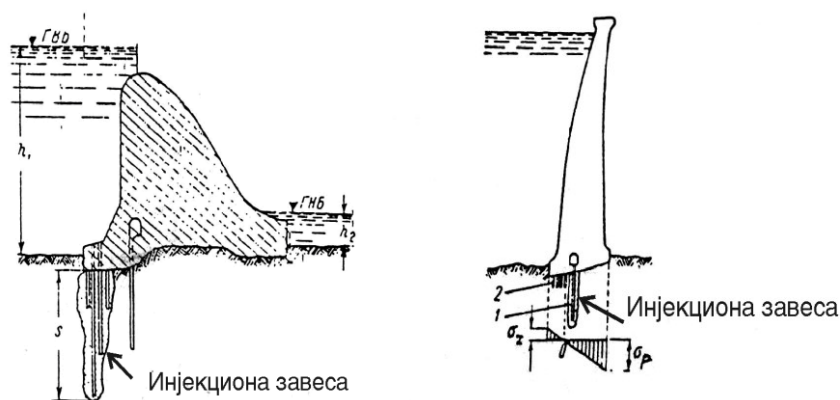
Според бројот на редовите, инјекциските завеси се делат на: **едноредни, дворедни, триредни и повеќередни завеси**. Според времетраењето, се делат на: **трајни завеси и привремени завеси**. Трајните завеси имаат век на траење колку што е траењето на самиот објект, додека времените ја вршат својата функција само за време на изведба на некоја специјална работа (ископ на темели, пробивање на подземни објекти, спречување на локални продори на подземни води и слично).

Според типот на браната, се делат на: **завеси кај бетонски и кај насипни брани** (Слики 18.9 и 18.10).

На сликите можат да се согледаат положбата на завесата во однос на објектот и некои други елементи, како што се: длабина, број на редови, наклон и друго.

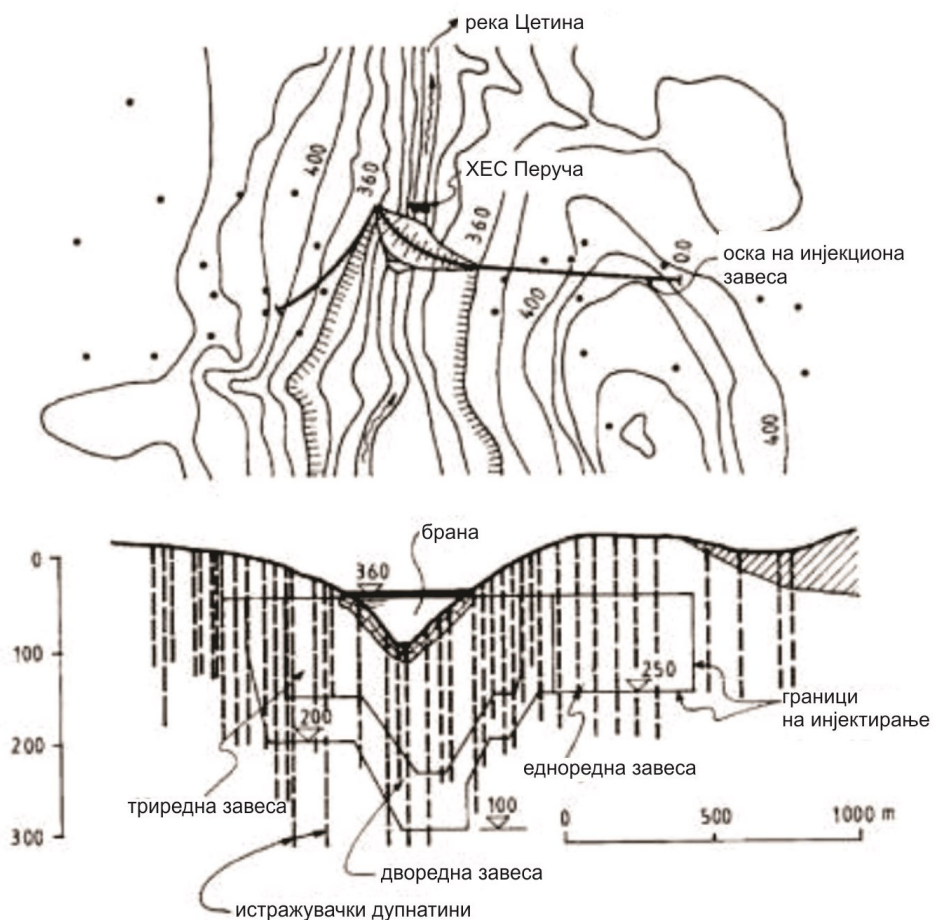


Слика 18.9 Пример за инјекциска завеса кај насипна брана „Власина“: 1 - глинесто водонепропустно јадро, 2 - зона на консолидациско инјектирање, 3 - зона на сврзно инјектирање, 4 - инјекциска галерија, 5 - инјекциска завеса (Нонвајлер, 1989)



Слика 18.10 Инјекциски завеси под бетонски брани: повеќередна завеса под бетонска гравитациона брана (лево) и едноредна завеса под лачна брана (десно), каде што 1 е завеса, а 2 е зона на врзно инјектирање (Нонвајлер, 1989)

Понекогаш, инјекциските завеси се многу комплицирани објекти, кои и во длабина и во пресек, според површината, можат да се прават на многу поголема зона во однос на површинскиот дел од објектот. Ова е посебно изразено кај изградени брани на карстни терени (Слика 18.11 и Слика 8.12).

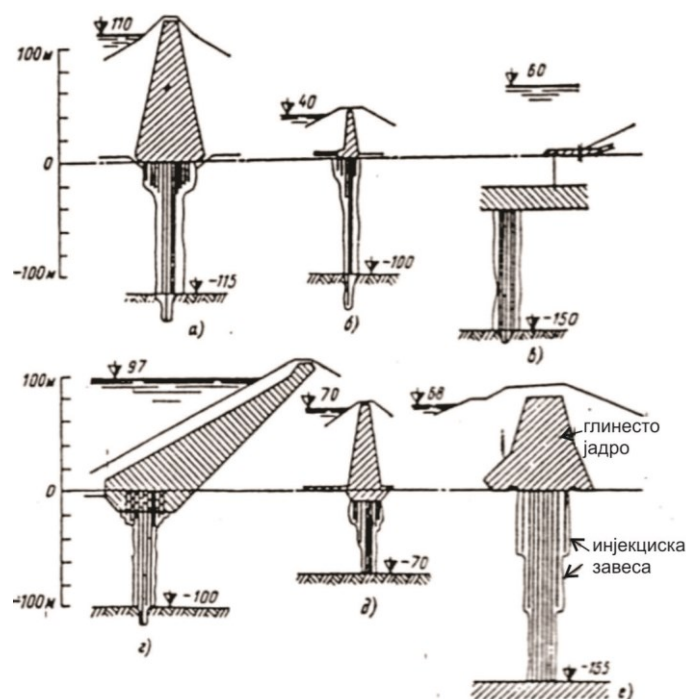


Слика 18.11 План и пресек на инекциската завеса Перуча (Нонвајлер, 1989)

Самото изведување на инјекциските завеси може да се врши од површината на теренот или од подземјето, со посредство на инјекциски (контролни) галерии, кои се прават обично кај високите брани, за да се намали инјектирањето на стрмните наклони на долинските страни.

При тоа, местоположбата на инјекциските завеси, во однос на самиот објект, може да биде различна, а во зависност од конструкцијата на објектот и водопрпусните одлики на средината.

Сите наведени елементи на завесите, кај секој конкретен случај, можат да се прилагодат бидејќи секоја завеса има свои специфики. Имено, во практиката е познато дека во фаза на изведба често се појавува потреба од прилагодување на решенијата за инјектирање кон теренските услови. Во секој случај, оваа техничка интервенција не е возможна без многу добра организација на работите, ангажирање на соодветна опрема и стручен кадар за изведба.



Слика 18.12 Примери за инјекциски завеси кај насипни брани во речен алувијален нанос (повеќередни): а) Сер-Понсон (Франција), б) Зилвештајн (Германија), в) Мисон (Канада), г) Матмарк (Швајцарија), д) Дурласбоден (Австралија), е) Асуанска (Египет) според Нонвајлер, 1989

Најдобар пристап е кога параметрите и усвоените елементи за инјекциската завеса, според анализи од претходни инженерскогеолошки и хидрогеолошки работи, се проверуваат и оптимизираат преку изведба на т.н **пробни** инјекциски полиња во зона на идната инјекциска завеса.

ПРОБНИ ИНЈЕКЦИСКИ ПОЛИЊА

Пробните инјекциски полиња се, всушност, завршни истражни работи, кои се неопходни за изработка на главниот проект на инјекциските работи. Најдобро е ако се изведат во фаза на идејниот проект, со користење на податоците од претходно извршени геолошки, инженерскогеолошки и хидрогеолошки истражувања и испитувања.

Со работите на пробните полиња се добиваат подетални податоци за геотехничката состојба и се дополнуваат сите претходни сознанија за: геолошкиот склоп, состојбата на карпестата маса, испуканоста, водопропустливоста и други параметри на истражуваната локација. Ова значи дека основна задача на пробните инјектирања е да се прецизираат и да се конкретизираат оптималните технички елементи за разработка на главниот проект на инјекциската завеса, како што се:

- распоред и меѓусебно растојание на дупнатините и донесување на решение дали завесата ќе биде едноредна, дворедна или повеќередна;
- растојание меѓу редовите и самите дупнатини во редот;
- инјекциски притисоци во етажите;
- усогласување на режимот на инјектирање;
- завршниот критериум за инјектирање;
- контролните работи;
- најсоодветен и најповолен состав на инјекциските смеси по сите параметри;
- технички услови за изведба;
- основни насоки за организацијата и технологијата за изведба на работите и др.

На некој начин, со ова се врши проверка и по потреба, дополнување на претходно воспоставената концепција за инјекциската завеса врз основа на дотогашните сознанија. На крајот се врши споредба на резултатите со податоците од другите инјекциски полиња или порано изведените завеси во слични услови, заради воспоставување на евентуална аналогија.

Положбата и бројот на пробните полиња зависи, во прв ред, од хетерогеноста на карпестите маси во поглед на хидрогеолошките и на механичките карактеристики. Треба да се тежнее, пробното поле да се лоцира на места, каде што ќе се решат доминантните проблеми во секоја репрезентативна зона по должината на идната завеса. Покрај тоа, пробните полиња се лоцираат и на карактеристични места, кои можат да бидат посебно неповолни за изведување на главните работи, како што се: раседни зони, карстни феномени и сл.

По правило, пробните полиња треба да претставуваат дел од трасата на идната инјекциска завеса, па во контекст на економичноста, почетните вложувања во полето претставуваат всушност инвестиција за наредните фази на изведба (Слика 18.13).



Сл. 18.13 Една шема за избор на локација и број на инјекциските полиња:

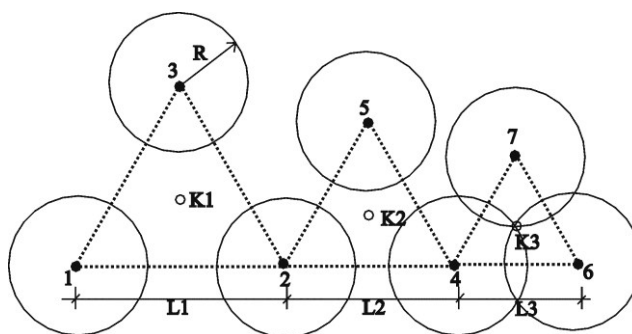
I, II, III – квазихомогени зони по параметар на испуканост или водопропустливост,
А, Б, В – пробни инјекциски полиња во различни геолошки средини

ПОСТАПКИ ЗА ПОДОБРУВАЊЕ НА СВОЈСТВАТА НА КАРПЕСТИТЕ МАСИ

Во зависност од поставената задача, реализацијата на пробните инјекциски полиња може да се изврши на повеќе начини, но во практиката најчесто се применуваат два основни вида:

- пробно поле со триаголници;
- пробно поле во еден ред.

Во практиката се среќаваат повеќе решенија на **пробно поле со триаголници**. Имено, постојат решенија со еднакви рамнострани триаголници, со различни рамнострани триаголници, со рамнострани триаголници, кои се преклопуваат и др. (Слика 18.14).



Слика 18.14 Пример за инјекциско поле со различни рамнострани триаголници (редоследот може да биде и поинаков), R – радиус на влијание

При вакво решение, прво се изведуваат три дупнатини (1, 2 и 3) како инјекциски. По нив, во тежиштето на вака оформен рамностран триаголник и по извршеното инјектирање на дупнатините, се дупчи контролна дупнатина (K_1). Доколку со усвоеното растојание меѓу дупнатините L_1 не се добијат задоволнителни резултати, односно има и понатаму голема водопропустливост во дупнатината K_1 , се поминува на дупчење на следна фаза. Следните дупнатини (4 и 5) се на меѓусебно растојание L_2 . По нивното дупчење следи фазата на нивно инјектирање и дупчење на контролната дупнатина K_2 . Постапката се повторува сè додека не се постигне бараниот критериум.

При тоа, постојат два начини на работење: кога за определен притисок се бара растојанието меѓу дупнатините ($p = \text{const}$) и кога за определено растојание ($L = \text{const}$), се бара притисокот, кој е потребен, да се постигне саканиот ефект на инјектирањето, што зависи од состојбата на карпестата маса. Ваквото решение на пробното поле има свое оправдување само во многу хомогена средина. Во спротивно се добиваат погрешни заклучоци бидејќи секој триаголник може да биде дел на различни хетерогени средини.

Недостатоците од претходниот распоред можат да се надминат во подготовката на пробното поле во **еден ред**, каде што изведбата оди фазно.

Во секоја следна фаза се врши намалување на меѓусебното растојание кај дупнатините (Слика 18.15).

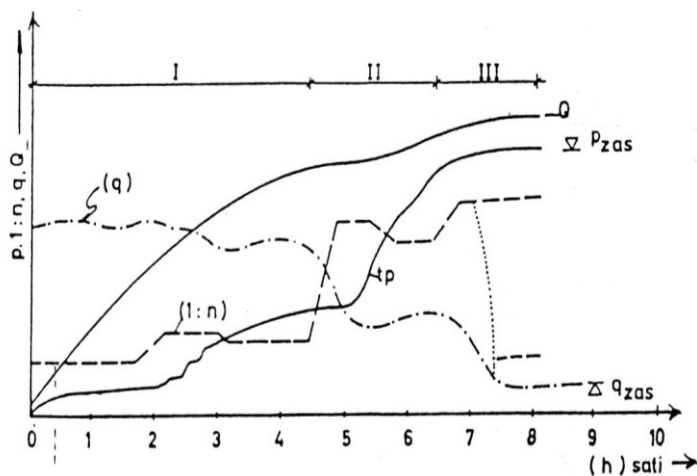
Броевите на сликата, истовремено го означуваат и редоследот на изведба на работите, а секоја следна група (фаза) на дупнатини истовремено е контрола на претходните.



Слика 18.15 Пробно инјекциско поле во еден ред : L1,L2,L3,L4 – растојание меѓу соодветните фази, односно групи на дупнатини

ПАРАМЕТРИ ЗА СЛЕДЕЊЕ ВО ФАЗАТА НА ИНЈЕКТИРАЊЕ

Сите податоци и резултати кои се собираат со дупчењето, испитувањето на водопропустливоста, инјектирањето и др. на пробните инјекциони полиња треба да се средат, систематизираат, анализираат и соодветно графички прикажат. Ова претставува одговорна и сложена задача, бидејќи во процесот на инјектирање се следат и се бележат сите параметри, кои на крајот графички се прикажуваат на соодветен начин (Слика 18.16 и Слика 18.17).

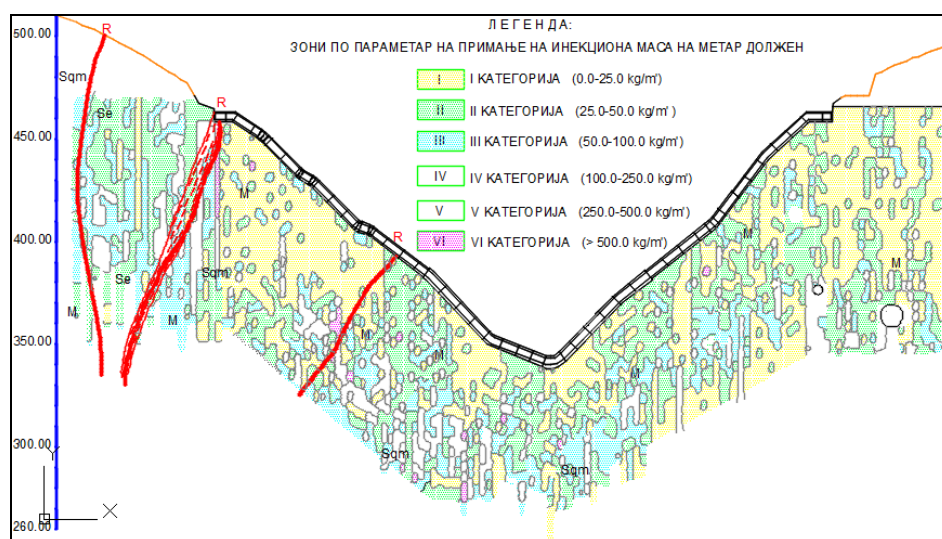


Слика 18.16 Дијаграм на процес на инјектирање кај една етажа:
 p – притисок, (1 : n) – густина на смеса, q – проток, Q – вкупна количина на смеса,
 I – пополнување на пукнатините, II – згустување на смесата, III – заситување (zas).

Обично, најзначајни се резултатите од потрошувачката на инјекциска смеса. Потрошувачката се изразува како количина на сува маса во однос на метар должен од дупнатината (kg/m).

Таа се прикажува во вид на дијаграми за една инјекциска дупнатина, потрошувачка меѓу две дупнатини и на крајот за цел објект (Слика 18.17).

ПОСТАПКИ ЗА ПОДОБРУВАЊЕ НА СВОЈСТВАТА НА КАРПЕСТИТЕ МАСИ

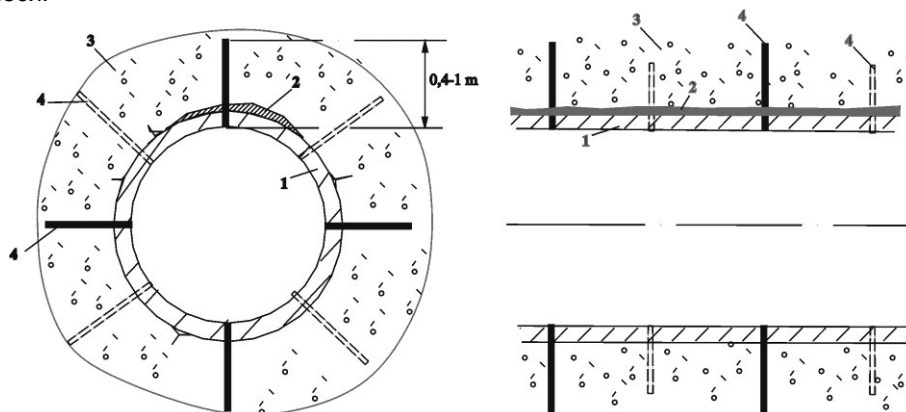


Слика 18.17 Пример за приказ на зони со примање на инјекциска маса за еден цел профил за браната „Козјак“ на реката Треска

НЕКОИ СПЕЦИФИКИ ЗА ИНЈЕКТИРАЊЕ КАЈ ПОДЗЕМНИ ОБЈЕКТИ

Кај подземните објекти се појавуваат голем број специфики. Во овој контекст, во рамките на ова поглавје сосема накратко се прикажани некои основни начела за случаи на: контактено, сврзно, консолидационо и напонско инјектирање. Контактното инјектирање најчесто се применува кај подземните објекти, како што се: тунели, каверни, машински сали и други објекти (Слики 18.18 и Слика 18.19).

Цел на овој вид на инјектирање е да се пополни празниот простор, кој останува меѓу облогата на подземниот објект и карпестата маса со инјекциски смеси.

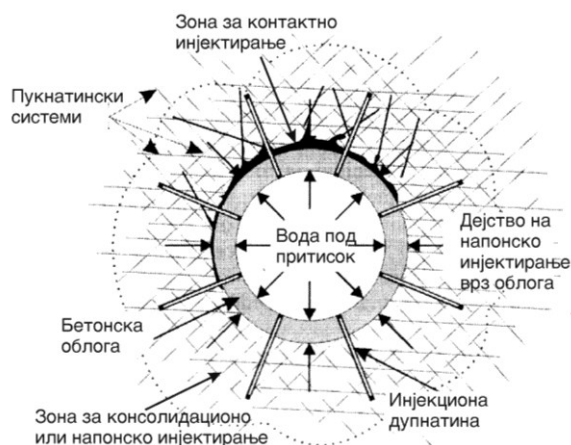


Слика 18.18 Шема за контактено и сврзно инјектирање кај тунелите: напречен пресек (лево) и надолжен пресек (десно): 1 - бетонска облога, 2 - празен простор во калота меѓу бетон и основна карпа, 3 - заинјектирана зона, 4 - инјекциски дупнатини во различни пресеци

Со **сврзното инјектирање** се врши меѓусебно поврзување на објектот и карпестата маса, без оглед на тоа дали се работи за подземен или објект фундиран на површината на теренот. При тоа, истовремено се пополнуваат празнините меѓу објектот и карпестата маса, како и пукнатините во карпата. Со тоа се остварува не само контакт, туку и врска меѓу објектот и карпата.

Со **консолидациското инјектирање**, пак, се врши подобрување на механичките карактеристики на карпестата маса или почвата. При тоа, испуканата карпеста маса се претвора во континуум, се намалува нејзината деформабилност, се зголемува јакоста на притисок и смолкнување, а истовремено се врши хомогенизација на хетерогената испукана маса и се намалува анизотропијата. Се подразбира дека се постигнува и ефикасно намалување на водопропустноста.

Напонското инјектирање по правило се применува во хидротехничките тунели и окна под притисок. Целта на ова инјектирање е да се предизвикаат напони во карпестата маса при високи инјекциски притисоци во зоната околу ископот, која е ослободена од напоните и е раздробена. Со тоа и во самата тунелска облога се постигнува **преднапрегање**, односно **преднапон на притисокот**, со што се предусловува кај бетонот да се користи само јакоста на притисок, како негова најдобра карактеристика (Слика 18.19).



Слика 18.19 Приказ на зони за контактното, консолидациско и напонско инјектирање кај хидротехнички тунели под притисок

Покрај наведените основни видови, во практиката понекогаш се применува и методологијата на специјално **млазно инјектирање** (анг. **jet grouting**). Принципот на млазното инјектирање е заснован на „разбивање“ на неврзана средина со бликови од инјекциска смеса под **висок притисок**. Инјекциската маса во дупнатината се спроведува преку приборот за дупчење, кој, за време на инјектирањето, цело време ротира.

Како заклучок од овој краток приказ за инјектирањето може да се почувствува сложеноста на проблематиката, која со право се смета како една од потешките проблеми во геотехничкото и хидротехничкото инженерство.

Затоа, забелешките во рамките на ова поглавје се само појдовна основа за натамошни подетални сознанија по податоци од специјализирана литература.

СИДРЕЊЕ НА КАРПЕСТИТЕ МАСИ

ОПШТО ЗА СИДРЕЊЕТО И НЕКОИ ИСТОРИСКИ ПОДАТОЦИ

Сидрењето е една од најприменуваните и најефективни мерки за подобрување на носивоста и на стабилноста на теренот. Во принцип, подобрувањето се остварува со вградување во карпестата маса на **челични елементи** во вид на прачки или јажиња од различен карактер, кои се нарекуваат **сидра** или **анкери**. Како техничка мерка, речиси секогаш се применува заеднички со **прскан бетон** и **арматурна мрежа** кога ефикасноста на сидрењето најмногу доаѓа до израз.

Во генерална смисла, под поимот **сидро** се подразбира полна челична прачка, обликуван челик во форма на цевка или кабел од челични жици, кои во карпестата маса се инсталираат како претходно напрегнати или ненапрегнати. Инсталирање на сидрата во карпестата маса се врши преку дупнатини, при што еден дел од сидрот се фиксира во подлабоките делови од теренот, додека другиот дел излегува на отворената површина на теренот или објектот. Некои сидра се затегнуваат за да се пренесе оптоварувањето од површината кон внатрешниот компактен дел од карпата. Во голем број проекти сидрата се применуваат и за зајакнување на врската меѓу вештачката конструкција и карпестата маса.

Според достапните историски податоци, сидрењето за првпат било применето во каменолом на шкрилци во Северен Велс во 1872 година. Во 1874 година сидра биле применети за стабилизација на бреговите на каналот по должината на пругата Лондон – Бирмингем. Како патентиран производ, сидрата за првпат се примениле во рудници за јаглен во Германија во 1918 година. Понатаму се применувале во рудници на металични и неметалични минерални сировини, главно кај релативно цврсти карпести маси, но и во рудници на јаглен во многу меки средини. Систематска примена на сидрење за прв пат е регистрирана во 1920 година во рудникот за олово Сент Џозеф во САД.

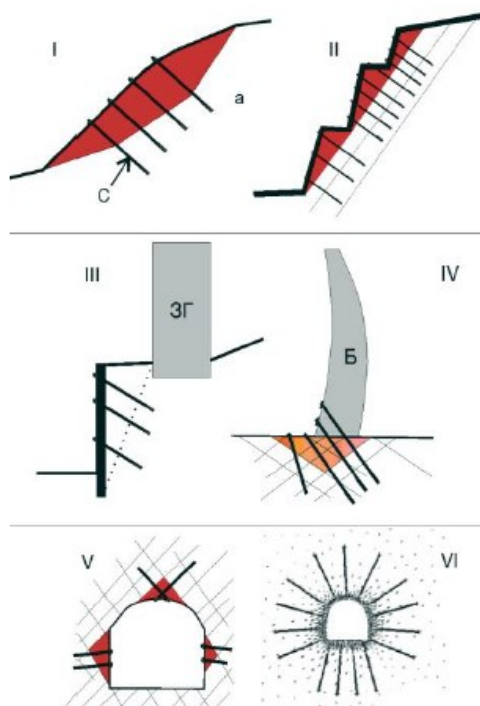
Во областа на градежништвото, прва значајна примена на сидрата е забележана во 1930 година за подградба на тунелите за браната „Кихол“ во САД. Во 1938 година, од страна на Којн, во Алжир, со помош на сидра бил подобрен фундаментот на браната „Чеуфрас“. Во 1942 година е забележана прва значителна примена на сидра на градежен објект во Европа и тоа при ископ на тунел за автопат во Англија. Пообемна примена на сидрењето во градежништвото се забележува по Втората светска војна, каде што на крајот од 1940 г. во САД и во Австралија (1947 година) експериментално се применети четириметарски експандирачки анкери на хидротехничкиот комплекс „Сноу маунтајнс шем“. Во 1950 година сидра се применети при ископ на доведен тунел ископан во Манчестер, како и на неколку брани во: Канада, Норвешка, Шведска и Франција. Во периодот од 1958 до 1962 година сидра се применети на автопатски тунел изведен на длабина од 2200 метри и должина од 11,6 км, кој ги поврзува Франција и Италија.

Многу е значајно што т.н. Новата австриска тунелска метода (НАТМ) се развила во периодот меѓу 1957 и 1965 година, а е многу заснована на примена на сидра и прскан бетон, како заштитни мерки.

Во периодот од 1953 година, па до денес, се патентирани повеќе од 50 видови сидра изработени од различни материјали, кои имаат специфични карактеристики во поглед на: хемиската отпорност, тежината, носивиот капацитет, начинот на фиксирање и затегнување итн.

Во денешно време, примената на геотехнички сидра е една од најприменуваните постапки при решавање на голем број проблеми во градежништвото и во рударството, при што годишната потрошувачка на сидра постојано се зголемува и е проценета на неколку стотици милиони парчиња (Ли 2017).

Масовноста на примена на сидрењето е при заштита на ископи на површина и во подземјето, во тунелоградбата, при санација на свлечишта и друго. Кај бетонските брани, геотехничките сидра се употребуваат за зголемување на стабилноста на браната од превртување под дејство на хидростатичкиот притисок, за зголемување на сигурноста на конструкциите и друго (Слика 18.20).



Слика 18.20 Приказ на примена на постапка на сидрење (С) кај разни објекти: I – при санација на свлечишта; II – засек во шкрилести карпи со неповолен пад на фолијацијата; III – заштита на ископ во близина на изведена зграда (ЗГ); IV – сидрење на терен кај лачна брана (Б) каде што е можно формирање на нестабилен блок во подлогата; V – несистематско сидрење кај подземни објекти за осигурување на нестабилни блокови; VI – систематско сидрење кај подземен објект

Според претходно изнесените факти, во рамките на ова поглавје се презентирани некои основни примери за примена на сидрата кај различни објекти и средини.

Геотехнички сидра во нискоградбата

Сидрата најчесто се вградуваат во каменити карпести маси за да се изврши осигурување на лабилните блокови во: тунели, падини и косини.

Една од најмасовните примени на геотехничките сидра во нискоградбата е во подобрување на механичките карактеристики и обезбедување на стабилноста на косините во засеците. Обично се сидрат релативно големи блокови, по правило и со повеќе сидра. Има случаи кога сидрењето се применува и за стабилизација на лабилни делови на падини или косини, кои се изградени од полусврзани или несврзани карпи. Во такви случаи, речиси секогаш најдлабокиот дел од сидрот е вграден во релативно цврсти карпести маси, со цел ефектот на дејствување на сидрот да биде поголем. Многу поретки се случаите, каде што сидрата, со целата своја должина, се инсталирани во меки или релативно меки карпи. Тогаш најчесто се комбинирани со уште некоја дополнителна мерка со која се постигнува бараната стабилност на објектот.

Во подземните ископи, како: галерии, рударски простории и тунели се користат за спречување на одрони од сводот, челото и страните на ископот. Во некои случаи се применуваат како привремена мерка на заштита сè до поставување на трајната облога, но може да се и единствената мерка за подградба на завршена конструкција. Кај големи подземни отвори со претходно напрегнати анкери се обезбедува носивоста на сводот. Вообичаено за вакви примени сидрата се користат во комбинација со прскан бетон и мрежа.

Геотехнички сидра во високоградбата

Санацијата на веќе изведените објекти понекогаш е можна само со употреба на геотехнички сидра. Осигурувањето на длабоките темелни јами исто така може да се изведе со геотехнички сидра. Карактеристична е и примената на сидрата при намалување на слегнувањата на објектите, прифаќањето на големи концентрирани сили итн.

Геотехнички сидра кај хидротехничките објекти

Кај хидротехничките објекти, сидрата се употребуваат за зголемување на стабилноста на браните од: превртување под дејство на хидростатичкиот притисок, спречување на низводно лизгање, бабрење во основата, при надвишување на веќе изведените масивни бетонски брани, за зголемување на коефициентот на сигурност од потисок кај слапиштата итн.

Геотехнички сидра за поврзување на конструкции за компетентна средина

Перманентни сидра се користат за спротивставување на сили на хидростатски потисок или сили на превртување кај: темелни плочи, кули, антенски столбови, потпорни сидови и сл. Вообичаена е примената во услови на присуство на подземна вода кога конструкцијата има недоволна тежина со која би се спротивставила на силите на хидростатски потисок. Примената на овие сидра овозможува да се намали волуменот на бетон во однос на фундирање со плоча, која би се спротивставила со тежината или да се намали количината на ископ/или одводнување.

Геотехнички сидра за преконсолидација на почва

Претходно напрегнати сидра можат да се искористат за нанесување на притисок на почвата, што доведува до нејзина консолидација и подобрување на

стабилноста. Група сидра се усидруваат во цврста подлога и претходно се преднапрегаат, што дава ист ефект како консолидација со претходно оптоварување. Најчести примени се кај аеродромски писти и депонии, каде што е потребно да се применува преконосолидација на ограничен простор со постепено зголемување на притисокот и да се избегне влијание врз околните конструкции.

Геотехнички сидра за спречување на сили на превртување

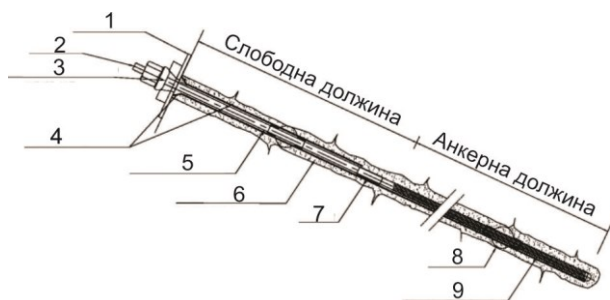
Некои конструкции имаат форма, која предизвикува тие да бидат оптоварени ексцентрично, што резултира во големи моменти на превртување. Вообичаено, поради големите моменти, пологично е да бидат применувани во компетентни карпи. Друга слична примена на сидра е кај антенски столбови или ветерници, кои се усидруваат вертикално за да се избаланисираат силите од ветерот и несиметричните товари од каблите.

Сепак, треба да се укаже дека најмасовна примена е при изведба на високи засеци и во тунелоградбата.

ОСНОВНИ ЕЛЕМЕНТИ И МЕХАНИЗАМ НА ДЕЈСТВУВАЊЕ НА СИДРАТА

Сидрата се елементи што имаат функција да ги прифаќаат и да ги пренесуваат силите од објектот на карпестата маса. Се вградуваат преку дупнатини, а се составени од три основни дела: глава, тело и сидришна основа (база), (Слика 18.21).

Главата е надворешниот дел на сидрот, преку кој се врши зацврстување на сидрот за објектот или на површината на карпестата маса. Главата на сидрот служи и при преднапрегнување и затегнување на сидрот. Може да биде со едноставна конструкција од типот на навој со матица и подложна плочка, но и со сложени решенија, како затегнати челични кабли преку армиранобетонски блок.



Слика 18.21 Приказ на едно сидро со основни составни делови: 1- подложна плочка кај глава на сидро; 2- метална шипка во зона на глава на сидро; 3- навој со матица кај глава на сидро; 4- инјекциони цевки; 5- обивка на сидро; 6- сидришна дупнатина заполнета со инјекциона маса; 7- споен елемент за наддавање на сидрот; 8- одбојник; 9- обивка на сидришна (анкерна) зона (Сабатини и други 1999)

Телото е средниот слободен дел, кој ја пренесува силата од главата на сидришната база, односно до анкерната должина. Во зависност од типот на сидрот, телото може да биде составено од челични прачки, сноп од челични жици, кабли итн. Благодареејќи на еластичните својства на челикот, телото на сидрот може да биде изложено на сили на затегање и преднапрегање без

штетни деформации, однесувајќи се како арматурата во преднапрегнатите бетонски елементи.

Сидришната база е крајниот дел на сидрот со кој е фиксирано, цврсто поврзано во карпестата маса, на која ги пренесува силите од сидрот. Просторот во карпестата маса во која е извршено усидрувањето се вика зона на сидрење.

Зацврстувањето на сидрата може да биде остварено на неколку начини:

- механичко зацврстување, преку ширење на посебно обликувана сидришна основа и нејзино потпирање во карпестата маса во зоната на сидрење;
- формирање цврста врска меѓу сидришната база и карпестата маса, со помош на цементна инјекциска смеса, со која се исполнува завршниот дел на дупнатината со одредена должина;
- со проширување на дупнатината во делот на зоната за усидрување и зацврстување на посебно обликувани сидришни бази со помош на цементна смеса, со крушковиден облик, кога освен со атхезиска отпорност по површината на контактот овозможува и прифаќање на силата од сидрот.

Суштината на дејствување на сидрата е во тоа што силите од главата, преку телото се пренесуваат во зоната на сидрењето. Во врска со ова може да се дефинира **граничната носивост** при која доаѓа до престанување на функцијата на сидрот. **Дозволената носивост** во сидрот се добива со делење на граничната носивост со некој фактор на сигурност.

ПОДЕЛБА НА СИДРАТА И НАЧИН НА ВГРАДУВАЊЕ

Во зависност од геолошко-геотехничките услови на карпестите маси во практиката се користат различни видови сидра. Во принцип, иако сидрата се засноваат на ист концепт, секогаш има некоја разлика во дизајнот или начинот на вградување. Оттука, може да се изврши групирање на сидрата по различни критериуми.

Така, **според времето што е потребно да дејствуваат** сидрата се разликуваат два вида: **трајни** и **привремени**. Според EN 1537: 1999 за трајни се сметаат сидрата, кои имаат проектен рок на траење подолг од 2 години. Зависно од степенот на претходното напрегање (F_0/F_e), каде што е F_0 почетна сила на претходното напрегање, а F_e е сила која одговара на условната граница на еластичност, сидрата можат да бидат **претходно напрегнати** и **ненапрегнати** т.е. **пасивни**. Според **времето на применување** во рамките на проектите, сидрата можат да се јават како: **интегрален дел** од проектите, како **решение за подобрување** на средината **при наидување на неочекувани** услови во фаза на градба, и како **мерка за подобрување кај санациски** или **рехабилитациски решенија** кај објекти или кај карпести маси.

Најчесто поделбата на сидрата на видови се врши според начинот на техниката на нивно поврзување за карпестата маса. Според оваа поделба се разликуваат следните видови сидра:

- механички сидра;
- инјектирани атхезиски сидра;
- инјектирани сидришни кабли;

- самодупчечки сидра;
- фрикциски сидра, односно сидра на триење;
- комбинирани сидра;
- сидра што апсорбираат енергија;
- сидра од полимери и обложени сидра.

Начинот на вградување на сидрата зависи од механизмот за сидрење. Пожелно е сидрата да се поставуваат веднаш по дупчењето, особено во испукани карпести маси. Во случај на временски застој меѓу дупчењето и вградувањето на сидрот е потребно да се изврши плакнење на дупнатините пред вградување, за да се отстранат евентуално отпаднати парчиња од карпата.

Изборот на видот на сидрот за конкретен проект секогаш треба да се базира на локалните геотехнички услови на теренот. Проектантите треба да имаат предвид повеќе фактори, со чија анализа ќе се дојде до оптимално решение, а треба да се води сметка и за достапната опрема за вградување на сидрата, како и финансиските услови на проектите.

Со цел да се стекнат сознанија за најчесто применуваните видови на сидра, во рамките на поглавјето се прикажани основни начела, кои се однесуваат на начинот на нивно вградување.

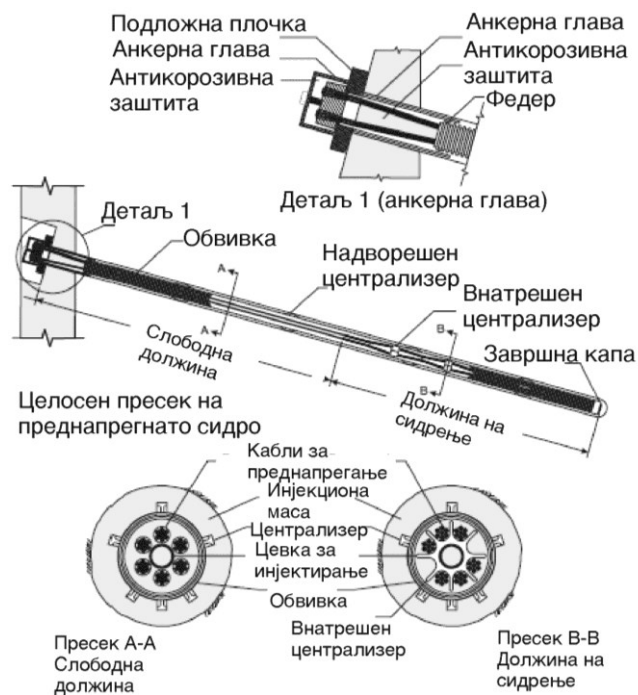
Според начинот на работа, сидрата се делат на **пасивни** и **активни**. Пасивните сидра се активираат, односно почнуваат „да ја носат“ карпестата маса дури откако ќе се изврши определено поместување во склоп на теренот (Слика 18.22). Од сликата може да се воочи дека при вградување на пасивните сидра е потребно паралелно да се изведуваат и кратки дренажни дупнатини за прифаќање на подземните води. За зацврстување на арматурната мрежа треба да се применат и кратки анкери. Овие помошни елементи овозможуваат најдобра и ефективна работа на сидрената конструкција.



Слика 18.22 Основни елементи на еден пасивен атхезиски SN-анкер

ПОСТАПКИ ЗА ПОДОБРУВАЊЕ НА СВОЈСТВАТА НА КАРПЕСТИТЕ МАСИ

Активните сидра се разликуваат според механизмот на работа, бидејќи се активираат веднаш по нивното вградување со помош на сила на преднапрегување, која се приложува преку анкерната глава (Слика 18.23).



Слика 18.23 Основни елементи на едно кабелско-преднапрегнато активно сидро

Процесот на вградување на сидрата опфаќа повеќе постапки, а најважни се следните:

- подготовка на сидрото;
- дупчење на дупнатини во кои се инсталира сидрото;
- вградување на сидрото;
- инјектирање на сидрената зона (прва фаза);
- технолошка пауза (најчесто 7 дена) за да може инјекцискиот малтер да се зацврсти;
- изработка на анкерен блок;
- поставување на анкерната глава;
- подготовка на крајот на сидрото;
- претходно напрегање на сидрото со посебна хидраулична опрема, зависно од системот за преднапрегање;
- инјектирање на цементниот малтер (втора фаза);
- завршна обработка на анкерната глава.

Детали за изведени сидрени конструкции во реални теренски услови се прикажани на Сликата 18.24.



Слика 18.24 Детали на глава на вграден пасивен анкер од портален дел кај тунелот „Злетовица“ (лево) и блок на преднапрегнато сидро пред бетонирање вградено за санација на свлечиштето „Рамина“ во Велес (десно)

Механичките сидра вообичаено се користат кај карпи со средна до висока јакост, а не се препорачливи за карпи со многу висока јакост поради неможноста да се оствари квалитетна механичка врска, што доведува до лизгање на сидрот при товарење. Во многу меки испукани шкрилци и седиментни карпи, каде што пукнатинскиот наполнител може да влијае негативно на преднапрегнувањето, не е препорачлива примена на механички сидра. Механички сидра не се препорачуваат и при следните услови:

- за трајно подградување, освен ако сидрот не е инјектирано;
- во близина на чело на ископи, каде што деформацијата на карпата на која се наидува е значителна;
- во карпи во кои можат да се очекуваат проблеми со горски удари или лушпење;
- онаму каде што нема можност да се провери затегнатоста на сидрот;
- за спротивставување на движења на смолкнување;
- во многу крути карпи;
- во многу испукани карпи.

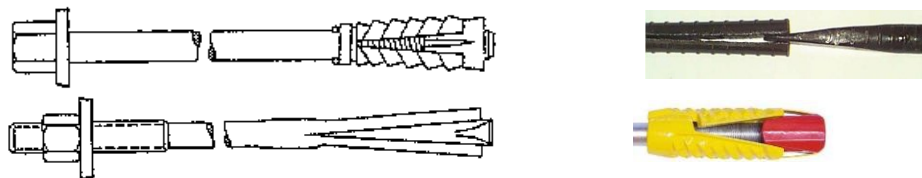
Кај механичките сидра, затегнувањето е константно по целата слободна должина на сидрот. Какво било поместување на карпата меѓу двете сидришни точки на сидрот, плочката и експанзиската капсула, ќе се пренесе преку целата должина на сидришната метална прачка. Ова го прави сидрот со експанзиска капсула – флексибилен систем за подобрување на карпите.

Затегнувањето на овие сидра се врши или со алат, кој ја ротира навртката на сидрот сè додека не се постигне дефиниран ротациски момент, или пак преку директно влечење. Вообичаено се применуваат клучеви за завртување или машини кај кои може да се контролира или автоматски да се стопира ротацијата при постигање на однапред дефиниран обртен момент, т.е. износ на преднапрегање.

Во групата на механички сидра припаѓаат сидрата со експанзиска капсула и сидрата со клин и расцеп.

Сидро со експанзиска капсула

Овој тип на сидро се состои од полна челична прачка со врежани навои на двата краја, експанзиска капсула поврзана за крајниот дел, анкерна плочка и навртка на главата на сидрот (Слика 18.25).



Слика 18.25 Шематски приказ на сидро со експанзиска капсула (горе) и сидро со клин и расцеп (долу)

Капсулата е уредот преку кој се врши усидрувањето, а се состои од клин и две до четири „крилца“. Клилот се навртува на навојот на сидрот на далечниот крај. Со задавање обртен момент (ротирање) на металната прачка, клилот се вовлекува и предизвикува крилцата на капсулата да се втиснат на сидовите на дупнатината, со што се остварува контактно напрегање меѓу сидрот и сидот на дупнатината. По усидрувањето на експанзиската капсула, се зацврстуваат плочката и навртката за да изврши преднапрегањето на сидрот. Претходното напрегање е пропорционално на применетиот обртен момент. Преднапрегањето на сидрот не треба да биде повеќе од 60% од максималниот товар, кој може да го издржи сидрот. Меѓу напрегањето на затегање во сидрот и обртниот момент постои линеарна зависност:

$$P=C*T$$

Каде што: P – сила на затегнување во анкерот во N (њутни), T – применет обртен момент во Nm (њутн метри) C – пропорционална константа меѓу затегнувањето во сидрот и обртниот момент.

Значајно е што сидрот е во функција веднаш по вградувањето. Кај трајните сидра празниот простор меѓу сидрот и дупнатината може дополнително да се заинјектира. Дијаметрот на дупнатината треба да е соодветен за крилцата на капсулата да се прилепат за нејизните сидови. Силата со која се вградува сидрот треба да биде прилагодена на локалните услови, т.е. според квалитетот на карпестата маса. Доколку сидрот се применува во близина на зона, која се минира (20m – 30m), сидрот може да ја изгуби носивоста и треба да биде повторно преднапрегнато.

Сидро со клин и расцеп

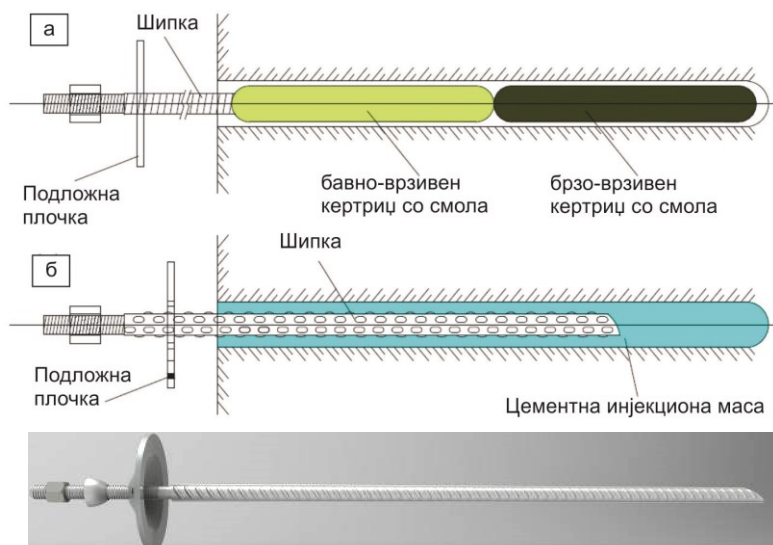
Овие сидра имаат расцеп, кој е лонгитудинално засечен во крајниот дел на сидрот и клин што е вметнат во расцепот (Слика 18.25 долу). При инсталацијата, клилот се притиска во дупнатината сè додека не го допре крајот на дупнатината. Се задава удар на металната прачка на сидрот, така што клилот се присилува да влезе во процепот и го шири крајниот дел на сидрот кон сидовите на дупнатината. Со тоа, крајот на сидрот се зацврстува во дупнатината преку отпорот на триење меѓу сидрот и карпата. Капацитетот на носивоста на овие сидра е многу мал, вообичаено од 30kN до 50kN за сидра со дијаметар од 20mm. Кај одредени подвидови на овие сидра е предвидено инјектирање во зоната на клилот и на расцепот.

Инјектирани атхезиски сидра

Најчест вид на инјектирани сидра се челичните сидра изработени од арматура и сидра изработени со крупен навој. За остварување на атхезиска врска се применуваат смеси од цемент или епоксидна смола. Овие сидра се применуваат како привремени и трајни. Сидрата со крупен навој вообичаено се користат во градежништвото кај различни видови објекти, каде што се инсталираат како трајни.

Целосно инјектирани сидра со арматура

Под целосно инјектирано сидро се подразбира сидро од арматура, кое е опфатено со инјекциска смеса по целата должина на дупнатината во која е инсталирано. Се користи за систематско усидрување во рударството и во градежништвото, особено кај испукани и меки карпести маси. Овој вид сидра се најчесто применуваните, а истовремено и најевтините. Сидротото се состои од тело, плочка и навртка (Слика 18.26).



Слика 18.26 Шематски приказ на целосно инјектирани сидра: сидро од арматура инјектирани со смола или цемент (горе и наредина) и сидро со крупен навој (долу)

Инјекциската смеса може да биде цемент или синтетичка смола. Специјален вид малтер по целата должина на сидротото овозможува кохезивна врска меѓу карпестата маса и самото сидро. Односот вода – цемент е вообичаено во опсегот од 0.3 – 0.4. Сидротото е во интеракција со карпестата маса преку механичкиот контакт на малите ребра на површината на сидротото и инјекциската смеса.

При вградувањето на кратки сидра до 4 метри должина, најпрвин се става инјекциска смеса во дупнатината, а потоа се втиснува сидротото. Втиснувањето на инјекциската цементна смеса се врши со помош на инјекциска цевка, која се внесува до дното на дупнатината и полека се извлекува кон површината на

теренот. Важно е инјекциската цевка да биде во целосен контакт со смесата за да не се створат воздушни џебови. Мора да се внимава да се спречи истекување на инјекциската смеса надвор од дупнатината, што најчесто се јавува како проблем кај вертикални дупнатини во свод кај тунелите. Овие сидра вообичаено не се преднапрегаат веднаш по вградувањето бидејќи постои ризик дека врската меѓу сидрот и инјекциската смеса ќе се оштети доколку преднапрегањето се изврши прерано. Ако е потребно претходно напрегање на сидрот, завртувањето на навртката треба да се изврши најмалку по 24 часа од вградувањето, со цел цементната инејкција да е доволно стврдната за да издржи товар на затегнување. Врз времето на сврзување влијае температурата, а со цел тоа да се намали, се користат адитиви, кои се додават во инјекциската смеса. Во практиката, кратките инјектирани сидра вообичаено не се преднапрегнуваат.

Кај сидра подолги од 4 метри прво се инсталира сидрот, а потоа се втиснува инјекциската смеса. Оваа постапка ги елиминира проблемите поврзани со отпорот, кој, инејкциската смеса го дава при вградување на сидрот или совивањето и заглавувањето на долгите сидра. Дупнатината е целосно заинјектирана кога ќе излезе смеса од повратната цевка вградена покрај сидрот.

Во практиката овие сидра популарно се наречени **SN-сидра**, според местото **Store-Norfors** во Шведска, каде што за првпат биле применети. Вообичаено се изработени од челик со кружен попречен пресек, а носивоста се движи во граници од 100 до околу 2000 kN. Овој тип на сидра можат да се инсталираат и без смеса, како т.н. „суви сидра“.

Целосно инјектирани сидра со крупен навој

Сидрата од крупно зарежани метални прачки се слични со претходниот вид, со основна разлика што површината е изработена со крупни навои. Навоите се со висина од 10 mm по целата должина на сидрот. Може да се инјектираат со смола или со цементна маса.

Целосно инјектирани сидра со синтетичка смола

Времето на зацврстување кај овие сидра варира од 10 сек. до 30 мин. Смолите се класифицираат како брзи и бавни. Најчесто за сидра од 3 метри, за брзи смоли времето на врзување е 10-20 сек., а 2-4 мин. за бавни смоли. Прво се инсталира влошка (популарно наречен „кертриџ“) со смола во дупнатината, се вовлекува и притиска сидрот до дното на дупнатината и металната прачка на сидрот се ротира околу 20 пати за да се измеша (активира) смолата. Потоа сидрот се држи 20-30 сек. за да се зацврсти смесата. На крајот се навртува завртката на плочката на анкерот за површината на карпата. Доколку има потреба за преднапрегање, тогаш е потребно да се стават две влошки за брзо и за бавно врзување. Влошка за брзо врзување се поставува на дното на дупнатината, а за бавно како што се оди кон површината. Кај навртката може да се аплицира преднапрегање од 30 до 50kN. Оптимално е разликата во дијаметарот на сидрот и дупнатината треба да биде од 2 до 4mm. Инјектирањето со смола има предност во однос на цементните инјекции во поглед на подобрите карактеристики и отпорноста на подземна вода, динамичките влијанија од минирањето и сл. Во дупнатини со поголем дијаметар не може да се гарантира квалитетот на мешањето на смолата. Сепак, инјектирањето со смола е помалку застапено поради високата цена на чинење. Кај целосно инјектираните сидра товарот се

пренесува од инјекциската маса по нејзино стврднување во карпата, така што секоја идна деформацијата на карпата или сидрот не може да се разгледува одвоено. Оптоварувањето ќе се дистрибуира на ограничено растојание од дупнатината во карпата (околу од 5 до 20 дијаметри на сидрот), што ги прави целосно инјектираните сидра крут систем за подобрување на карпите.

Сидра што се инјектираат само во сидришната зона

Атхезиските сидра во одредени случаи се инјектираат само на ограничена должина, вообичаено во крајниот дел на сидрот со инјекција од смола. Шипката на сидрот е или од арматура или е со крупен навој. Вака инјектираните сидра функционираат како оние со експанзиска капсула. Се применуваат во корозивни средини, а постапката на вградување е иста како кај целосно инјектирани сидра со смола, со тоа што се инсталира само еден кертриџ од смола на дното на дупнатината. Веднаш по зацврстувањето на смесата се задава преднапрегнување во износ од 50kN. Техничките податоци на овие сидра се исти како за арматурните сидра опишани погоре.

Инјектирани сидра и кабли не се препорачуваат во следните случаи:

- онаму каде што не може да се провери квалитетот на инјектиракното средство;
- во дупнатини со постојан дотек на подземна вода;
- кога материјалот за инјектирање е цемент, а е потребна моментална активација на сидрот;
- во карпи што имаат отворени пукнатини и празнини, освен ако е возможна проверка на успехот на инјектирањето;
- не се препорачуваат доколку карпестата маса била подложена на значителна деформација;

Затегнати инјектирани сидра/сидришни кабли не се препорачуваат во следните случаи:

- во близина на челото на ископот, каде што деформациите на карпите се значителни;
- во зони со високи напрегања, каде што се можни проблеми со горски удари или лушпење.



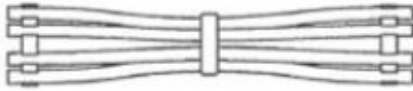













Инјектирани сидришни кабли

Овој вид сидра се користат во градежништво и во рударство за стабилизација на објекти во подземјето или на површината на теренот. Ваквите сидра се направени од еден, два или од повеќе снопови, а вообичаено се инјектираат со цементна инјекциска смеса. Од практиката се покажало дека за инсталација на долги сидришни кабли, оптимален сооднос вода – цемент е околу 0.4.

Со спирално завиткување на неколку жици околу централна жица се формираат снопови. Жиците се со заоблена форма, а нивниот број во еден сноп е: 7, 19 или 37. Неколку снопови, кои се поставени заедно, спирално и симетрично околу јадро, формираат кабел. Колку поголем е бројот на жици во еден сноп или кабел, толку е поголема неговата флексибилност. Сноповите и каблите се изработуваат од нерѓосувачки челик или карбонски челик.

Сидришните кабли, кои се користат во практиката се направени најчесто од еден или од повеќе 7-жични снопа. Вообичаени видови сидришни кабли, кои се користат во практиката се прикажани на Сликата 18.27.

ПОСТАПКИ ЗА ПОДОБРУВАЊЕ НА СВОЈСТВАТА НА КАРПЕСТИТЕ МАСИ

Тип	Надолжен пресек	Попречен пресек
Сноп од жици тип тендон (Клифорд 1974)		
Сноп од притегнати жици тип тендон (Жировец 1978)		
Единечна жица (Хант и Екју 1977)		
Обложена единечна жица (VST-систем 1982)		
Сидро со висок капацитет (Метјуз и др. 1966)		
Завиена жица (Хачинс и др. 1990)		
Меуреста-жица (Гарфорд., 1990)		
Жица со топчиња (Виндсдор 1990)		

Слика 18.27 Различни видови на сидришни кабли, делумно модифицирано според Виндсдор (1992)

Самите кабли можат да бидат поврзани со јазли или без јазли, односно во попречните пресеци на Сликата 18.27 се гледа дека можат, на различен начин, да бидат аранжирани една со друга.

При инјектирање на ваквите сидра, постојат две методи и тоа: со воздушна цевка и инјектирачка цевка. Кога се користи метод со воздушна цевка, за самиот кабел по целата негова должина се прилепува воздушна цевка и смесата се пумпа на устата на дупнатината. Смесата е насочена и под притисок се пумпа кон дното на дупнатината.

Заробенитиот воздух пред смесата истекува преку воздушната цевка. Пумпањето продолжува сè додека не се појави инјекциска смеса на надворешниот крај на воздушната цевка. Со овој метод е гарантирано дека сидрот е целосно инјектирано. Кај методот со инјектирачка цевка, цевката

(подебела од воздушната) се прилепува за сидрот и смесата се инјектира на дното на дупнатината. Смесата тече кон устата на дупнатината. Пумпањето прекинува кога смесата ќе излезе на устата на дупнатината. Целосното пополнување може да е проблем кај вертикални дупнатини. Смесата може да тече побрзо по должината на каблите отколку на сидовите на дупнатината, така да не се постигнува целосно пополнување. Во практиката се применуваат специјални машини за вградување на сидришни кабли, кои имаат можност за работа во која било насока. Вградувањето на долги сидришни кабли во стрмни дупнатини со нагорна насока на дупчење е доста отежнато доколку не се користи специјална машина за таа намена.

Должината на сидришните кабли варира од 5 до 30 метри кај подземни ископи, но оди и до 100м кај косини и свлечишта. Кај кабелски сидра пократки од 5м постапката на инјектирање е иста како кај целосно инјектираните атхезиски сидра. Предностите на сидришните кабли се големата должина на зајакнување и високиот капацитет на носивост на товар. Исто така, лесно се транспортираат бидејќи можат да се замотаат во катури. Ултимативното издолжување на кабелските жици е во опсегот од 3 до 5%. За да се зголеми капацитетот за деформација, се применуваат техники за одвојување на сидришниот кабел од инјекциската смеса на одреден дел од должината, со помош на пластичен (PVC) ракав околу кабелот во средишниот сегмент.

Самодупчечки сидра

Самодупчечките сидра се применуваат во услови на раздробени карпести маси, каде што постои можност за делумно или за целосно зарушување на дупнатината за време на дупчењето или веднаш по тоа. Самодупчечките сидра се состојат од шуплива сидришна челична прачка со дупчачка круна прикачена на долниот крај на прачката (Слика 18.28).

Површината на прачката е нарежана со груб навој. При вградување, сидрот се дупчи во карпата преку соодветна круна, која останува заробена во дупнатината по завршетокот на дупчењето.

Цементната инјекциска смеса потоа се пумпа преку шуплината на сидрот. Пумпањето завршува во моментот кога ќе излезе инјекциската смеса надвор од дупнатината. Металната прачка на сидрот има функција и на дупчачка метална прачка.



Слика 18.28 Самодупчечко сидро со негови елементи

Должината на сидрото може да се зголеми преку наддавање на повеќе прачки со помош на спојки. Во случај на подолги анкери, со цел да се обезбеди централна поставеност на сидрото во однос на дупнатината, се поставуваат т.н. „централизери“ т.е. „дистанцери“.

Фрикциски сидра (сплит-сет)

Сидрото сплит-сет е изработено од свиткана челична плоча (лист), која е со заварен прстен кај главата на сидрото (Слика 18.29).



Слика 18.29. Сидро сплит-сет

Плочката, која носи товар е зацврстена на сидрото со помош на прстенот. Инсталацијата се врши на тој начин што сидрото се набива во дупнатината сè додека плочката не дојде во контакт со површината на карпата. Дијаметрот на дупнатините е вообичаено од 1 до 5 мм помал од дијаметрот на сидрото. Поголем или помал дијаметар ќе го направи сидрото нефункционално. Ваквите сидра можат да бидат применети во карпи со различен квалитет, но се помалку функционални кај многу испукани или меки карпи. Сидрото е во функција веднаш по поставувањето. Носивоста е меѓу 50 и 100 kN, а вообичаено, должината е од 0.9 до 3.0 m. Најчесто се вградуваат како привремени сидра.

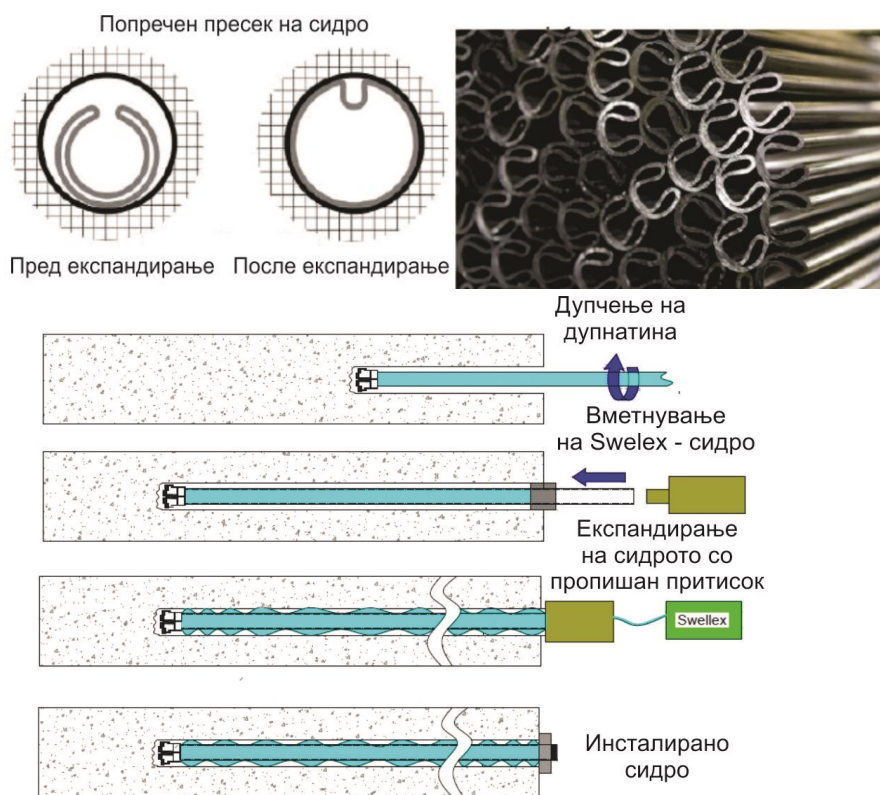
Сидрата сплит-сет не се препорачуваат во услови на:

- тесни или ограничени зони на испуканост;
- онаму каде што е тешко да се контролира дијаметарот на дупнатините;
- во многу испукани или меки карпи;
- за трајно подградување, доколку не се примени специјална заштита од корозија;
- за спречување на поместувања на смолкнување.

Фрикциско сидро со надувување (Swellex-сидра)

Се нарекуваат уште и експандирачки сидра. Изработени се од заварена челична цевка, која е свиткана во форма на грчката буква омега. На краевите од сидрото се поставени капсули. На Сликата 18.30 е прикажано типично Swellex-сидро и е опишана постапката за негова инсталација.

Сидрото по инсталацијата во дупнатината се надува со помош на хидраулички притисок, најчесто со вода, во рок од неколку минути и автоматски ограничен притисок на пумпата до околу 30MPa. На овој начин се остварува силна врска на триење меѓу сидрото и рапавата површина на карпестата маса по должина на сидовите на дупнатината. Swellex-сидрата ја вршат својата функција веднаш по инсталацијата. Капацитетот на носивост е до 200 kN. Најчесто се применуваат како привремени сидра, освен ако не се заштитени од корозија. Swellex-сидрата не се препорачуваат во услови, каде што се очекуваат големи деформации на карпестата маса.



Слика 18.30 Сидро од типот Swellex со типичен изглед (горе) и чекори при инсталација (долу)

Заедничка карактеристика за двата типа на фрикциски сидра е што можат да се користат во услови на постоење на подземна вода и дури и при високи порни притисоци.

Комбинирано сидро

Како што беше спомнато и претходно, инјектираните сидра од арматура не можат да бидат преднапрегнати додека не зацврсне инјекциската смеса. Сепак, кај некои конкретни проекти се бара тие да бидат преднапрегнати, па за таа намена, на долниот крај на сидрот од арматура може да се додаде експанзиска капсула.

Ова комбинирано сидро функционира како механичко сидро, кое овозможува преднапрегање веднаш по инсталацијата и како целосно инјектирано арматурно сидро по зацврстување на инјекциската смеса. При инсталација, сидрот се поставува во дупнатината, а експанзиската чаура се експандира за да се заклучи сидрот во дупнатината. По преднапрегањето се впумпува цементна инјекциска смеса. Типичен пример за комбинирано сидро е т.н. СТ-сидро (Слика 18.31).



Слика 18.31 СТ-сидро од производителот DYWIDAG-Systems International: 1 - навртка, 2 - додаток за инјектирање во форма на т.н. дома со отвор за инјектирање и заварен ракав, 3 - полиетиленски ракав со ребраста форма и со внатрешни централизери, 4 - плочка со отвор за истекување на инјекциска смеса, 5 –ребрасто анкерно сидро со навои на двете страни за поставување на експанзиската капсула и навртката и 6 - експанзиска чаура

За разлика од обичното комбинирано сидро, арматурната прачка на СТ-сидрата е обвиена со полипропиленски ракав. Функцијата на ракавот е да ја заштити прачката од корозија, но исто така и како канал за инјектирањето. Дијаметарот на овие сидра е од 44 до 48 mm. Сидрот прво се инсталира со експанзиската капсула, а потоа се врши инјектирањето. Смесата поминува низ полиетиленскиот ракав сè до дното на дупнатината, а потоа тече меѓу ракавот и сидот на дупнатината. Инјектирањето е завршено кога ќе се појави смеса на отворот на дупнатината.

Сидра што апсорбираат енергија

Овој вид на сидра се користат за карпести маси, кои се склони кон горски удар или лушпење и тоа најчесто во длабоки рудници или тунели. Суштината кај овие сидра е што има посебен лизгачки механизам, каде што е овозможено придвижување на челик во комбинација со специјални апсорбирачи на енергија и елементи за мониторинг на напрегањата. На овој начин се овозможуваат контролирани деформации на карпестата маса и испуштање на енергијата, а притоа да се задржи стабилноста на карпестата маса. Најпознати сидра од овој вид се: т.н. Д-сидро, Конусно сидро, Гарфорд-сидро, Дурабар, Руфлекс и др. Повеќе детали за овие сидра можат да се најдат во стручната литература.

Сидра од полимери и обложени сидра

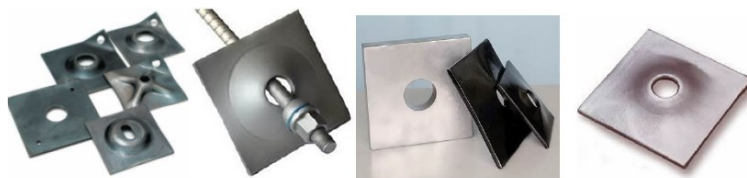
Сидрата од полимери за првпат биле применети во 1985 година, а се користат за да се надминат проблемите што се јавуваат поради корозија на железото. Се карактеризираат со мала тежина и вообичаено се изработуваат со „арматура“ од стакло или карбонски влакна во матрица на полимерни материјали, како што се ABS (од Acrylonitrile Butadiene Styrene), епоксиди, полиестер, винилестер. Во зависност од составот и адитивите, постојат полимерни композити, кои имаат многу подобри карактеристики во однос на челичните анкери. За да се надминат проблемите со корозијата, се користат обложени или

т.н. **пресвлечени** сидра. Во поново време се користи техника со прскање на површината на сидрата со облога од полиуретан, кој се користи за третман на површини како внатрешни делови од: цистерни, бродови, згради, базени – поради своите добри водоотпорни карактеристики. На овој начин се овозможува добра атхезија меѓу карпата, бетонот и челичните површини.

Плочки, подлошки, навртки и додатоци на сидрата

Со помош на овие елементи се овозможува интеракција меѓу сидрото и карпестата маса, како и воспоставување врска со елементите за површинско подобрување, како што се: мрежи, сајли и слоеви на прскан бетон. Јакостните карактеристики на материјалите од кои се изработени додатоците треба да бидат подобри од оние на сидрото со цел да се мобилизира капацитетот за носивост на самото сидро.

Плочките за сидрата вообичаено се изработени од челик со дупнатина во центарот на плочката. Плочката може да биде со рамна форма или засводена како дома, а во зависност од тоа во каков тип на карпа се инсталира сидрото (Слика 18.32).



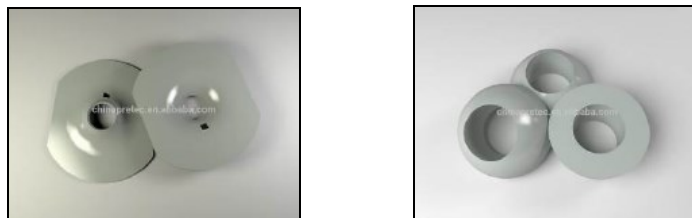
Слика 18.32 Различни видови на плочки

Во меки карпи, рамните плочки лесно може да ја изгубат носивоста и да се свиткаат кон дупнатината во која е инсталирано сидрото. Кај плочките со форма на дома овој проблем ретко се забележува. Отворот на ваков вид плочка тежнее да се контрахира кон центарот на дупнатината кога ќе се товари плочката под подлошката и навртката. Друга предност на засводените плочки е дека тие прифаќаат релативно големи поместувања (20-30 мм) пред да се израмни испалчениот дел. Оттука, ваквите плочки имаат поголем капацитет за деформирање за разлика од рамните. Капацитетот на носивост на плочките мора да биде еднаков или повисок од јакоста на навојот на сидрото.

Подлошките или шајбните значително го подобруваат трансферот на оптоварувањето од навртката на плочката. Сидрата вообичаено се поставуваат нормално на површината на лицето на косината со цел плочката и навртката да се оптоварат на соодветен начин. Многу е почест случај кога дупнатините имаат девијација од нормалата, во однос на лицето на косината. Товарот на плочката на сидрото инсталирано во таква дупнатина ќе биде сконцентриран на една страна, што би резултирало во пластично искривување на главата на сидрото, а плочката може да пукне предвремено поради несиметричното товарење. Со користење на сферични подлошки, како што е покажано на Сликата 18.33, се остварува силен контакт со плочката сè додека девијацијата на дупнатината од

ПОСТАПКИ ЗА ПОДОБРУВАЊЕ НА СВОЈСТВАТА НА КАРПЕСТИТЕ МАСИ

нормалната линија на карпестата површина не е над проектираната граница. Максималниот агол на девијација на дупнатините не треба да биде над 20°.



Слика 18.33 Подлошки со форма на сфера (лево) и полузаоблени подлошки (десно)

За затегнување на сидрата се користат различни навртки од стандарден издолжен или заоблен преден дел (Слика 18.34). Издолжените навртки се појаки од стандардните навртки. Основно правило при селекцијата на навртка е дека јакоста на извлекување на навртката мора да биде поголема од јакоста на навојот на сидрот.



Слика 18.34 Различни видови на навртки

Во случаи, каде што се применува инсталација на сидра во длабоки дупнатини се користат други додатоци во вид на **централизери**, со кои се обезбедува центрирање на сидрот во средината на дупнатината (Слика 18.35). Особено честа е примената на ваквите додатоци кај самодупчеките сидра.

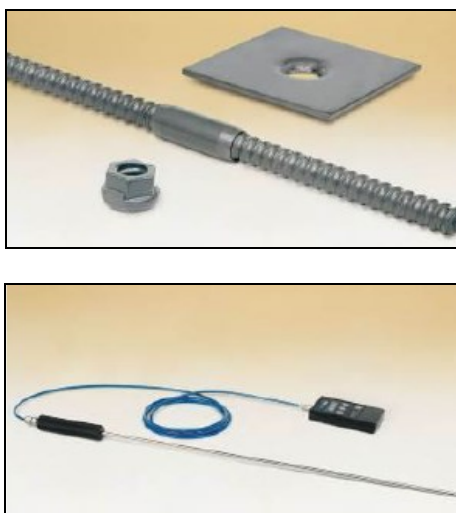


Слика 18.35 Различни видови на централизери.

Покрај центрирањето на сидрот, истовремено се обезбедува и рамномерно инјектирање и се подобрува ефектот на сидрење. Формата, позицијата и распоредот на централизерите зависи од тежината на сидришната шипка. Кај самодупчеките сидра се користат и спојки за продолжување, односно надавање на сидришните прачки до потребната должина (Слика 18.28).

Сензори и електронски уреди

За целите на мониторинг на однесување на карпестата маса и зајакнувањето, во нив се вградуваат различни видови сензори. Во практиката најчесто се користат пиезоелектрични и фибер-оптички сензори, кои се и комерцијално достапни. Сензорите овозможуваат мерење на: аксијалните сили, деформации, температура, појава на корозија, контрола на квалитетот на инјектирањето, деламинација на синтетичката смола и други параметри на сидрењето. Особено е важна примената на овие сензори во градби од јавен интерес кај кои безбедноста треба да биде на највисоко ниво, како патни и железнички тунели, високи косини, потоа површински копови во рудници итн. Во практиката сидрата што содржат вградени сензори се нарекуваат **инструментирани сидра** (Слика 18.36).



Слика 18.36 Сидро од производителот GEOKON со додаток – сонда што мери деформации (на принцип на вибрирачка жица)

ОПРЕМА И МЕХАНИЗАЦИЈА ЗА ВГРАДУВАЊЕ НА СИДРА

Во градежништвото и во рударството, сидрата во најголем број случаи се применуваат во комбинација со прскан бетон и челична мрежа. Оттука процесот на вградување на сидрата треба да биде синхронизиран со примената на останатите мерки за подобрување.

Во минатото, вградувањето на сидрата во најголем дел се вршело со **мануелни алатки**. Денес, освен кај случаи, каде што станува збор за тесни подземни ископи или терени каде што нема пристап за машини, се употребуваат **полу- или целосно механизирани специјални машини** за сидрење, способни да изведат цел циклус на вградување. Со полумеханизираните машини се врши дупчење на дупнатината, а сидрот се инсталира мануелно.

Постапката понекогаш е доста деликатна бидејќи се работи во тешки услови во подземје или на површина на терен (Слика 18. 37 и Слика 18.38).



Слика 18.37 Мануелно вградување на сидра во подземен ископ



Слика 18.38 Приказ на постапки за дупчење и поставување на SN-анкери при заштита на косини за пристапниот пат за браната „Света Петка“ (фотографија од З. Николовски)

Целосно механизираниите машини се опремени со контролен систем за: позиционирање, хидрауличка дупчалка, додатоци за вршење на процесот на сидрење, магацин за сидра итн. (Слика 18.39).



Слика 18.39 Гарнитура за вградување на сидра од типот Boltec MD од производителот Atlas Copco со директен систем за управување и висока продуктивност и прецизност. За подземни објекти и инсталација на сидра со должини од 1.5 – 3.5 m. Висински досег – 9.5 m

Сидрата се вградуваат веднаш по дупчењето, што е особено важно кај испукани карпести маси, поради ризикот од зарушување на дупнатините. Квалитетот на сидрата вградени со машини е далеку повисок од оној кога сидрата се вградуваат мануелно. Сепак, за да се оправда примената на целосно механизиранио сидрење е потребно програмата за сидрење да биде доволно обемна за да се оправдаат економските трошоци за примена на специјалната машина. Бидејќи постојат голем број видови сидра, постојат и различни техники на вградување, а основните забелешки за ова се дадени кај претходно опишаните видови сидра. Пред вградување на сидрата, независно дали тоа се врши мануелно или машински, од голема важност е да се изврши чистење (т.н. кавање) на нестабилните блокови во зоната на вградување. Тоа се одразува на квалитетот на вградувањето на сидрата, а секако и на безбедноста на машините и на работниците, кои ги изведуваат работните операции.

Како резиме за примена на постапката на сидрењето мора да се истакне дека за правилен избор на системот за сидрење, правецот на оптимално вградување, нивна должина и други детали е потребно да се познаваат сите механички и структурни својства на карпестите маси и големината на потребните сили за прифаќање и преднапрегање. Посебно е значајно да се определат точно потенцијалните површини на лом со цел сидришната зона да биде во стабилен дел од теренот. Некои решенија се прикажани во поглавијата 21 и 22, соодветно за проблемите на површината на теренот или во подземјето.

ПРИМЕНА НА ПРСКАН БЕТОН

За подобрување на стабилноста на карпестите маси, често се применува **прскан бетон**. Во практиката се среќава и терминот **торкретирање**. Тоа е специфична постапка со која се оформуваат тенки слоеви на цементен малтер, кој се нафрлува на карпестата површина со помош на посебна опрема и под голем притисок (Слика 18.40). Со прсканиот бетон се штити отворената површина на карпестите маси од атмосферските влијанија; со навремено поставен прскан бетон можат да се избегнат проблемите со бабрење; отворените пукнатини се

заполнуваат со бетон и слично. На овој начин се создава подобрен квалитет на карпестата маса.



Слика 18.40 Примена на прскан бетон во комбинација со арматурна мрежа и дренажни цевки за заштита на ископ за темелна јама кај браната „Света Петка“ на реката Треска

Најдобри ефекти прсканиот бетон дава кога се нанесува врз испукани цврсти карпести маси, а поретко се применува кај полукаменити и почвени материјали. Прсканиот бетон не смее да се приложи врз неисчистени површини или влажни и течливи зони. За изведување на слоеви од прскан бетон, кои се подебели од 25 cm е потребно да се примени армирање, за што најчесто се користат арматурни мрежи.

Квалитетот на прсканиот бетон во голема мерка зависи од технолошките карактеристики на опремата што се употребува за негово нанесување. Опремата претставува технолошка целина во чиј состав се обезбедува: снабдувањето со основните компоненти на мешавината за прсканиот бетон, нивното дозирање во барани тежински односи, квалитетно мешање на компонентите, одведување на мешавина до излезната зона на опремата, односно до т.н. млазница под доволен притисок (Слика 18.41).

Како што е спомнато претходно, прсканиот бетон речиси секогаш се користи во комбинација со сидра и мрежа од најразличен тип – кога се постигнува најефикасна заштита на ископите.



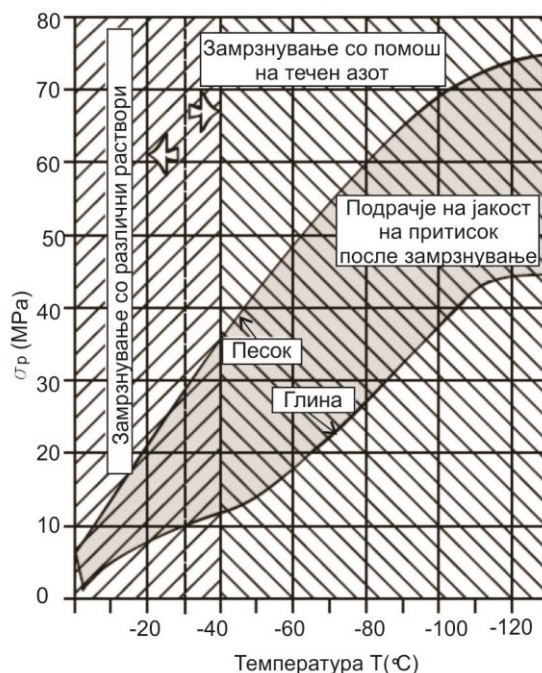
Слика 18.41 Опрема за прскан бетон преку дигалка и корпа, применета при заштита на косини за пристапен пат за браната „Света Петка“ (фотографија на З. Николовски)

ВЕШТАЧКО ЗАМРЗНУВАЊЕ

Вештачко замрзнување е метода за привремено подобрување на својствата на теренот кога почвата е со мала јакост и е заситена со вода. Методата се заснова на разладување на почвата до температура, која е пониска од температура на мрзнење на водата. При тоа, водата во порите се трансформира во мраз, а замрзнатата средина добива подобри карактеристики. Благодарение на овие ефекти, со вештачко замрзнување може безбедно да се работи и да се изградат различни градежни објекти, како што се: широки отворени ископи, фундаирање на различни објекти, подземни објекти итн. Посебно е ефективна ако кај подземните ископи се изврши замрзнување на течен песок, заситени раседни зони, кои се во зона на пресек со објектите.

Јакоста на замрзнатите карпести маси зависи од голем број параметри, како што се: **гранулометриски состав, порозност и содржина на вода**, а според резултати од бројните испитувања, се покажало дека таа расте нелинеарно со намалување на температура.

Така, замрзнатите песоци можат да достигнат јакост на притисок и над 25 МПа при температура од -25°C , а глините и до 8 МПа (Слика 18.42).



Слика 18.42 Зависност на јакоста на притисок (σ_p) на замрзната почва од температура (T)

Проектирањето на елементите на вештачко замрзнување е проследено со бројни тешкотии, кои произлегуваат од хетерогеноста на средината, во која се врши замрзнување, но и сложеноста на самиот процес на замрзнување. Сигурното проектирање на вештачко замрзнување треба да се заснова на познавање на: структурните, механичките и топлотните својства на карпести маси. Затоа, оваа постапка е релативно помалку применувана во однос на другите методи за подобрување на теренот.

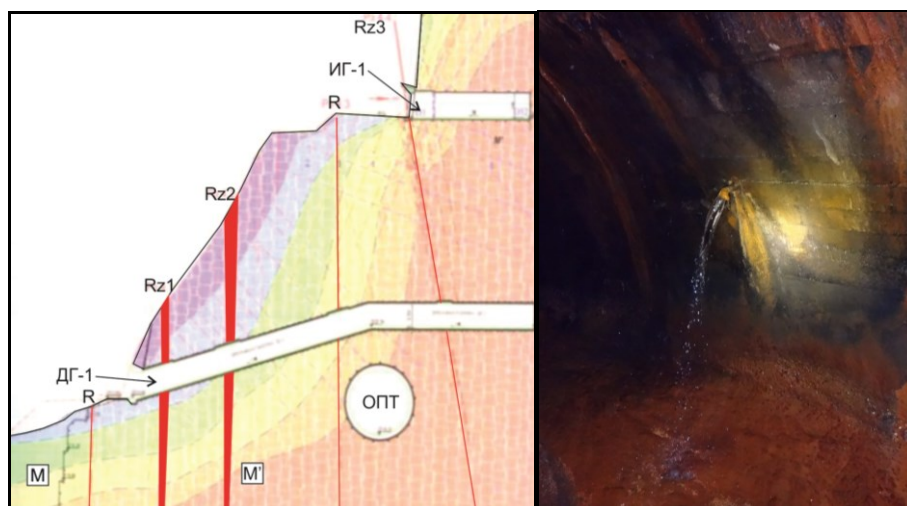
ДРЕНИРАЊЕ

Дренирањето претставува техничка мерка за снижување на нивото на подземната вода и за намалување на нејзините притисоци. Влезните параметри за пресметка на дотоците на подземна вода се прикажани подетално во поглавјето 8.

Со помош на дренирањето можат да се постигнат многу поволни ефекти, што е посебно значајно кај браните, каде што силата на потисок по должина на некоја пукнатина, може дури да биде причина и за нејзино рушење. Ваков бил случајот на браната „Малпасе“ во Франција.

За да се дојде до оптимално решение, кај секој конкретен случај се прави детаљна анализа на потребата од дренирање, која, доколку правилно се примени, може да помогне најмногу кон подобрување на генералната стабилност на теренот и на објектите.

Заради илустрација на поставеноста на дренажните објекти, на Сликата 18.43 се прикажани два конкретни случаи.



Слика 18.43 Дренажна галерија (ДГ-1) над опточно – преливен тунел (ОПТ) и под инјекциона галерија (ИГ-1), проектирана за снижување на притисоците од подземни води за браната „Света Петка“ на реката Треска во мермер (М) со раседи и раседни зони (R и Rz) во пресек (лево) и дренаирање на подземен ископ во тунел на „Саска река“, Македонска Каменица со помош на едноставни пластични дренажни цевки (десно)

Дренаирањето треба да се прави внимателно за случаи кога има потреба и од постапка на инјектирање. Ова значи дека треба да се усогласени фазите на изведба бидејќи може да дојде до пополнување на дренажите со инјекциска маса.

ПРАШАЊА ЗА ДИСКУСИЈА

- Што се подразбира под поимот подобрување на својствата на карпите?
- Набројте ги основните постапки за подобрување на својствата на теренот и објаснете што се постигнува со нив!
- Кои основни постапки на инјектирање се применуваат во практиката?
- Што е инјекциска завеса и како може да се поделат завесите?
- Што е инјекциска смеса, какви видови смеси постојат и кои смеси најмногу се употребуваат во практиката?
- Што е постапка на сидрење и кои се основните елементи на едно сидро?
- Која е основна разлика меѓу активно и пасивно сидро?
- Објаснете ја суштината на дејствување на прсканиот бетон!
- Што е вештачко замрзнување, а што дренаирање и што се постигнува со нив?

19

ГЕОТЕХНИЧКИ МОНИТОРИНГ НА КАРПЕСТИТЕ МАСИ

ВОВЕД

Методите на мониторинг на системот објект – карпеста маса имаат големо значење во механиката на карпи. Под овој поим се подразбира: **визуелно или инструментариано „следење“, „набљудување“, „мерење“ на одредени промени во карпестите маси или на објектите.**

Операциите што се поврзани со геотехничкиот мониторинг опфаќаат: инсталирање на опрема, систематско мерење на одредена физичка големина и интерпретација на резултатите.

Бидејќи постојат различни објекти што мораат да се набљудуваат, како што се: косина, фундамент, камено-насипна или бетонска брана, потпорна конструкција, тунел, каверна итн., треба да се знае дека се применуваат различни типови инструменти и технички средства, кои се достапни на денешното ниво на развојот на техниката.

Според Пек (1969), примената на теренските набљудувања на однесувањето на градбите треба да заземе централно место во геотехничкото инженерство, бидејќи се добиваат податоци од голема важност за сигурноста и за долготрајноста на објектите, кои се изведуваат во карпести маси.

Поради нераскинливата врска на механиката на карпи со другите дисциплини на геотехниката, методите и инструментите со кои се врши геотехничкиот мониторинг во поголем дел од случаите, тие се развивани во иста насока. Во овој контекст, одредени методи или инструменти можат да се користат за набљудување и за карпести масиви и за почвени средини, па затоа во рамките на ова поглавје е усвоен терминот „геотехнички мониторинг“. Бидејќи својствата и состојбите на карпестите маси се резултат на сите процеси и промени кои ги претрпеле во текот на геолошкото време, јасно е дека геотехничкиот мониторинг претставува сложена задача. Во генерална смисла, геотехничкиот мониторинг во механиката на карпи се врши за следните цели:

- теренско (in situ) одредување на параметри за почетни услови на некоја анализирана локација;
- следење на однесувањето на карпестата маса во текот на времето;
- следење на однесувањето на некој објект изведен во/на карпеста маса;
- следење на интеракцијата меѓу објектот и карпестата маса;
- откривање на непознати состојби на карпестата маса;
- следење на безбедноста при работа во карпести маси;
- минимизирање на можни штети врз соседни објекти;
- издавање навремени предупредувања како дел од системите за: рано предупредување од свлечишта, обрушување во подземни простории, дефекти во тунелска облога и сл.;
- следење на ефектите од преземени санациски мерки;
- решавање на проблеми меѓу тимовите, вклучени во конкретен проект.

Во зависност од типот на објектот што се набљудува, мониторингот најчесто се врши во следните ситуации:

- кај површински ископи во карпести маси како: градежни јами, засеци и усеци, насипи на патишта и на железници;
- кај подземни ископи од типот на тунели или каверни, каде што мониторингот е неизоставен дел од процесот на градење;
- на површина на теренот, за следење на слегнувања предизвикани од подземни ископи;
- кај свлечишта;
- кај потпорни конструкции;
- кај хидротехнички објекти (браните, пред сè), каде што најголемо внимание се посветува на следењето на: деформациите, температурата, порните притисоци, нивото на подземна вода, количината на провирни води и др.;
- кај други објекти со висок ризик по околината.

Мониторингот зазема многу значајно место и во рударството, како кај подземната, така и кај површинската експлоатација. Во оваа гранка на индустријата мониторингот започнува уште во фазата на истражување на рудните наоѓалишта, се одвива за времетраењето на експлоатацијата, а вообичаено продолжува и долго по затворањето на рудниците при мониторинг на: јаловишта, насипи, косини, пропаѓања на теренот итн. Мониторингот кај површинска и подземна експлоатација се применува за обезбедување на сигурноста во процесот на ископот, а се одразува позитивно и врз економските параметри на работата на рудниците. Резултатите од мониторингот во голем број случаи се користат за да се дефинираат механичките параметри на карпестите маси и состојбата на напрегањата во однос на теренските и лабораториските мерења. Ова е од особена помош при моделирање и обезбедување на поточни влезни параметри во проектите и при повратна анализа – за одредување на критичните вредности на одреден параметар.

Произлегува дека мониторингот на карпестите маси, без разлика дали се однесува на градежни или на рударски проекти, може да послужи и како истражна постапка, а не само како метода за набљудување.

Во случаите кога мониторингот има карактер на истражна метода се добиваат податоци, кои се во функција на: осознавање на литолошката градба на теренот, како што се: слоевитост, шкрилавост, изделеност и испуканост на карпестите масиви, соодносот меѓу различните литолошки средини и друго. Сето тоа обезбедува и влезни параметри за изработка на прогнозни инженерскогеолошки пресеци и модели и обезбедување на други големини со кои се вршат пресметки во фазата на проектирање. Дел од методите за мониторинг, кои имаат истражен карактер, а во суштина се засноваат на мониторинг-техники, се коментирани во поглавјата 9 и 12.

Како метода за набљудување, мониторингот овозможува да се изврши: процена и верификација на проектните анализи и резултати и континуирана контрола на однесувањето на карпестиот масив во фазата на работа. На тој начин се прават и потребни измени на прогнозните модели во зависност од добиените резултати, се обезбедуваат податоци за: поместувања, притисоци,

оптоварувања итн., во текот на време, и се овозможува временска рамка за преземање на интервенции, кои ќе спречат некоја негативна последица.

Може да се каже дека една од основните цели на мониторингот е во одредени ситуации да овозможи и предвидување на однесувањето на карпестата маса во текот на времето, па затоа се смета за една значајна фаза во интегралното толкување на интеракциите кај системот објект – карпеста маса.

ОПШТО ЗА ПРОГРАМИТЕ И ИНСТРУМЕНТИТЕ ЗА ГЕОТЕХНИЧКИ МОНИТОРИНГ ВО МЕХАНИКАТА НА КАРПИ

ПРОГРАМИ ЗА ГЕОТЕХНИЧКИ МОНИТОРИНГ

Геотехничкиот мониторинг се изведува по претходно утврдена програма. Данклиф (1993) предложил систематски пристап за планирање на програма за геотехнички мониторинг, кој е прикажан во следната табела.

Табела 19.1 Систематски пристап при планирање на програма за геотехнички мониторинг (делумно модифицирано од Данклиф, 1993)

Чекор	Опис
1	Дефинирање на проектните услови
2	Предвидување на механизмите, кои го контролираат однесувањето на карпестата маса
3	Дефинирање на прашањата, кои треба да бидат одговорени
4	Дефинирање на целите на мониторингот
5	Селекција на параметри, кои ќе бидат мониториани
6	Предвидување на големината на промените за параметрот, кој се мониторира
7	Осмислување на мерки за ремедијација
8	Доделување задачи на мониторингот за фазите на: проектирање, изградба и експлоатација
9	Избор на соодветни инструменти
10	Избор на соодветна локација за инструментите
11	Утврдување на факторите, кои можат да влијаат на податоците што се мерат
12	Обезбедување на процедури, кои ќе овозможат точност на читањата
13	Специфицирање на целта на секој од инструментите
14	Подготовка на соодветен буџет
15	Подготовка на спецификација за набавка на опремата
16	Планирање на инсталацијата
17	Планирање на интервали на калибрација и одржување на инструментот
18	Планирање на: начинот на прибирање на податоците, обработката, презентацијата, интерпретацијата, содржината на извештајот од мониторингот и примена на резултатите
19	Дефинирање на договорни услови за услуги поврзани со поставување/одржување на опремата
20	Повторна пресметка на потребниот буџет

Програмата треба да предвиди мониторинг, кој ќе биде: систематски, сеопфатен, логичен, економски оправдан, и кој ќе ги постигне бараните цели за конкретен проблем за кој се применува.

Програмата може да предвиди примена само на една метода или на еден инструмент, или комбинација од повеќе методи и инструменти, кои можат да мерат различни физички големини со различно ниво на: точност, прецизност, зачестеност на мерење и сл.

Секогаш треба да се води сметка да се мониторираат критичните параметри на еден карпест масив кај секој конкретен проблем, а споредните параметри можат да се следат визуелно или во поретки интервали на мерење.

Според принципите на Еврокод 7, во фаза на изградба на објектите, особено при градба во комплексни геолошки средини, важно е да се воспостави програма за мониторинг, која мора да се реализира. Резултатите од мониторингот ќе откријат дали однесувањето на карпестата маса е во рамките на прифатливите граници – однапред дефинирани, по што се донесуваат одлуки за неопходно потребни измени на проектите.

ИЗБОР НА ИНСТРУМЕНТИ ЗА ГЕОТЕХНИЧКИ МОНИТОРИНГ

Податоците од геотехничкиот мониторинг е потребно да се мерат и да се собираат на систематски начин применувајќи стандардизирани процедури. Според прикажаното во Табелата 19.1, изборот на инструменти, кои ќе се применат за мониторинг кај еден проект зависи од поголем број фактори. Притоа треба да се води сметка дека изборот на инструмент најдиректно ќе зависи од методата за прибирање податоци. Обемот на програмата за мониторинг, а со тоа и бројот на инструментите, треба да биде во согласност со можните ризици, кои се препознаени, што вообичаено е и во врска со геолошката сложеност на теренот.

Изборот на инструментите треба да биде заснован на реалните потреби, и во текот на времето, во согласност со сознанијата од мерењата, соодветно да се додаваат нови инструменти во програмата за мониторинг или нефункционалните да се заменуваат со нови. Цената на чинење на мониторингот може да биде минорна во однос на штетите што би настанале доколку тој не се спроведе или не се воспостави навреме. Овде особено се нагласува потребата од континуиран мониторинг на објектите од висок ризик, како што се: брани, хидројаловишта, тунели, косини кај длабоки отворени копови, големи насипи, стари подземни ископи над кои сега има изградена инфраструктура итн.

Без разлика кои инструменти и методи за мониторинг ќе бидат применети, значајно е да се применуваат општите принципи за мониторинг на изведени или конструкции во фаза на изведба, според некој системски документи. На пример, такви препораки постојат во соодветен анекс на Еврокод 7 Дел 1 (EN1997–1:2004). Исто така, од големо значење се и препораките за мониторинг на карпести маси на ISRM, кои се наведени во Анекс 1 на учебникот.

Генерално, физичките параметри што се мониторираат опфаќаат: деформации, релативни поместувања, промени во закривеноста кај тунелски облоги, напрегања во облогата и во карпестата маса, притисок од карпата или земјата врз тунелска облога, притисоци од подземна вода, сили во анкери кај

карпи, пиезометарски нивоа, слегнувања на теренот предизвикано од природни или вештачки фактори итн.

На прв поглед се чини дека можат да се мониторираат голем број физички големини, но сепак на релативно директен начин можат да бидат измерени само две, односно **поместувањата и притисоците**.

Мерењата на поместувања можат да бидат изведени како апсолутни за серија точки на границите на некој ископ, или во самата карпеста маса. Исто така, можат да се дефинираат релативни поместувања, или конвергенција на две точки на границата на еден ископ како разлика од апсолутните поместувања.

Притисоците на подземна вода и нормалните напрегања на контактот карпа – подграда и можат да се измерат преку притисокот индуциран во ќелии за притисок наполнети со флуид. Може да се одреди просечен притисок, кој е нормализиран на површината во однос на оној од ќелијата.

Важно е да се препознае дека „мерењето“ на најголем дел од другите варијабли од интерес, т.е. силите и напрегањата, бара користење на математички модел и материјални карактеристики за да се пресметаат бараните вредности од измерените напрегања или притисоци. Како генерално правило, се тежнее да се користат директно мерливи параметри за целите на споредба на состојби и донесување одлуки. Ова е посебно значајно кога мониторингот се изведува за да се осигура безбедноста при работа во карпести маси, наместо параметрите да се пресметуваат од математички модел користејќи ги мерените параметри како влез во моделот.

Основно правило е дека при мониторингот времето на читање секогаш се регистрира како фундаментална димензија, без разлика на видот на мерењето.

Во контекст на времето, особено е важно да се дефинира и зачестеноста на читањата. Така, во зависност од времето на разгледување, се разликуваат следните фази на мониторинг:

- Фаза на инструментација, односно поставување на инструментите, кога: се снима знакот на мерењата, се проверува означувањето на точките што се мониторираат и каналите за даталогерите, со што се детектираат аномалните однесувања;
- Иницијално или нулто читање на целата опрема за мониторинг;
- Фаза на рутински мониторинг кога се избира зачестеноста на читањата, со задолжително земање предвид на степенот на промени во мерените износи.

Во фазата на рутински мерење е потребна периодична ревизија во однос на добиените резултати, од каде може да произлезе потреба од измена на зачестеноста на читањата. Затоа, потребна е и временска синхронизација на податоците добиени од различни методи/инструменти при нивно прибирање, како и земање предвид на сезонските варијации на читањата.

При селекцијата на инструментите за мониторинг секогаш треба да се води сметка: тие да бидат што е можно полесни за инсталација, да бидат приспособени да функционираат и во крајнонеповолни услови, да се обезбеди нивна заштита од надворешни фактори, да се обезбеди лесно и брзо читање и снимање на податоците на локални или на надворешни уреди.

Бидејќи целта на секоја програма за мониторинг е да се добијат драгоцените податоци за однесувањето на карпестата маса во текот на времето, од основно

значење е инструментот за мониторинг да биде внимателно избран. При тоа, основно е тој да биде прецизен, секогаш да обезбедува веродостојни резултати, да биде економичен и лесен за одржување, да остане функционален за цело време од предвидениот период на употреба, или во крајна линија, лесно да може да биде заменет.

За случај на долгорочен мониторинг, посебно кај капиталните објекти, потребно е да се води сметка да се изврши селекција на инструменти, кои во случај на дефект ќе можат лесно да бидат заменети со нови уреди на истата позиција. Притоа, како еден од најважните фактори при селекцијата да биде обезбедување на континуитетот во прибирање на податоците и нивно лесно надоврзување кон вредностите измерени со стариот инструмент.

ОПШТИ КАРАКТЕРИСТИКИ НА ИНСТРУМЕНТИ ЗА ГЕОТЕХНИЧКИ МОНИТОРИНГ

Во општа смисла, секој инструмент што мери одредена физичка големина на карпестата маса, се состои од три основни компоненти:

- сензор или детектор, кој има способност да реагира т.е. да ги измери промените за варијаблата што се набљудува;
- систем за пренос на измерената промена;
- уред за читање или снимање на промената.

Системите за детекција на промените на големината обично се состојат од електро-механички компоненти, кои можат да имаат најразлична конструкција. Можат да функционираат на принцип на: компримиран воздух, хидраулички притисок, електроотпорни или електромагнетни карактеристики на материјалите, оптички особини, електроакустичи, геофизички и др.

Системот за пренос на измерената промена може да се состои од: челични шипки, електрични кабли, хидраулички водови (црева, цевки) или радиотелеметриски уреди. Во сегашноста, особено е нагласена применета на т.н. безжична конекција, односно Bluetooth или Wi-Fi, а за одредени методи трансферот на податоци се одвива преку сателитска врска.

Уредот за читање или за снимање може да биде претставен со компаратори, манометри или дигитален снимач, со кој податоците директно се вчитуваат во компјутерската меморија, на снимач со магнетна лента или со други електронски медиуми.

Конверзијата на сигналот од аналогна во дигитална форма се остварува со помош на соодветни: конектори, сензори, филтри итн., чиј карактер зависи од видот на инструментот.

Со брзиот напредок на: механиката, електрониката и компјутерските системи, достапните инструменти постојано се усовршуваат и се модифицираат. Најчесто овие модификации се согледуваат во: редуцирање на габаритот на инструментот, потрошувачката на енергија и трошоците за инсталација, а истовремено се подобруваат неговите важни мерни компоненти.

Начинот на трансфер на податоците е сè побрз, а кај некои инструменти може да се зборува и за пренос на податоци во реално време (англ. real time monitoring).

При избор на инструментите за геотехнички мониторинг, од посебна важност е да се познаваат следните карактеристики:

- дијапазон што може да се опфати со мерењето;
- резолуција односно можност за мерење и на најмалата нумеричка промена што може да ја измери еден инструмент;
- точност во однос на вистинската вредност, која вообичаено се изразува со \pm вредност или како процент;
- прецизност, односно повторливост на слични мерења во однос на средна вредност, вообичаено претставена преку број на значајни децимални вредности, дефинирани за одредена вредност;
- соодветност на инструментот во согласност со јасно дефинираните стандарди за конкретна метода на мерење;
- способност на инструментот да функционира правилно во тешки услови, а притоа да бидат задржани прецизноста и континуитетот во прибирањето податоци;
- веродостојност, како показател за доверливост и сигурност во податоците бидејќи некавалитетни или неточни податоци можат да наведат на погрешни чекори, што е полошо отколку воопшто да не се располага со податоци од геотехнички мониторинг.

МЕТОДИ НА ГЕОТЕХНИЧКИ МОНИТОРИНГ ВО МЕХАНИКАТА НА КАРПИ

Методите на мониторинг во механиката на карпи генерално можат да се поделат на следните видови:

- Геодетски мониторинг со конвенционални и/или современи методи;
- Мониторинг на вертикални поместувања на површината на теренот;
- Мониторинг на реперни точки за следење на релативни поместувања и наклони на теренот или објекти на површината на теренот;
- Мерења на поместувања или конвергенција кај подземните ископи;
- Мониторинг на поместувања во карпи со примена на дупнатини и сонди;
- Мониторинг на притисоци, товари и напрегања;
- Мониторинг на сили во анкери;
- Мониторинг на нивоа на подземни води и притисок од порната вода;
- Мониторинг на сеизмички и акустични бранови;
- Мониторинг на температурни промени кај тунели.

Во механиката на карпи, некои од прикажаните постапки се позначајни, а некои се од втор степен. За најзначајните методи се прикажани и основите за самите постапки за собирање и анализа на податоците. Во одредени области на градежништвото и на рударството, особено кога станува збор за објекти од капитално значење, постојат и други поспецифични методи и инструменти за геотехнички мониторинг. Пообеман приказ за секоја од овие методи може да се најде во: правилници, стандарди, стручна литература и специјализирани списанија. При селекција на инструменти за мониторинг на тунели и други подземни ископи е препорачливо да се почитуваат препораките на Меѓународната тунелска асоцијација (ITA), за мониторинг на високи брани, препораките на Меѓународното друштво за големи брани (ICOLD) итн.

Поради карактерот на учебникот, нема да се навлегува во детали. Тука се прикажани основите за највообичаените методи и инструменти, кои се применуваат при геотехничкиот мониторинг. Детали можат да се пронајдат кај Рој Хант (2006).

ГЕОДЕТСКИ МОНИТОРИНГ

Мониторингот на карпести маси со примена на геодетски методи и инструменти се врши кај проекти што се изведуваат или се изведени на површината и во подземјето. Најголем дел од методите за мониторинг на тунели во основа претставуваат геодетски методи, како што се: мерење на конвергенции, поместувања и наклони.

Геодетскиот мониторинг се состои од мануелно или автоматизирано собирање на податоци за релативни поместувања меѓу „реперни“ точки, кои популарно се нарекуваат маркери. Со цел да се регистрираат одредени промени во нивната позиција, потребно е да се реализираат одреден број мерни кампањи, кои се вршат на јасно дефинирани временски интервали. Маркерите се поставуваат на површината на теренот при мониторинг на слегнувања и свлечишта, на објектите од типот на потпорни конструкции, насипи или згради, и на границите на ископ кај косини и тунели. Постојат повеќе типови маркери, кои се разликуваат во својата конструкција. За секој конкретен мониторинг, кој се врши, е потребно да бидат одбрани најсоодветните. Детали за типовите на маркери, кои се користат во геодезијата, можат да се најдат во учебниците од оваа област.

Во зависност од: типот на инструмент, методата на мерење, како и целите на одреден проект, прибирањето на податоците може се одвива и континуирано во текот на времето и тоа во долги временски периоди. Мерењата се вршат со мануелно одредување на растојанија, оптички, со ласерски зраци, со сателитски мониторинг, со можност за филтрирање на разни влијанија од атмосферата, вегетативната покривка итн. Инструментите, кои се користат, можат да бидат: статични, мобилни, да се постават на летала, како што се: авион, хеликоптер, балон, дрон, или да се постават на сателити.

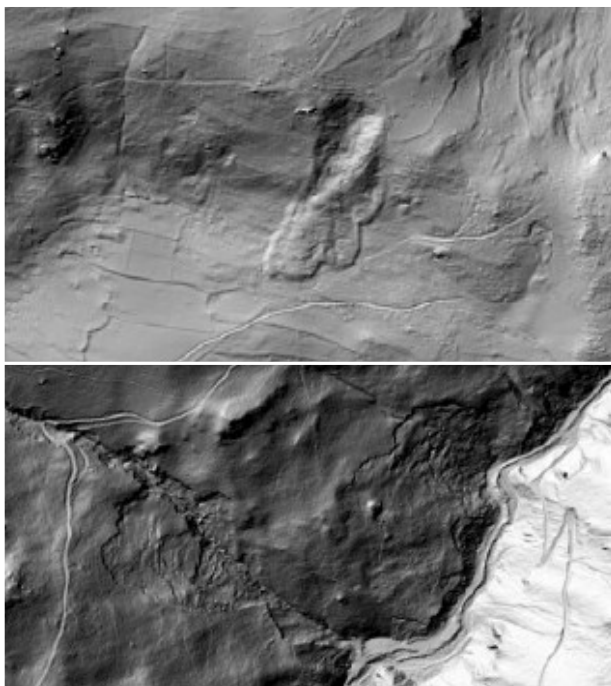
Кај геодетските методи, кои се засновани на испраќање на ласерски зраци, во одредени случаи нема потреба од инсталација на маркери. За следење на поместувањата како реперни точки се користат изградените објекти или самиот предмет на набљудување, како што се: косина, свлечиште, зона од терен кај фундамент на брана и сл. Геодетските мерења што се вршат денес во механиката на карпи, се вршат со следните методи и инструменти:

- Теренски или од летала, при што се применуваат: класични геодетски методи, радар за следење на стабилност на косини (анг. Slope Stability Radar - SSR), рефлектометрија, т.н. Lidar-технологија, роботизирани тотални станици, ацелерометри, дигитална фотограметрија и др.;
- Фибер-оптички кабли за мерење на поместувања, деформации, можност и за следење на промени на нивоа на подземна вода и температурата;
- Сателитски мерења преку различни системи (анг. Global Navigation Satellite System – GNSS), (анг. Global Positioning System – GPS), GLONASS (Русија), BeiDou (BDS) (Кина), Galileo (Европа), SAR (Synthetic Aperture Radar во неколку варијанти) и др.

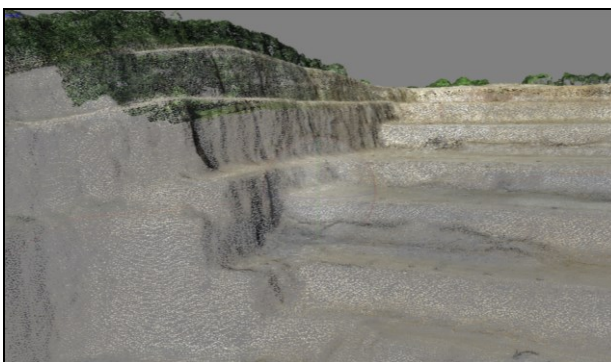
Резултатите што се постигнати досега со овие технологии помагаат за генерирање на квалитетни 3D-модел на теренот. Моделите се добиваат врз основа на анализа на поголем број фотографии врз кои е пресликан објект со формирање на облак од точки, каде што теренот се моделира со стотици илјади, па и милиони точки. Квалитетот на така формиран модел на теренот овозможува

значителен квалитет на излезните податоци, па облакот од точки станува и стандарден продукт врз кој се вршат понатамошните анализи.

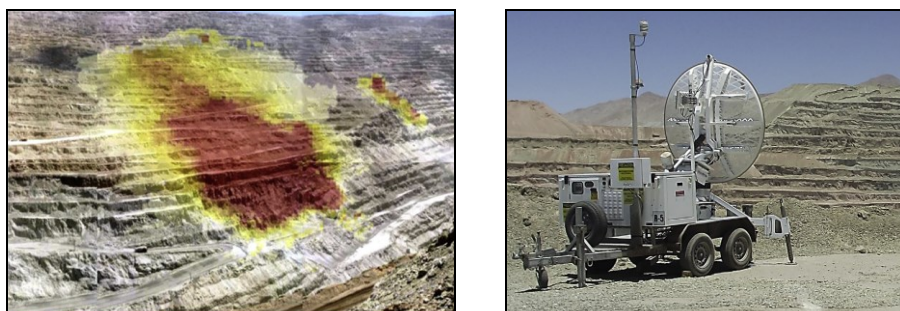
За да се илустрира постапката, на следните неколку слики се прикажани вообичаени примени на некои од посовремените геодетски методи за решавање на проблеми во механиката на карпи.



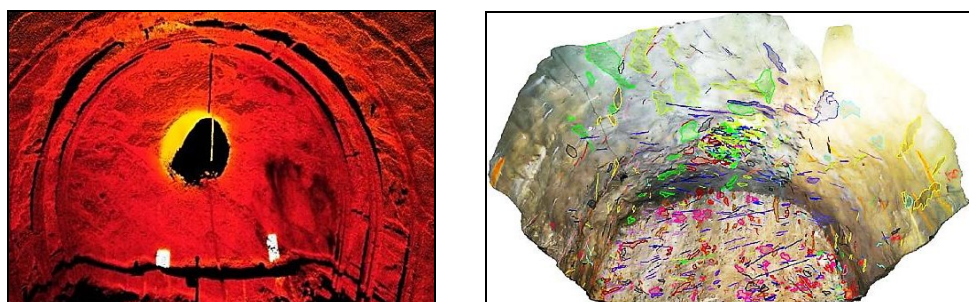
Слика 19.1 Снимки добиени со Lidar-технологија, подготвен во вид на дигитален модел на делови од сливот на река Пена, Тетовско каде што се јасно се забележува активно свлечиште (горе) и пукнатини со други елементи на теренот (долу) (Јовановски, Пешевски и др. 2020)



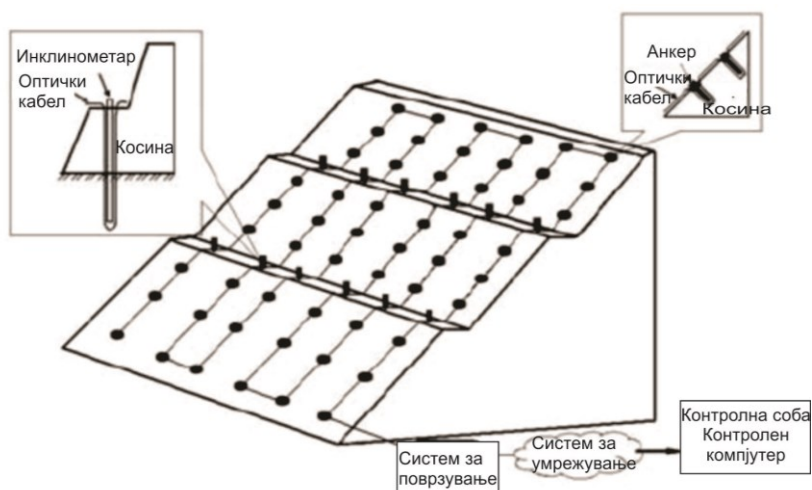
Слика 19.2 Изглед на моделиран терен кај еден каменолом со облак со точки, добиен преку снимање со дрон (Ѓорѓиев В., Ѓорѓиев Ѓ. 2016)



Слика 19.3 Приказ на снимка на поместувања кај еден површински коп (лево), добиена со опрема за радарско снимање (десно), при што преминот на жолта кон црвена боја укажува на зони на зголемени поместувања (Хек и Браун 2018)



Слика 19.4 Приказ на ископ кај тунел со истражен пилот-тунел (црна зона), снимен со термална камера и прикажан со облак од точки (лево) и 3D-процесиран фајл со приказ на пукнатини, изразени со нијанси и потенцијално нестабилен блок во свод, според Барла (2019)

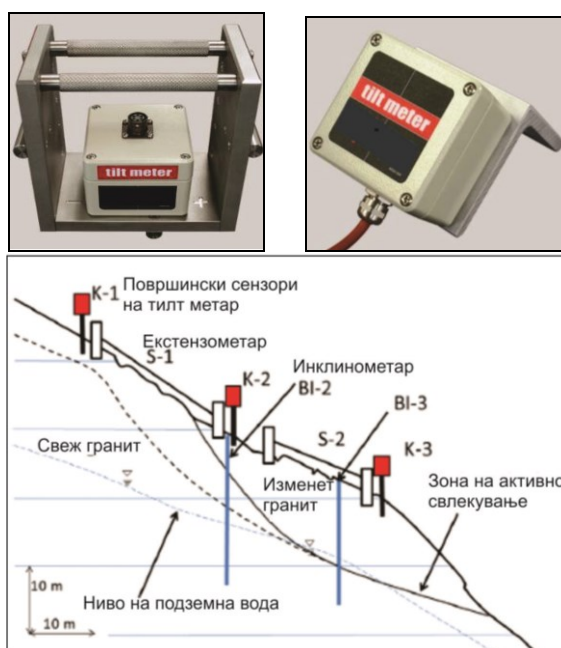


Слика 19.5 Шематски приказ за примена на фибер-оптички кабли за мониторинг кај свлечишта, според Хигучи (2007)

МЕРАЧИ НА НАКЛОН

Мерачот на наклон или популарно наречен тилт-метар (од англ. tilt meter) е чувствителен инструмент, кој може да мери многу мали отстапувања во однос на вертикалната положба на теренот или на изведени конструкции.

Во механиката на карпи вообичаено се применува во мониторинг на: површински и подземни рудници, бавни свлечишта кај кои има ротациона компонента на поместување, ползење на теренот, нерамномерни слегнувања предизвикани од подземни ископи, галерии кај бетонски брани и самите брани, во склоп на системи за рано предупредување од активација на свлечишта. Вообичаено се користат во комбинација со инклинометри или екстензиометри (Слика 19.6).

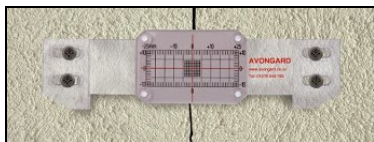


Слика 19.6 Мобилен тилт-метар (горе лево), фиксен тилт-метар (горе десно) во комбинација со систем за мониторинг на свлечиште (долу) кај националниот пат во Фукуока, Јапонија (Учимура и др. 2015)

Генерално, тилт-метрите се состојат од референтни точки на кои се поставуваат плочки за набљудување на површините за кои има интерес за анализа. Износот на наклон од вертикалата се чита со помош на мобилен уред за читање. Најсовремените типови уреди за мерење на наклонот функционираат на база на електронски уреди во комбинација со ацелерометар, сервоацелерометри или со меур како кај вообичаените либели, кои се користат во градежништвото (слика 19.6, горе лево). Тилт-метрите имаат електронски додатоци со кои се вршат корекции за температурните и за други влијанија. Можат да функционираат и безжично и имаат опција за зачувување на читањата во даталогери. Постојат едно или двоаксијални тилт-метри, што овозможува мерење на наклон во два ортогонални правци.

МОНИТОРИНГ НА ПУКНАТИНИ СО СИГНАЛНИ УРЕДИ

Индикаторите за мерење на поместувања кај пукнатини (крак-метри или мерачи на пукнатини) се состојат од две плочки, кои се преклопуваат на одреден дел од својата должина. Една плочка е калибирана во милиметри, а преклопувачката е провидна и со обележана скала во мм. Како што пукнатината се отвора или затвора, една плочка се поместува релативно во однос на другата. Односот меѓу курсорот на скалата го претставува обемот на слученото поместување. Овие мерачи типично имаат опсег на мерење од ± 20 мм и резолуција од 1 мм. Индикаторите се фиксираат со штрафови или адхезиви преку пукнатината, која се набљудува. Стандардниот индикатор е произведен од трајна акрилна пластика и се користи за мониторинг на поместувања кај пукнатини во вертикален и хоризонтален правец на рамни површини (Слика 19.7).



Слика 19.7 Индикатори за поместувања за мониторинг на пукнатини за подземни рудници

Покрај пукнатини на површината на теренот, со индикатори се врши и мониторинг кај: тунели, подземни рудници на јаглен и др.

МОНИТОРИНГ НА ПОМЕСТУВАЊА ВО КАРПИ СО ИНКЛИНОМЕТРИ И ЕКСТЕНЗОМЕТРИ

МОНИТОРИНГ СО ИНКЛИНОМЕТРИ

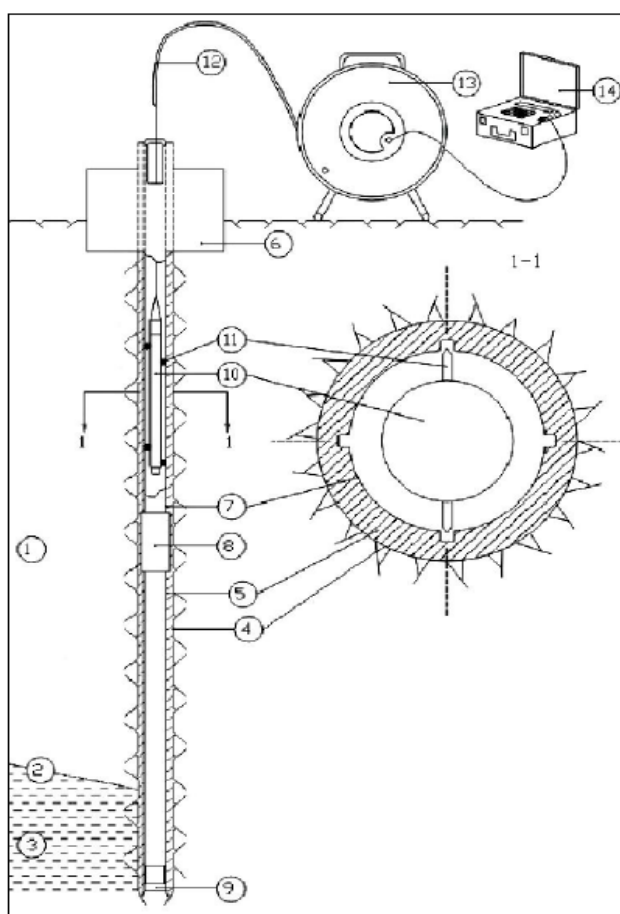
Инклинометрите се инструменти за мерење на релативни хоризонтални или вертикални поместувања, кои влијаат врз формата на цевката за водење, која е вградена во теренот или во некоја конструкција. За да се изврши мерење, во цевката се спушта инклинометарска сонда, со која се мерат поместувања во два правци под прав агол, со што се овозможува одредување не само на големината, туку и на правецот на поместувањето.

Во механиката на карпи инклинометрите вообичаено се применуваат за мониторинг на косини кај патишта и железници, изведени во меки и цврсти карпи, косини кај површински рудници, свлечишта, потпорни конструкции, насипни или бетонски брани и зоната на нивно темелење, високи насипи кај патишта и железници, длабоки ископи во карпи и нивната околина, деформации во вид на слегнувања предизвикани од влијанија при ископ на тунели, побивање на колови и др.

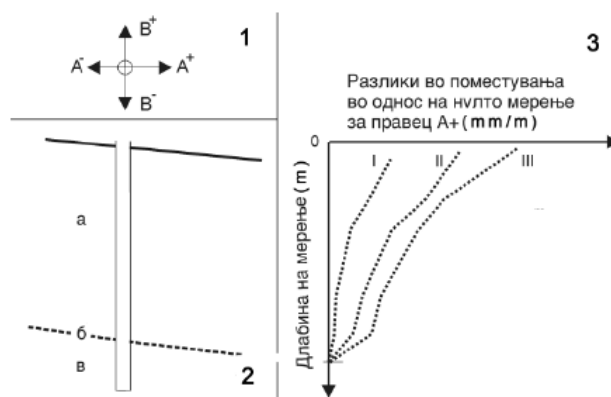
Постојат неколку видови инклинометри и тоа: вертикални и хоризонтални, со мобилни или со постојано вградени сонди, кои се следат во реално време, со различни дијаметри итн.

Вертикалните инклинометри се состојат од вертикална колона, вообичаено од специјална ПВЦ-цевка, во која, со помош на кабел, се спушта сонда што регистрира инклинација во однос на вертикалата. Инклинацијата се мери на одреден број фиксни точки во цевката по нејзината должина. Споредбата на периодични мерења овозможува да се одредат диференцијалните поместувања за секоја мерена длабина во функција од времето.

Хоризонталните инклинометри се користат за да се добијат прецизни податоци за евентуални слегнувања или бабрење во карпестите маси, кои го претставуваат потплото на: патиштата и железниците, и тунелите. Дигиталниот систем на хоризонтален инклинометар се состои од: колона, хоризонтална сонда, контролен кабел, кабел за влечење и единица за читање на податоците. Инклинометарската колона е вградена во хоризонтален ров или во дупнатина (Слика 19.8). Резултатите вообичаено се прикажуваат како кумулативни поместувања по должината на дупнатината (Слика 19.9).



Слика 19.8 Основни елементи на една инклинометарска конструкција и прибор за мерење: 1 - тело на потенцијална зона за свлекување; 2 - можна површина на лизгање; 3 - стабилна зона; 4 - сид на дупнатината; 5 - полнетица од песок или инјекциска маса; 6 - заштита на главата на инклинометрот; 7 - пластични цевки; 8 - спојни елементи; 9 - заштита на дното на цевката; 10 - инклинометарска сонда со жироскоп; 11 - тркала за поместување на сондата по должина на жлебовите од цевката; 12 - кабел со означена должина; 13 - котур; 14 - апарат за меморирање и обработка на податоците



Слика 19.9 Начин на интерпретирање на инклинометарски мерења: 1 - шема за означување на 4 главни насоки за мерење; 2 - шематски приказ на вграден инклинометар во нестабилна зона (а) со зона на лизгање (б) и стабилна подлога (в); 3 - дијаграм на разлики во читања за три серии мерења (I до III).

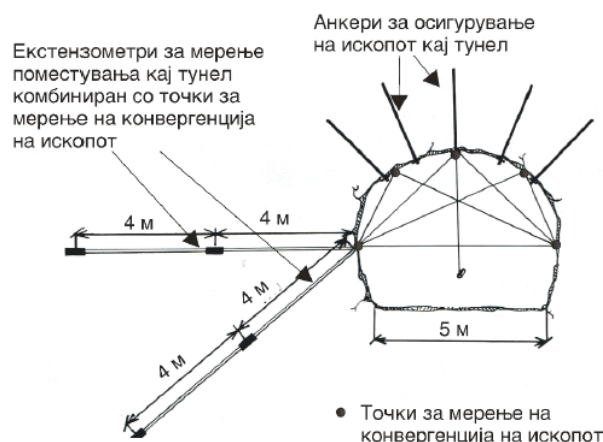
Расположивоста на софтверска и хардверска техника во денешно време овозможува брза контрола на поместувањата, што понекогаш е многу значајно при анализа на однесување на теренот и за потреба од брзо донесување на решенија за санација на теренот.

ЕКСТЕНЗОМЕТРИ

Екстензометар е уред со кој може да се мери растојанието меѓу две фиксни точки, преку одредување на износот на екстензијата или контракцијата на напрегнат елемент, кој ги поврзува нив. Напрегнатиот елемент може да биде поставен перманентно или да биде мобилен. Слична функција како екстензометар имаат и уредите како мерачите на: пукнатини, дистометри, уредите за мерење на напрегања и др. Екстензометрите се карактеризираат со субмилиметарска прецизност, што е од особено значење за целите на мониторинг.

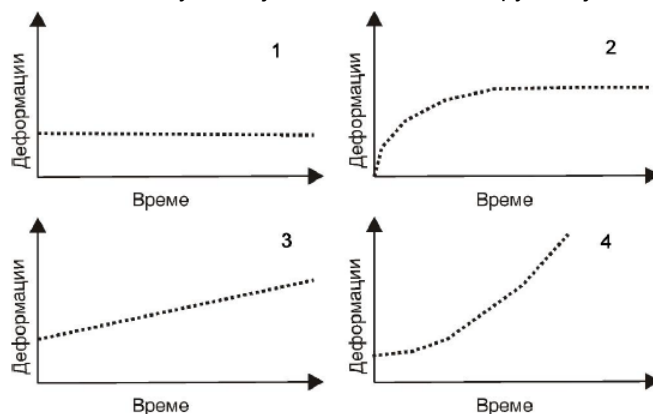
Во механиката на карпи екстензометрите се применуваат за мониторинг на: слегнувања кај ископи, темели; бабрење и деформации на различни длабини од површината на теренот, пропаѓање или свлекување на теренот при рударски работи, изведба на тунели, свлечишта и одрони во карпи, мониторинг на тензиски пукнатини кај свлечишта, потпорни ѕидови, консолидација на почви под насипи и поради дополнително товарење, компресија кај колови и почвата под коловите, ширење на насипи, конвергенции кај подземни ископи, одлагалишта на јалов материјал и др.

Постојат повеќе видови екстензометри: со шипка, жица, на принцип на магнети, прстени, флексибилни цевки, анкерни плочки, со вибрирачка жица, ленти, дигитални ленти, фибер-оптички кабли, со повеќе точки, површински екстензометри, и др. Кај тунелите особено се користат серии на поврзани екстензометри со шипки, кои се поставени на тунелскиот ѕид, за следење на поместувањата (Слика 19.10). Многу е значајно читањата да бидат организирани во временски чекори, кои ќе укажат на трендот на процесот (Слика 19.11).



Слика 19.10 Примена на екстензометри за мониторинг кај тунели

Доколку се констатира неповолен тренд, треба да се дефинираат мерките за смирување на поместувањата. На пример, ако со мерење кај некој подземен објект се констатира дека поместувањата имаат тренд на зголемување (Слики 19.11-3 и Слика 19.11-4), можат да се предложат дополнителни мерки за стабилизација на ископот. Истото важи и за случаи кај: косини, темели и други објекти.

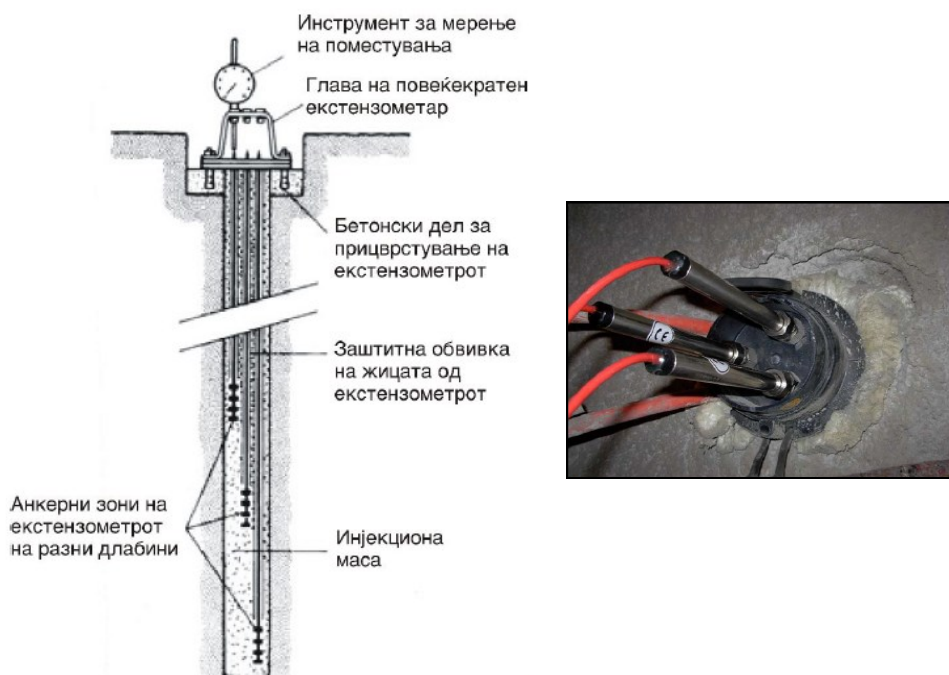


Слика 19.11 Типични дијаграми на деформации во текот на времето:

- 1 - стабилна состојба без промена на деформации во текот на времето;
- 2 - тренд на стабилизација на деформациите;
- 3 - нестабилна состојба со постојано зголемување на деформации во текот на времето;
- 4 - тренд на забрзано зголемување на деформации во текот на времето

Според типот на конструкцијата, за вакви намени можат да се вградуваат еднократни и повеќекратни екстензометри (Слика 19.12).

Еднократните екстензометри мерат поместувања само на една длабина, додека кај повеќекратните можат да се вршат мерења во повеќе точки во длабина во истата дупнатина.



Слика 19.12 Повеќекратен екстензометар вграден во дупнатина на три нивоа (лево) и глава на екстензометар со изводи вграден во карпеста маса кај брана “Света Петка” (десно)

Во овој контекст, треба да се спомне дека детали за инсталацијата и начин на следење на поместувањата се дефинираат со специјален проект за оскултација на теренот.

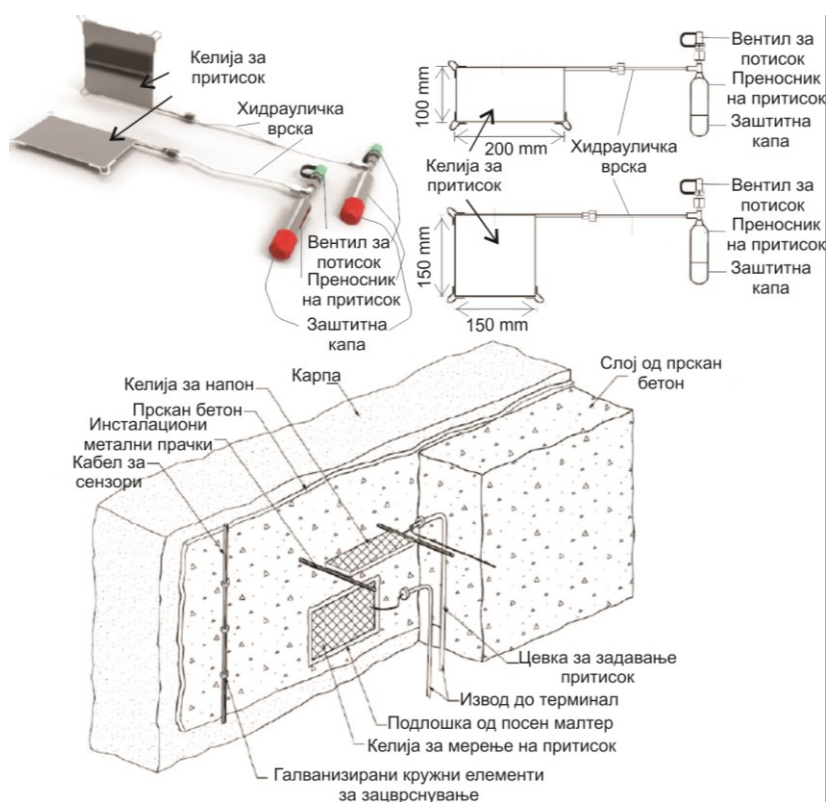
МЕРЕЊА НА НАПРЕГАЊА И ПРИТИСОЦИ

Инструментите, кои се користат за мониторинг на напрегањата и притисоците, кои се иницираат кај подземните ископи, опфаќаат: фотоеластични уреди, ќелии на хидрауличен притисок и механички инструменти.

Теренските мерења на напрегањата обезбедуваат важни влезни параметри за идните проекти. Исто така, се обезбедуваат податоци за нивно прилагодување кон актуелната состојба на карпестата маса, процена на краткорочното и долгорочното однесување на ископите, проектирање на подградба и подобрување на карпите, како и процена на потенцијалот за горски удар.

Методите за мониторинг на напрегања се појаснети во поглавјето 9, а во рамките на ова поглавје се прикажани само некои специфики на мерната опрема.

Поконкретно, за целите на мониторинг на напрегањата и притисоците, најчесто се применуваат хидрауличките ќелии за мерење на притисоци, кои се состојат од хидраулички перничниња или ќелии, поврзани на хидраулички или на пневматски преносник, кој пак е поврзан со флексибилно црево до единицата за читање (Слика 19.13).

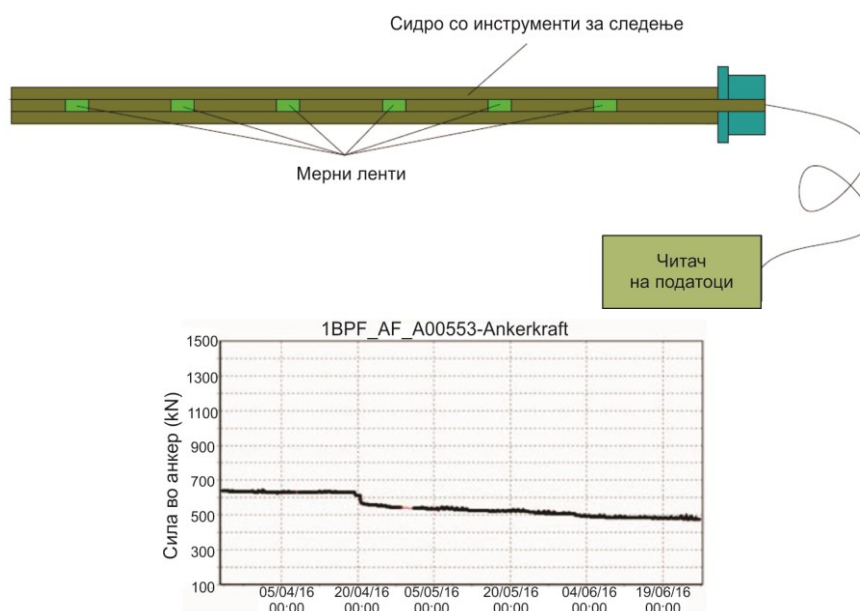


Слика 19.13 Хидраулички ќелии за мерење на напони во прскан бетон и финална тунелска облога (горе лево и десно) и ќелија за притисок вградена во прскан бетон со пресек на тунелска облога (според Салак и др., 2016)

Нормалниот напон, кој се пренесува од карпата или бетонот, се мери преку балансирање на притисокот на флуидот во ќелијата со притисокот што се додава на другата страна на дијафрагмата. Овој тип ќелии се користат за да се мерат вкупните нормални напрегања во насипи или на контактот меѓу два материјали, на пример карпа – прскан бетон. Ако е потребно да се дефинираат и ефективните напрегања, до ќелијата треба да биде инсталиран и пиезометар. Во практиката се применуваат и ќелии за притисоци, кои се инсталираат во дупнатини. Тие се состојат од две челични плочи заварени заедно, при што нивниот меѓупростор е исполнет со хидраулично масло. На сличен принцип функционираат и ќелиите за мерење на напрегања во прсканиот бетон. Промените во притисокот во облогата од прсканиот бетон се снимаат како промена на притисокот на флуидот во рамки на ќелијата. За да се снимат оваа промена на притисокот, се користат електроотпорни или технологии со вибрирачки жици. Вообичаениот опсег на мерења е во рангот од 2 до 35 МПа. Инструментите за оваа намена се користат паралелно со уредите за мерење на конвергенција и екстензиометрите, за да се соберат податоци дали се потребни корекции во однос на проектираната состојба. При анализите се користат нумерички кодови, кои можат да бидат од различен карактер.

МЕРЕЊА НА СИЛИ ВО АНКЕРИ

Мерењата на сили во инсталирани анкери се вршат за различни цели, а во практиката најчесто се вршат кај подземни: ископи, косини, насипи и фундаменти. Мерењата можат да се вршат во пократок или во подолг временски период, или пак, по одреден настан, на пример по земјотрес. Анкерите кај кои се врши мониторинг на силите се наречени инструментирани анкери, а постојат повеќе видови уреди, додатоци и паметни сензори, кои служат за да се извршат ваквите мерења. Типичен инструментирани анкер и резултати од мониторинг на сили во анкери се прикажани на Сликата 19.14.



Слика 19.14 Инструментиран анкер, според Сонг, 2017 (горе) и резултати од мониторинг кај железнички тунел Бузберг – Швајцарија (долу) според Сисгео, 2016

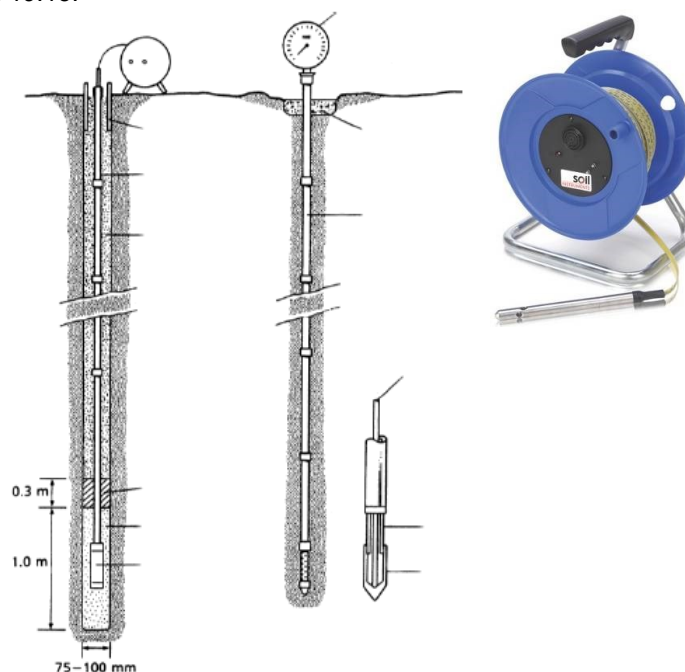
Податоците од мерењата на силите во анкерите можат да укажат на отстапки од силите, кои биле предвидени при проектирањето и да се искористат: за целите на предупредување од лом во подземни ископи, при свлекување на косини или свлечишта, за проектирање на заштитни мерки, за целите на безбедност на сообраќајот итн.

МОНИТОРИНГ НА ПОДЗЕМНА ВОДА И ПОРНИ ПРИТИСОЦИ

Мониторингот на нивото на подземна вода е од огромно значење за голем број проекти, кои се изведуваат во цврсти карпести маси. Влијанието на подземната вода и незините притисоци имаат важност при развојот на проектите од градежништвото и од рударството. Најчесто тоа се проекти во врска со: стабилноста на косини, димензионирање на подграда кај тунели, мерки за санација кај свлечишта и др., набљудување на ефективност на проектите за

одводнување или дренирање, следење на режимот на подземните води во насипи, основа на депонии и брани итн.

Уредите со кои се врши мониторинг на нивото на подземната вода (НПВ) и порните притисоци се нарекуваат пиезометри. Наједноставен начин на мерење на нивото на подземна вода е со електронска сонда. Сондата, со помош на јаже, се спушта во изведен необложен вертикален истражен објект – дупнатина или т.н. „набљудувачки бунар“, каде што при контакт со водата се затвора електричното коло и сондата дава звучен или светлосен сигнал. Потоа, на обележано јаже се чита нивото на водата. Недостаток на овој наједноставен облик на набљудување е дека може да биде неверодостоен, особено ако постои можност за формирање на: висечки издани, вертикални градиенти на подземната вода или артески услови. Типична конструкција на ваков пиезометар е прикажана на Сликата 19.15.



Слика 19.15 Шематски приказ на типови пиезометри: набљудувачки пиезометар тип „Казагранде“ (лево), тип „Кембриџ“ (на средина) и сонда со кабел за мерење на нивото на подземна вода (десно)

Од сликата се гледа дека по целата должина на дупнатината, меѓупросторот меѓу сидот на дупнатината и самата ПВЦ-цевка на пиезометарот е исполнет со песочен филтер. Пиезометрите со вградена исправена цевка од т.н. тип „Казагранде“ се изведуваат со затворена пластична цевка од ПВЦ, која, во зоната од интерес, е перфорирана. Во оваа зона се поставува филтер од песок, а остатокот од дупнатината се пополнува со бентонитска маса за да се спречи доток во филтерската зона од други евентуални слоеви. Потоа, на сличен начин како и кај необложените пиезометри, со спуштање на електронска сонда се

регистрира притисокот од водата за набљудуваниот интервал. Во практиката многу често се применува единечна ПВЦ-цевка, која истовремено служи и како пиезометар од типот “Казагранде” и како инклинометар.

Постојат и покомплексни и прецизни пиезометри, кои овозможуваат директно читање на порните притисоци и брз трансфер на податоците до надворешен уред за снимање или далечинско пренесување на податоците. Некои од овие типови имаат можност за мерење на нивото на повеќе позиции по должината на дупнатината и да вршат функција на групен пиезометар. Најприменувани се пиезометрите со вибрирачка жица, со пневматски метод на функционирање, со фибер-оптички кабли и други. Во последно време, особено се преферираат „целосно заинјектирани пиезометри“, кои имаат можност за многу брза регистрација во промената на порните притисоци. Освен вертикални, некои од овие пиезометри имаат можност да се инсталираат и во хоризонтална положба, што е од особено значење за процена на ефектите од претходното одводнување или дренарање за целите на санација. Како посебно интересен тип се пиезометрите со вибрирачка жица, кои се користат како за мониторинг на порни притисоци, така и за следење на нивото на подземна вода. Некои видови пиезометри и инструменти за мерење на подземните води се прикажани на Сликата 19.16.

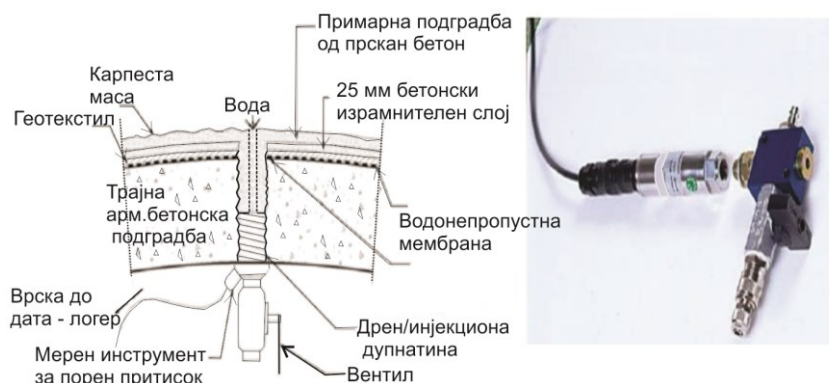


Слика 19.16 Пиезометар со вибрирачка жица (лево) и различни дигитални уреди за читање податоци од пиезометар со вибрирачка жица (на средина и десно)

Пиезометарот со вибрирачка жица го претвора притисокот од водата во фреквентен сигнал преку дијафрагма, затегната челична жица и електромагнетна намотка. Дизајниран е на тој начин што промената на притисокот врз дијафрагмата предизвикува промена во тензијата на жицата. Вибрацијата на жицата во близина на намотката генерира фреквентен сигнал, кој се пренесува до единицата за отчитување. Голема предност на пиезометрите со вибрирачка жица е тоа што може да бидат инсталирани во целосно заинјектирани дупнатини и не бараат инсталација на филтерски зони со песок. Ова многу ја упростила инсталацијата на поголем број сензори во дупнатините и дава можност една дупнатина да има двојна функција на пиезометар и на инклинометар.

МЕРАЧИ НА ПРИТИСОК ОД ВОДА ВО ПОРИТЕ (ПОРЕН ПРИТИСОК)

Во тунелоградбата, каде што има најголема примена, мерачите на порен притисок се поврзани за дреначка цевка, која е инсталирана во облогата од бетон и ја собира водата од карпата (Слика 19.17).



Слика 19.17. Шематски приказ на локација на мерач на порен притисок (лево) и на фотографија (десно)

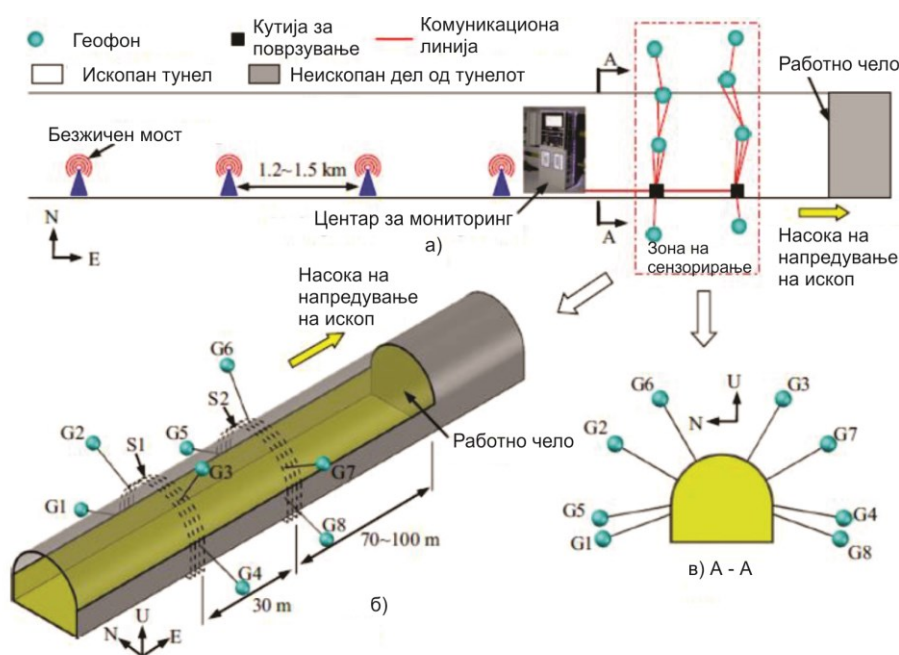
Особено е важно да се набљудува порниот притисок, којшто дејствува на челото на ископот, на времената подградба и на трајната облога. На Сликата 19.17 (лево) е прикажан наједноставен модел за мерење на порен притисок врз финалната тунелска облога. Во поново време, кај поголем број мерачи на порен притисок податоците се трансферираат безжично, што претставува голема предност во однос на конвенционалните мерачи.

МОНИТОРИНГ НА МИКРОСЕИЗМИЧКАТА АКТИВНОСТ И НА АКУСТИЧНИТЕ ЕМИСИИ

При работата во цврсти карпести маси, особено при вршење на подземни ископи, многу е значајно да се детектираат некои сигнали, кои укажуваат на можност на појава на горски удар или некои микросеизмички активности, а се манифестираат во вид на шумови. Лабораториски и теренски испитувања покажале дека на овие звуци им претходат субаудибилни емисии од карпестата маса, која е склона кон рушење. Мониторингот на вакви микросеизмички или акустички емисии е составен дел од програмите за мониторинг кај тунели и рудници, особено оние изведени на поголеми длабини од површината на теренот или кога се присутни карпести маси подложни на горски удар.

Звучните бранови имаат фреквенции, кои се во опсег од 20 Hz до 20 kHz, а сеизмичките бранови имаат понизок опсег. Фреквенцијата на брановите, кои генерираат со минирање, се во опсег од под 1 Hz до повеќе од 10kHz. Оној дел од овој фреквентен опсег, во кој е концентриран најголем дел од енергијата, зависи од големината на настанот. Фреквенцијата се намалува со зголемување на магнитудата на ослободување на енергијата.

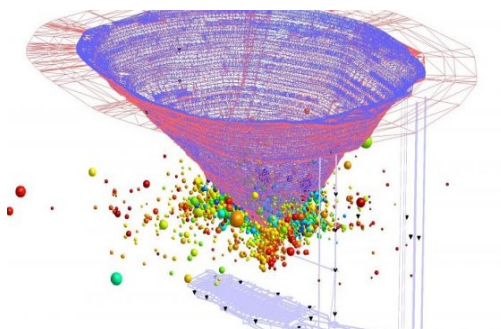
Испитувањата од USBM (Американско здружение за рударство) во 1940 година покажале дека карпата под напон емитура сеизмичка енергија, која може да се детектира, со степен кој се зголемува со зголемување на нивоата на напрегања. Изворот на енергија за даден настан може да биде лоциран со користење на метод на триангулација, базиран на разликите во времето на патување на сеизмичките или на акустичните брановите до сензорите за нивна детекција (Слика 19.18 и Слика 19.19).



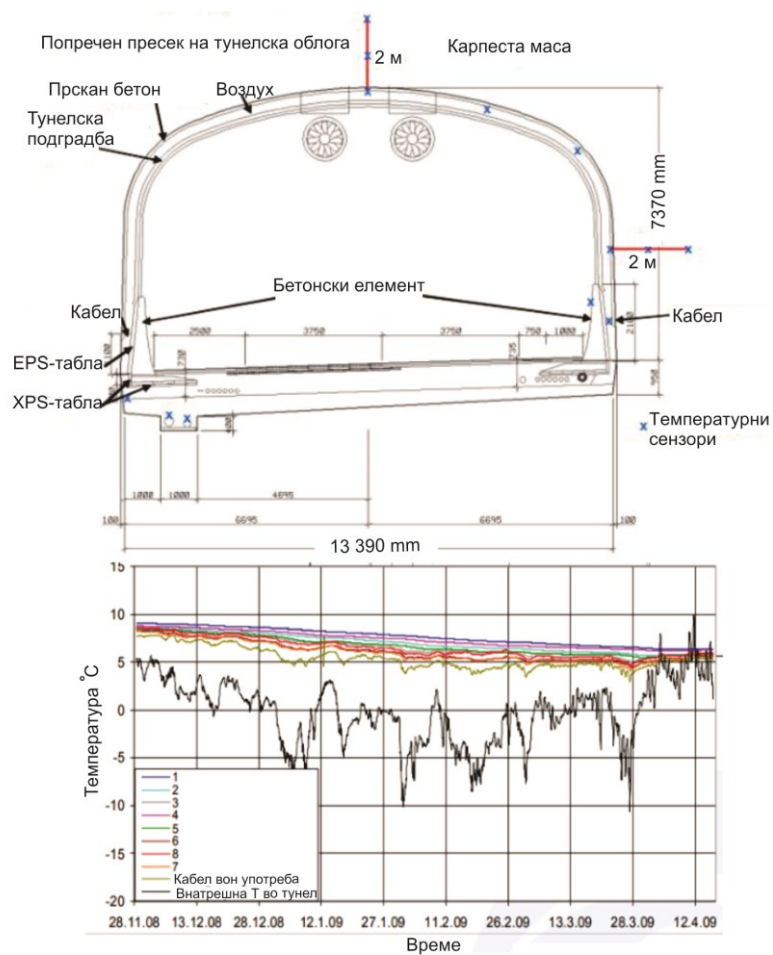
Слика 19.18 Шема за мониторинг на микросеизмичка активност кај тунели во подложен пресек (а) тридимензионален приказ (б) и попречен пресек (в), според Леи Ху и др. (2019)

МОНИТОРИНГ НА ТЕМПЕРАТУРНИ ПРОМЕНИ КАЈ ТУНЕЛИ

Голем број тунели се градат на терени, каде што, поради влијанија од подземни води или температурниот градиент, покажуваат варијации во околната карпеста маса, кои можат да влијаат на однесувањето на облогата. Поради тоа се врши инсталација на систем од сензори за мониторинг на температурата по целата должина на тунелот, чија цел е моментално детектирање на дефекти во термалната заштита. Преносот на мерењата од сензорите, кои ја мерат температурата, може да биде со помош на електрични кабли, фибер-оптички кабли или безжично, со интернет-конекција. Сензорите се поставуваат на позиции, однапред дефинирани (Слика 19.20).



Слика 19.19 Резултати од микросеизмички мониторинг кај отворен коп
(извор: <http://www.itasca-image.com/services-consulting/mining>)



Слика 19.20 Резултати од мониторинг на температура кај патниот тунел „Питкамаки“
(според Вупио, 2010)

Податоците од ваков тип мониторинг можат да се искористат за преземање некои мерки за навремена санација на облогата или на карпестата маса.

ПРАШАЊА ЗА ДИСКУСИЈА

- Што се подразбира под поимот геотехнички мониторинг?
- Набројте ги основните видови методи при мониторинг на теренот или на објектите!
- Опишете ги накратко современите геодетски методи за мониторинг!
- Што е тилт-метар, а што е крак-метар?
- Што е инклинометар, од кои основни делови се состои и што се добива со мерење кај инклинометрите?
- Што е екстензиометар и какви видови постојат?
- Објаснете накратко што е пиезометар, какви типови постојат и што се мери со нив?
- Објаснете ја суштината на мерење на сеизмичка и на акустична активност и зошто е потребна таа!
- Зошто се значајни мерењата на температурните промени кај тунелите?

20

ПРИНЦИПИ ПРИ ИСТРАЖУВАЊЕ И ПРОЕКТИРАЊЕ ВО КАРПЕСТИТЕ МАСИ

ВОВЕД

Механиката на карпи е истовремено и **истражувачки и проектантски** ориентирана научна дисциплина, чие значење посебно се истакнува кај големите капитални објекти. Со цел на најдобар начин да се дојде до реализација на ваквите објекти е потребно да се почитуваат некои основни принципи, поврзани со филозофијата на истражување и со проектирање во механиката на карпите.

Во овој контекст, основна премиса е дека мора да има поврзаност и интерактивност меѓу фазите на истражување и проектирање. При тоа се поаѓа од неколку основни дефиниции за поимите истражување и проектирање.

Поимот **геотехнички истражувања и испитувања**, како што се разбира во овој учебник, се однесува на постапки за дефинирање на својствата на теренот во зона на интеракција со вештачкиот објект во теренски или лабораториски услови.

Една од можните дефиниции за теренските **истражувања** е: „Теренските истражувања се процес со кој се собираат релевантни информации за теренот, кој е предмет за изведба на некој инженерски објект и на неговата поширока околина” (Симонс 2009).

Терминот **испитувања**, пак, се однесува на конкретни мерења на својствата и состојбите на примероци од карпестите маси во лабораториски услови или директно на терен (in situ).

Проектирањето се дефинира како процес на: планирање на карактеристиките на објектот, неговите димензии, негово вклопување во теренот без предизвикување негативни влијанија врз животната средина, планирање на изведбата со потребни материјали за градба, технологија и организација на изведба на работите и неговото одржување во фаза на експлоатација.

Многу е значајно да се истакне, дека цената на релативното чинење на истражните работи, во однос на вкупната цена за изведба на објектите, речиси никогаш не претставува значаен товар на вкупната инвестиција, а придобивките од систематски изведени и добро анализирани резултати од истражните работи се повеќекратни.

Доколку не се примени соодветна постапка на истражување, можни се голем број проблеми во фаза на изведба, за што има голем број примери за: отежната изведба со пролонгирани рокови, рушењето на голем број различни објекти, загуба на материјални добра и животи.

Како потврда на овој став, во Табелата 20.1 и Табелата 20.2 се прикажани некои основни податоци за цена на чинење на: истражувачки, проектантски и изведувачки работи.

Табела 20.1 Споредба на чинење на истражните работи во однос на цената за изведба на објектот или на цената за изведба на темелите, во процентуални соодноси

Тип на објекти	Учество во цената на чинење на истражните работи во однос на вкупно чинење на објектот (%)	Учество во цената на чинење на истражните работи во однос на чинење на темелите за објектот (%)
Згради	0.05 – 0.2	0.5-2
Патишта	0.2-1.5	1-5
Брани	1-3	1-5

Табела 20.2 Споредба на чинење на истражните работи во однос на цената за проектирање и изведбата на објектите (Барт 2007)

Тип на работа	Процентуално учество во цената на чинење на објектите за одделни фази на работа
Изведба	85 до 95
Проектирање	5 до 10
Истражување	0.1 до 4

Сепак, мора да се истакне дека пред фаза на изведба никогаш не е можно „точно“ да се предвидат сите потребни геолошки и геотехнички услови за градба, но секако дека проблемите во изведба би биле помали доколку истражувањата се изведат навремено и по одреден систем, кој треба да е прилагоден на својствата и на теренот и на објектите.

Во практиката се применуваат различни препораки и норми за истражувања и проектирање, а основно е истражувањата да се прават систематски, врз основа на релевантни детаљни програми за истражување. Тогаш, проектирањето се прави врз основа на доверливи податоци, со што се оптимизира изведба од технички и економски аспект. Затоа, во рамките на ова поглавје се прикажани некои основни концепти, кои се поврзани со оваа проблематика, без намера да се навлегува во детали, кои можат да се пронајдат во литературата.

ОСНОВНИ ФАЗИ НА ИСТРАЖУВАЊЕ И НА ПРОЕКТИРАЊЕ

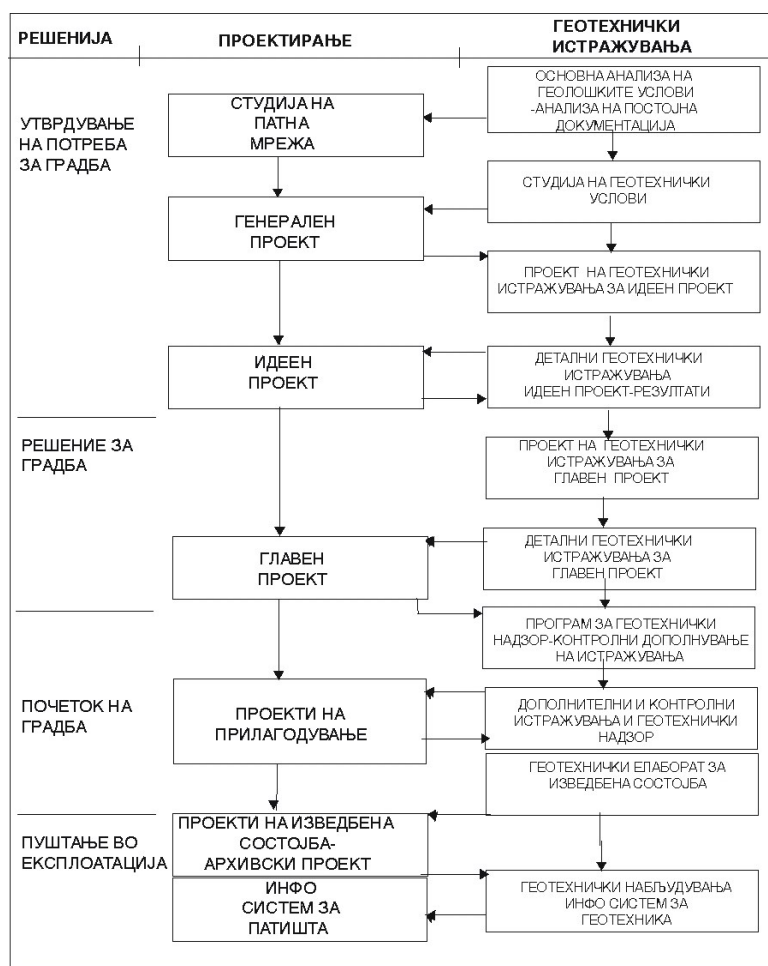
Успешна реализација на некој објект не е можна без **добро подготвен проект**, кој пак не е можно да се направи добро без коректно подготвени **технички подлоги** за проектирање. Подлогите се од: геодетски, геолошки, геотехнички, хидрогеолошки и друг карактер. Затоа е потребно доследно почитување на основните принципи при истражувањето и тоа: **постапност, целосност рамномерност и економичност при истражувањето.**

Принципот на постапност значи дека мора да постои **повеќефазна реализација** на истражувањето. Во секоја фаза сите испитувани карактеристики на теренот мора да бидат дефинирани на начин што ќе овозможи резултатите во следната фаза на истражување да не бидат демантирани со новите истражувања. Принципот на **целосност** означува дека со истражувањата треба во целост да се опфатат сите потребни карактеристики на теренот. **Рамномерноста** на истражувањата значи обезбедување на приближно ист степен на истражување за секој дел од теренот, каде што се планира градба. Ова

ПРИНЦИПИ ПРИ ИСТРАЖУВАЊЕ И ПРОЕКТИРАЊЕ ВО КАРПЕСТИТЕ МАСИ

не значи дека е потребно да се употреби **иста густина или распоред на истражните објекти** во секој дел од просторот, туку дека рамномерноста треба да е поврзана со сложеноста на теренот. Терен со посложена градба треба да се истражува со погуста мрежа на истражни работи во однос на поедноставните терени. **Принципот на економичност** е поврзан со фактот дека е потребно со оптимални трошоци да се испитаат потребните параметри на теренот.

Многу е значајно да има строга меѓузависност и условеност на фазите на **истражување и проектирање**. Во светската практика не постои општо прифатен став за овој аспект, но основно е податоците од секоја претходна фаза на истражување максимално да се користат и да се **дополнуваат** со нови сознанија за теренот од следните фази на истражување. Овој концепт е фундаментален за планирањето на реализацијата на капиталните проекти, каде што мора да има јасно изразен редослед на изведба на работите. Неколку пристапи се прикажани на сликите од 20.1 до 20.4.



Слика 20.1 Зависност меѓу фази на истражување и проектирање за патна инфраструктура (В. Вујаниќ, П. Локин 1998)

ПРОЕКТИРАЊЕ И ИЗВЕДБА

КОНЦЕПТУАЛНА СТУДИЈА

ФИЗИБИЛИТИ СТУДИЈА

ПРЕЛИМИНАРНИ
ПРОЕКТИРАЊА

ПИЛОТ ПРОЕКТ

ГЛАВЕН ПРОЕКТ

ГЕОТЕХНИЧКИ АНАЛИЗИ

СПЕЦИФИКАЦИИ

АНАЛИЗА НА ПОСТОЈНА
ДОКУМЕНТАЦИЈА

ПОВРШИНСКИ
ИСТРАЖУВАЊА

ПОДПОВРШИНСКИ
ИСТРАЖУВАЊА

АНАЛИТИЧКИ МОДЕЛИ

ФИЗИЧКИ МОДЕЛИ

ОПИТНИ ИСКОПУВАЊА

ОПИТНИ ДЕЛНИЦИ ЗА
ПОДГРАДУВАЊЕ

ПРЕСМЕТКА НА
МАТЕРИЈАЛИТЕ

ИЗВЕДБА

ПРОЕКТНИ РЕШЕНИЈА
(ПРИЛАГОДУВАЊА)

ЗАШТИТНИ РАБОТИ

ПОВРАТНИ АНАЛИЗИ

ПРИБИРАЊЕ НА ПОДАТОЦИ

ИНДЕКС ТЕСТОВИ

СТУДИЈА НА СОСТОЈБА НА
ПОДЗЕМНИ ВОДИ

АНАЛИЗИ НА СОСТОЈБА НА
ДИСКОНТИНУАЛНОСТ

КЛАСИФИКАЦИЈА И
КАРТИРАЊЕ

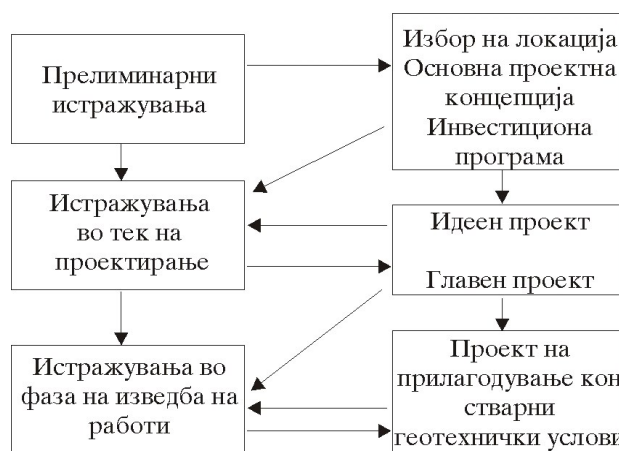
МЕРЕЊА НА НАПОНСКА
СОСТОЈБА

ПРОЕКТНИ ТЕСТИРАЊА
(ЛАБОРАТОРИСКИ И
ТЕРЕНСКИ)

МОНИТОРИНГ

КОНТРОЛНИ ТЕСТОВИ

Слика 20.2 Условеност меѓу потребни истражни методи и фази на проектирање и изведба (Френклин 1978)



Слика 20.3 Меѓусебна условеност на фазите на истражување и проектирање (П. Локин и др.1986)

Од сликите се гледа дека секој проект се подготвува **фазно** во повеќе чекори. Ова важи за објекти од градежен и од рударски карактер. Врз основа на резултатите од истражувањата, проектантот може да изврши прилагодувања на почетните решенија кон карактеристиките на теренот.

Значајно е да се истакне дека постапката на истражување и на проектирање треба да биде во координација на **истражувачки** и **проектантски** тимови со **инвеститорскиот** тим. Имено, тимот на инвеститорот не само што ги обезбедува средствата за реализација на проектот, туку треба и да управува со процесот на градба и да ги одобрува сите измени во решенијата посебно кога има потреба од дополнителни вложувања (Слика 20.5).

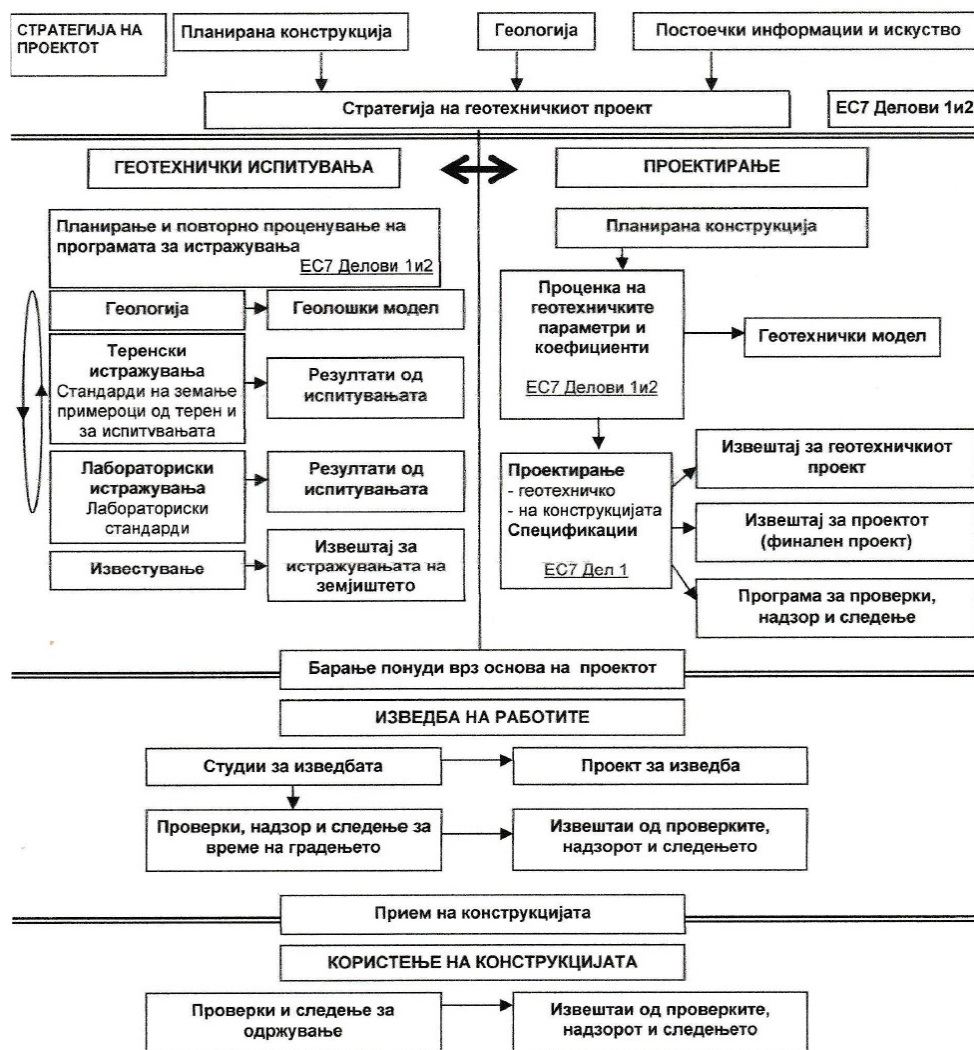
Иако е јасно дека не е можно да се примени ист пристап кај сите објекти, сепак има некои заеднички фази, за кои е добро да се почитува редоследот на постапките.

На пример, во фазата на **прелиминарните истражувања** се користат, главно, индиректни истражни методи, кои помагаат за избор на **алтернативни локации** за градба. Во оваа фаза се анализираат неколку решенија и се прави техно-економска анализа со прелиминарна пресметка на можните трошоци за проектот, со цел на крајот да се избере **оптималната** варијанта за наредната фаза на проектирање.

Во фазата на **идеен проект** се вршат детаљни истражувања на избраната варијанта, додека во наредните фази на **основен или изведбен проект** се деталзира решението од идејниот проект.

Понекогаш се прават истражувања во вид на пробни делници, пробни инјекциски полиња, пробно оптоварување, пилот-тунели и слично.

Во фазата на **изведба** се вршат т.н. контролни испитувања, кои се потребни за евентуално **прилагодување** на проектот кон стварните геолошки и геотехнички услови. Сите констатирани состојби се документираат во проектот на **изведбена состојба**.



Слика 20.4 Приказ на фази на поврзаност на: истражување, проектирање, изведба и користење (експлоатација) на објекти според Еврокод 7

При експлоатација на изведените објекти и во фаза на нивно одржување се врши директен **мониторинг** на објектите. Кај одредени објекти (на пример браните), законските регулативи налагаат и потреба од изработка на **проект на рушење**.

Очигледно е дека проблемот на истражување и проектирање е **повеќеслоен** и како што се гледа од Сликата 20.5, треба да се решава заедно од тимовите на инвеститор, истражувач и проектант низ **интерактивна** соработка. **Проектантот** е задолжен да даде неопходни податоци за: предвидената локација за градба, димензиите и карактеристиките на објектот, условите за ископ, посебните услови за изведба и др. Податоците од проектот, пак, се неопходни, на **истражувачот**, за да изврши правилно лоцирање на местото и длабината на истражните работи.

ПРИНЦИПИ ПРИ ИСТРАЖУВАЊЕ И ПРОЕКТИРАЊЕ ВО КАРПЕСТИТЕ МАСИ



Слика 20.5 Интеракциска шема за дефинирање на улогата на сите заинтересирани страни во некој проект (Јовановски 2011)

Поаѓајќи од овие факти, при проектирањето и при изведбата мора да се најде начин на соодветна анализа на релевантните својства и состојби на карпестите маси со цел да се изведе објект, кој ќе соработува со геолошката средина и нема да предизвика неконтролирани влијанија врз околината.

ПРОГРАМИРАЊЕ НА ОБЕМОТ И НА ВИДОТ НА ИСТРАЖНИТЕ РАБОТИ

Програмирањето на истражните работи се смета за една од најзначајните работи во геотехничката практика. Основно е да се земат предвид карактеристиките на **теренот** и на **објектот**.

Во прва фаза, врз основа на расположливите податоци е потребно да се изврши категоризација на теренот, според т.н. **геолошка сложеност**, во неколку категории.

Еден можен пристап е предложен од Јовановски (2001), каде што е разработена класификација користејќи го принципот на бодување на неколку најзначајни параметри на теренот (Табела 20.3).

Табела 20.3 Класификација на теренот според геолошката сложеност

Параметар	Категорија на терен според геолошка сложеност		
	I	II	III
1.Покриеност на теренот	Откриен терен (делувиум само на ретки места)	Слабопокриен и слабопошумен терен (дебелина на делувиум до 1 метар)	Многупокриен терен (откриени изданоци не се среќаваат или се среќаваат многу ретко поради голема пошуменост на теренот)
Поени	4	12	20
2. Литолошка хомогеност	Еден литолошки член	Два литолошки члена	Интензивна хетерогеност според параметар на литологија по вертикала и по хоризонтала
Поени	4	12	20
3.Присуство на современи геолошки процеси или појави, кое влијае врз објектот	Без застапеност	Слаба застапеност со лесна можност за решавање	Силноизразено присуство на современи геолошки процеси, кои имаат влијание врз објектот и кои се решливи само со примена на технички интервенции (не е можно да се избегнат со менување на локација на објектот)
Поени	4	16	20
4.Склоп на терен, залегање на слоеви и тектоника	Слабоизразена тектоника, без раслојувања и раседнувања	Средноизразена тектоника, слабо набирање и раседнување	Силно изразена тектоника, чести раседнувања, набрани терени, со неповолно залегање на структурните елементи во однос на објектот
Поени	4	12	20
5. Број на структурни блокови од прв ред на профил	Еден	Два	Повеќе од два
Поени	4	12	20
Вкупен збир	<32	33-64	65-100

По вршењето на класификацијата по геолошка сложеност, следен чекор е да се изврши категоризација на објектите според нивните конструктивни карактеристики, за на крајот да се изврши определена комбинација на категориите на сложеност на објектот со геолошката сложеност.

Како што е прикажано на Сликата 20.4, една од методологиите за дефинирање на т.н геотехнички категории на објекти е поврзана со Европскиот код 7, кој е дел од Европските норми (EN) за проектирање на геотехнички објекти. Во досегашните верзии овој код се состои од два основни делови и тоа EN 1997-1 и EN 1997-2. Првиот дел е посветен на разработка на принципи и правила на проектирањето, додека вториот дел – на планирање на истражувањето и испитувањето на теренот. Потребниот обем и квалитетот на геотехничките истражувања се доведува во врска со основни **три геотехнички категории** на објекти.

Геотехничката категорија 1 ги опфаќа малите и релативно едноставните конструкции, како што: едноставни еднокатни и двокатни куќи, фундирани на плитку темели со максимални проектни оптоварувања на подлогата до 250 kPa, потпорни ѕидови и подгради со длабочина на ископ, кој не е поголем од 2 м, плитку мали ископи за дренажи, полагање на цевоводи и др. За оваа геотехничка категорија, проектирањето може да биде засновано на искуство и квалитативни геотехнички испитувања, односно т.н. „**споредбено искуство**“ и рутински методи.

Во **геотехничката категорија 2** се опфатени вообичаени видови конструкции и темели без посебен ризик по околината, како што се: плитку темели, темелни плочи, тунели во цврсти неиспукани карпи, каде што не постојат посебни барања за водонепропустност и сл. За вакви објекти се потребни и квантитативни геотехнички податоци за проектирање, а лабораториските испитувања можат да се вршат со рутински методи.

Во **геотехничката категорија 3** припаѓаат објекти кои не се во претходните категории, како што се: посебни конструкции со големи ризици по околината, објекти што се фундираат во невообичено тешки услови на почвата или при посебни случаи на оптоварувања, во зони на висока сеизмичност и сл.

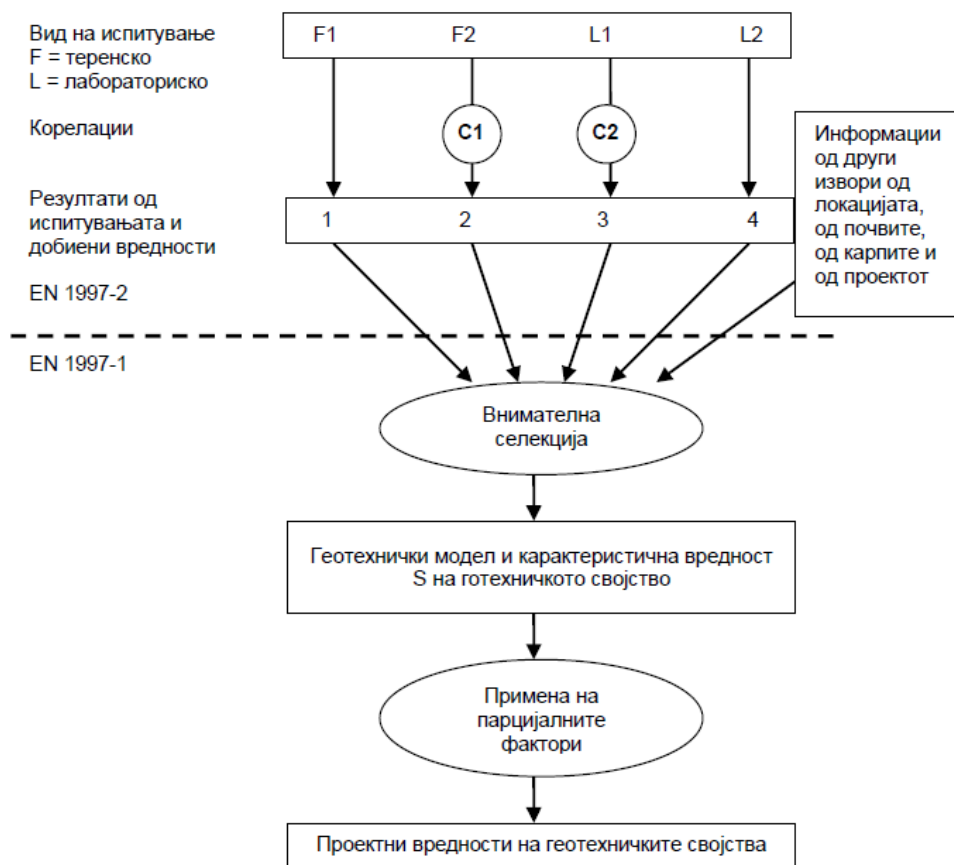
Поврзаноста на двата дела од Еврокод 7 се прикажани на Сликата 20.6.

Од Сликата 20.6 се гледа дека резултатите од испитувањата и изведените вредности ја даваат подлогата за избирање на карактеристичните вредности за својствата на теренот што ќе се употребат при проектирањето на геотехничките конструкции.

Практиката покажува дека при дефинирање на геотехничките категории, многу е значајно да се дефинираат можните влијанија и ризиците на геотехничката категорија врз материјалните добра и врз животите, па се воведува терминот геотехничка класа на сложеност (анг. Geotechnical Complexity Class – GCC) и класа на можни влијанија (анг. Consequence Class – CC), според X. Волтер 2017).

Треба да се спомене дека ова е доста сличен концепт како предложена методологија за истражување кај високи брани од Јовановски (2006), како и: Јовановски, Пешевски и Папик (2016) (Слика 20.7).

Кога ќе се изврши дефинирање на одредена геотехничка категорија, понатаму следи прогноза на бројот на истражни работи кај секој конкретен објект.



Слика 20.6 Дијаграм за поврзаност на EN 1997-2 и EN 1997-1 до добивање на проектни вредности за одредени геотехнички својства

При тоа можат да се користат некои генерални препораки во зависност од: фазата на работа, видот на објектот или размерот на подлогите, кои се користат при проектирање (Табела 20.4 и Табела 20.5).

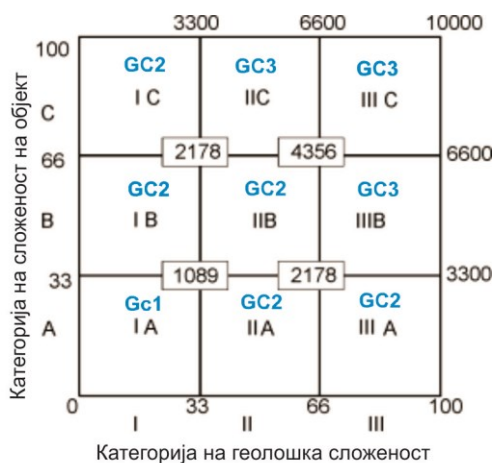
Табела 20.4 Препорачани растојанија за истражни работи (Барт 2007)

Фаза на проектирање	Размер на карта	Дупнатини по хектар	Приближни растојанија (м)
Физибилити студија или студија за влијание на Објект врз животна средина	1:10 000	0.1 до 0.2	200 – 400
Фаза на идејни решенија	1:5 000	0.5 – 1	100 – 200
Идеен проект	1:4 000 до 1:2500	1 – 5	50 – 100
Основен (главен) проект	1:1 000 (згради, мостови)	5 – 10 10 – 20	30 – 100 20 – 30

ПРИНЦИПИ ПРИ ИСТРАЖУВАЊЕ И ПРОЕКТИРАЊЕ ВО КАРПЕСТИТЕ МАСИ

Табела 20.5 Препорачани растојанија за истражни работи според EN 1997-2

Вид објект	Растојание меѓу истражни работи (м)	Распоред
Високи згради и индустриски комплекси	15 – 40	мрежест
Големи простори	< 60	мрежест
Линеарни објекти, патишта, железници, канали, цевководи, тунели, потпорни ѕидови	20 – 200	линеарен
Брани и загати	25 – 75	вертикални пресеци
Специјални конструкции: мостови, темели под динамички оптоварувања и др.	2 – 6 кај еден темел	



Класа на влијанија СС	Класа на геотехничка комплексност (GCC)		
	Ниско (GCC1)	Средно (GCC2)	Високо (GCC3)
Високо (CC3)	GC2	GC3	GC3
Средно (CC2)	GC2	GC2	GC3
Ниско (CC1)	GC1	GC2	GC2

Слика 20.7 Комбинирање на категории според: геолошката сложеност, сложеноста на објект и поврзаноста со геотехничка категорија (GC) по EN 1997-2 и EN 1997-1, според Јовановски и други, 2001 и 2016 (горе); комбинирање на геотехничка класа на сложеност (GCC) со класа на можни влијанија (CC), според Х. Волтер, 2017 (долу)

МЕХАНИКА НА КАРПИ

Ваков пристап може да се насети и кај Олсон и Палстром (2014 година), каде што се комбинираат ризиците при ископ, при степенот на непознавање на условите на теренот пред и по ископ, нивоата на потребни сигурносни барања при експлоатација на објектите и др. (Табела 20.6 и 20.7).

Табела 20.6 Одредување на геотехнички категории за одредени геолошки услови на теренот со одреден степен на истраженост (Олсон и Палстром 2014)

Ризици при ископ	Примери за видови конструкции	Прогнозиран степен на непознавање на теренот		
		Низок	Среден	Висок
Низок	Темели	1	1 2	2
Среден	Темели што се ископуваат со употреба на експлозив Тунели и помали до средновисоки усеци во карпа	1 2	2	2 3
Висок	Подводни тунели Подземни отвори со голем распон Ископи со мал натслој во чувствителни локации Висок засек со анкерни конструкции Ископи што можат да предизвикаат слегнување на теренот	2	2 3	3
Степен на непознавање на теренот (состојба пред фаза на изведба)				
Низок: Едноставна геолошка градба, а параметрите на теренот можат да се прогнозираат врз основа на слични претходни искуства од други објекти.				
Среден: Едноставна геолошка градба. Постојните методи за анализа се доволни за осознавање на теренските услови и димензионирање. Прифатливо е ако се искористат познавања од слични геолошки услови од други објекти.				
Висок: Сложена геолошка градба и тешко предвидливи услови на теренот, со проблематични услови за изведба на тунелите. Постојат тешки услови за пристап за истражување.				
Забелешки за ризици при ископ				
Низок: Не постои ризик, стабилен ископ.				
Среден: Постои одредена можност за загуби или штети при работа.				
Висок: Постои можност за драстични несреќи и загуби во вид на повреди при работа или колапс на теренот, продор на вода, оштетување на соседни конструкции итн.				

ПРИНЦИПИ ПРИ ИСТРАЖУВАЊЕ И ПРОЕКТИРАЊЕ ВО КАРПЕСТИТЕ МАСИ

Табела 20.7. Определување на геотехнички категории кога се познати теренските услови (фаза по отворање на ископот)

Ниво на барања при експлоатација	Примери за видови конструкции	Квалитет на карпеста маса		
		Добар	Среден	Лош
Ниско	Едноставни темели Хидротехнички тунели, руднички поткопи Средно високо засеци	1	1 2	2
Средно	Делумно комплицирани темели Патишта со ниско ниво на сообраќај, железнички тунели Високи засеци, подземни отвори за складирање во карпеста маса	1 2	2	2 3
Високо	Комплицирани темели, високи засеци, тунели кај брзи железници и тунели кај сообраќајници со високо ниво на сообраќај, зони со можна појава на опасни свлечишта, зони каде што објектот може да предизвика оштетувања кај блиски населби	2	2 3	3
Забелешки за нивото на барања при експлоатација на објектот				
Ниско: Нема посебни барања сè додека трае животниот век на објектот. На пример, кај хидротехнички тунели локално отпаѓање на помали фрагменти и блокови е прифатливо.				
Средно: Потребни се минимални мерки за одржување за време на животниот век на објектот.				
Високо: Не е дозволено никакво оштетување или оштетување за време на животниот век на објектот.				

ПРЕПОРАКИ ЗА БРОЈОТ И РАСПОРЕДОТ НА ИСТРАЖНИ РАБОТИ КАЈ БРАНИТЕ

Браните се сметаат за најсложени и најкомплексни објекти, бидејќи можат да предизвикаат најголеми и најдрастични оштетувања и влијанија врз животната средина. Затоа, при програмирање на истражните работи се посветува многу големо внимание. Многу е значајно да се знае дали објектот е од тип на насипна, гравитациона бетонска или бетонска лачна брана, бидејќи типовите на механичка и хидродинамичка интеракција со теренот не се одразуваат на ист начин кај секоја од нив. Како главни критериуми за категоризација на браните најчесто се

земаат: нивната висина, условите за изведба, типот на брана и можностите за појава на нестабилност во склоп на акумулацискиот басен.

Со особено внимание треба да се анализира опасноста од појава на поплавен бран, кој би ги загрозувал самата брана и низводните населби. Една можна шема за категоризација на големите брани е прикажана во Табела 20.8.

Табела 20.8 Класификација на големи брани врз основа на повеќе критериуми

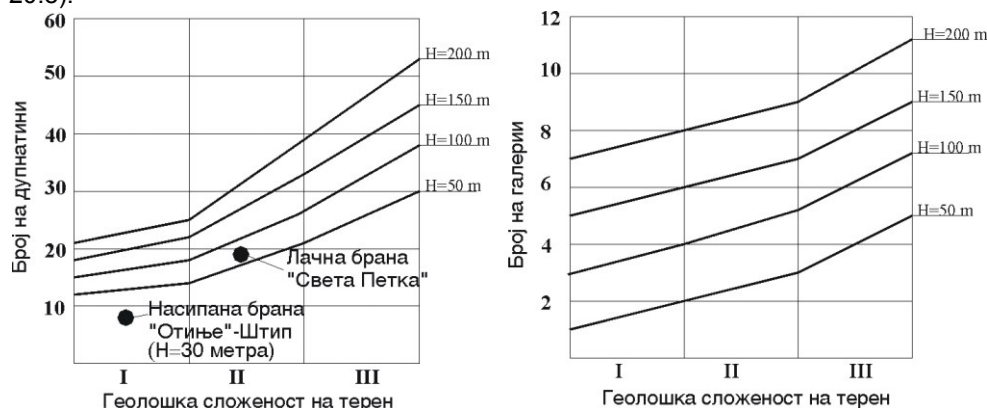
Параметар	Класификација за категорија на брана		
	А	В	С
1.Услови за изведба (*)	Поволни услови: во цврста карпа, без опасност од појава на нестабилност во фаза на ископ	Среднотешки услови: низ меки карпести маси, шкрилци, лапорци и туфови	Специфични услови: фундаирање врз почвена маса, со можност за бабрење, појава на нестабилност во фаза на ископ и друго
Поени	4	22	33
2. Влијание на објектот врз околината	Нема значајно влијание: далеку од урбани подрачја, без опасност од појава на нестабилност во рамките на акумулациски басен, што би предизвикало неконтролиран поплавен бран	Можни само помали влијанија при самата фаза на изведба на работите: посредни влијанија од потреси при минирање, мали можности за појава на нестабилност во рамките на акумулациски басен, без голема опасност од неконтролиран поплавен бран	Можни значајни влијанија кон околната средина, со можност за нестабилност на поголем волумен во склоп на акумулациски простор и голема опасност од неконтролиран поплавен бран
Поени	4	22	33
3.Висина Н (м)	< 40 м	40 – 100 м	>100
Поени	4	11	20
4. Тип на брана	Насипана	Гравитациона бетонска брана	Лачна брана
Поени	4	11	14
Вкупно поени	<33	34 – 66	67 – 100

При истражување на браните најзначајни истражни објекти се истражните дупнатини и галериите. Во согласност со позитивните искуства од практиката, разработени се различни методи за прогноза на потребниот број истражни дупнатини и галерии. На пример, П. Локин и С. Остојиќ (1992) предлагаат методологија, каде што се комбинира категоријата по геолошка сложеност со висината на браните. При проектирање на обемот и видот на истражувања, за различни висини на браните, се воведува релативен коефициент (К), кој е еднаков:

- К=1 – за брани со висина до 50 метри;
- К=1.25 – за брани со висина до 100 метри;
- К=1.50 – за брани со висина до 150 метри;

- $K=1.75$ – за брани со висина до 200 метри.

Принципот за програмирање на истрагите во вид на комбинација на податоците за геолошка сложеност на теренот е категоријата на објектот и е прикажан низ примерите на изведени истражни работи за насипаната брана на реката „Отиње“, Штип, и лачната брана „Света Петка“ на реката Треска (Слика 20.8).



Слика 20.8 Дијаграм за процена на бројот на истражни дупнатини за браните „Отиње“ – Штипско и „Света Петка“ на реката Треска (лево), и дијаграм за процена на бројот на истражни галерии (десно)

Прикажаните критериумите на сликата важат за бетонски брани, додека кај насипните брани, авторите препорачуваат 20-30% помал број на истражни дупнатини. Покрај бројот на истражни работи, многу е значајно со истрагите да се опфати доволна **длабина** на истражување. Во практиката понекогаш се дефинира и т.н. **простор за истраги**, при што можат да се искористат критериумите според Јапонскиот национален комитет за брани (Табела 20.9).

Табела 20.9 Дефинирање на подрачје на истражување во зависност од висината на браните според Јапонскиот национален комитет (преземено од М. Селимовиќ, 2004)

Тип на брана	Коефициент со кој се множи висината на браната		
	возводно	низводно	брегови на браната
Лачна брана	1,0	1,5	1,5
Други бетонски брани	1,0	1,0	1,0
Насипни брани	0,5	0,5	1,0

Ова е практична задача, која многу тешко се дефинира со една единствена методологија. Генерално, изборот на длабината на истражување се прави со земање предвид на: геолошката сложеност на теренот, фазата на истражување, висината на браната, водопропустливоста на теренот, видот и намената на придружните објекти. Обично, подлабоки дупнатини се прават во средината на речниот профил, при што длабината на истражување би требало да биде најмалку колку што е висината на браната. Во прелиминарните фази од истражувањата, треба да се прават подлабоки дупнатини, а по добивање на

почетните сознанија, во наредните фази може поточно да се дефинира потребната длабина на истражување.

Многу е значајно да се укаже дека истражните работи треба да се распределат во неколку фази. П. Локин и С. Остојќиќ (1992) предлагаат распределба на обемот на истражувањата во процентуален сооднос според главните фази на проектот, на следиот начин:

- Фаза на идејни решенија и основна проектна концепција од 10-15 %;
- Фаза на идеен проект – основен обем од 60-70%;
- Фаза на основен и изведбен проект – дополнителен обем од 15-30%.

Се гледа дека во сите случаи најголемото внимание, при истражувањата, треба да се посветува на идејниот проект. Поради комплексноста на проблемот, при истражувањето на браните е потребно максимално залагање на сите.

ПРЕПОРАКИ ЗА ИСТРАЖУВАЊЕ НА УСЕЦИ И ТУНЕЛИ

При програмирање на истражните работи за засеци и тунели може да се примени сличен пристап како и кај браните, користејќи го принципот на повекепараметарско класифицирање на теренот и на објектите (Табела 20.10 и Табела 20.11). Дијаграми за процена на бројот на дупнатините или на растојанијата меѓу истражните работи се прикажани на Сликата 20.9 и на Сликата 20.10.

Табела 20.10 Класификација на терен и на засеци врз основа на повеќе критериуми

Параметар	Геотехничка категорија на засеци		
	I	II	III
1. Услови за изведба	Лесни за изведба: во цврста карпа, без опасност од појави на нестабилност во фаза на ископ	Средно тешки: низ меки карпести маси, шкрилци, лапорци во сува состојба	Специфични услови: постојни свлечишта, подземна вода, бабрење
Поени	5	22	33
2. Влијание на објектот врз околината	Нема влијание: се гради надвор од урбани подрачја, без опасност од одрони, свлечишта	Влијание во момент на изведба во вид на потреси од минирање, без можност за уништување на објекти, загадување на околината, појави на нестабилност не се од пресудно значење и се решливи	Има големо влијание врз околината (урбанистички услови, еколошки влијанија, влијанија врз соседни објекти, снижувања на вода и др., блокирање на сообраќај)
Поени	5	22	33
3. Должина на засеци	Кратки засеци до 50 метри	Должина од 50 до 300 метри	Подолги од 300 метри
Поени	5	11	20
4. Висина	Висина до 5 метри	Висина до 5 до 10 метри	Висина >18 метри*
Поени	5	11	14
Вкупно	0 – 33	34 – 66	67 – 100

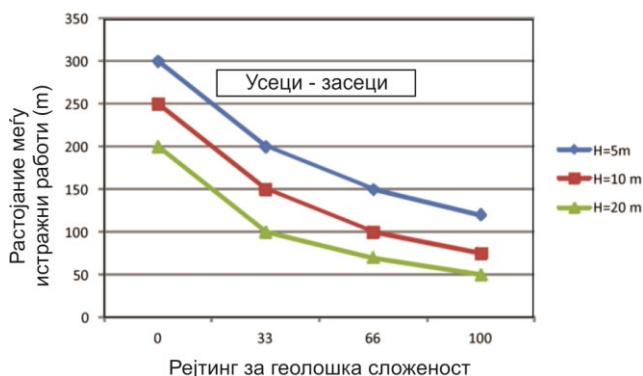
(*) **Забелешка:** Ако се појави потреба за изведба на повисоки засеци од 18 м, при проектирањето треба да се анализира и варијантата со тунел.

ПРИНЦИПИ ПРИ ИСТРАЖУВАЊЕ И ПРОЕКТИРАЊЕ ВО КАРПЕСТИТЕ МАСИ

Табела 20.11 Класификација на тунели врз основа на повеќе критериуми

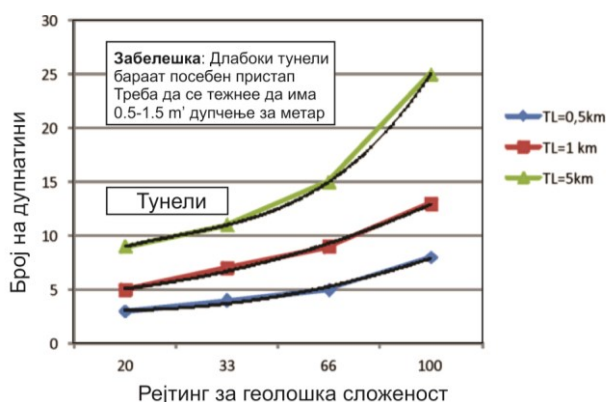
Параметар	Геотехничка категорија на тунел		
	I	II	III
1. Услови за изведба (*)	Лесни: во цврста карпа, без опасност од појави на нестабилност во фаза на ископ	Среднотешки: низ меки карпести маси, шкрилци, лапорци и туфови во сува состојба	Специфични тешки услови: гасови, температури, високи напони, бабрење
Поени	5	22	33
2. Влијание на објектот врз околината	Нема влијание: надвор од урбани подрачја, без опасност од слегнувања на теренот и др.	Влијание само во момент на работа: посредни влијанија од потреси при минирање, без можност за загрозување на соседни објекти и на околината	Значајно влијание врз околината (урбанистички услови, еколошки влијанија, влијанија врз соседни објекти, пореметување на режимот на подземни води и сл.
Поени	5	22	33
3. Големина на објект (површина на отвор)	Мал профил (< 27 м ²)	Профил 27 – 56 м ²	Профили > 56 м ²
Поени	5	11	20
4. Должина	Краток тунел со должина помала од 100 м	Должина од 100 до 1000 м	Должина поголема од 1000 метри
Поени	5	11	14
Вкупно	<33	34 – 66	67 – 100

(*) **Забелешка:** Условите за изведба се дефинираат глобално, а нивно детаљно дефинирање се прави за секоја квазихомогена зона од теренот, по завршување на истражувањата и во фаза на изведба.



Слика 20.9 Дијаграм за процена на потребни растојанија меѓу истражни работи и кај засеци и усеци

Во поглед на длабината на истражување за тунели и засеци треба да се тежнее тaa да биде минимум по 5 метра под нивелетата на објектот. Целта е да се добијат податоци за детана анализа: на стабилноста, можноста за развој на свлекување со т.н. подножичен лом и друго. Дупатините најчесто се лоцираат по оската на засекот или на тунелот.



Слика 20.10 Дијаграм за процена на потребен број истражни работи кај тунели и кај цевоводи под притисок

Кај засеци со забележителни висини, како и кај влезните и излезните (порталните) делови на тунелот, каде што има потенцијална можност за свлекување, истражувањата можат да се постават и попречно на протегањето на објектот. Целта е да се добијат податоци за подготовка на попречни профили на теренот, кои би биле основа за соодветни анализи на стабилност. Кај тунелите, според Барт (2007), треба да се тежнее да се изведе од 0,5 до 1,5 метра дупчење по метар долж на траса. Кај многу длабоки тунели во високи планински предели, дупчењето понекогаш се прави само на најкритичните влезни делови, додека длабочината на теренот се испитува со: геофизички методи, хоризонтални дупнатини, пилот-тунели, пристапни штолни и други методи.

Како заклучок може да се укаже дека програмирањето на истражните работи во секој случај е многу комплексна постапка и мора да се прави со соодветна **програма** или **проект** за детални истражувања. Во програмата, покрај истражните дупнатини треба да се дефинираат и: бројот на опити за испитување на водопропустливоста, дилатометарските испитувања, механичките испитувања во голема мерка во галериите, прозрачувањата, бројот на земени примероци и др. Се подразбира дека за секој конкретен случај мора да се обезбеди релевантен фонд на податоци за проектирање и за изведба за да се осигура функционалноста и стабилноста на објектот и да не се предизвикаат негативни влијанија врз околината.

ПРАШАЊА ЗА ДИСКУСИЈА

- Што се подразбира под поимите истражување и проектирање?
- Кои принципи при истражувањето мораат да се почитуваат за да се добијат добри податоци за проектирање?
- Кои се основните фази на проектирање и што подразбирате под терминот условеност на фазите на истражувањата и на проектирањето?
- Набројте ги основните видови на геотехнички категории по Еврокод 7!
- Што се подразбира под терминот геолошка сложеност на теренот, а што на објектот?
- Објаснете како може да се прогнозира растојанието меѓу истражните работи кај: браните, тунелите и засеците?

21

АНАЛИЗА НА УСЛОВИТЕ ЗА ИЗВЕДБА НА ОБЈЕКТИ НА ПОВРШИНАТА НА ТЕРЕНОТ

ВОВЕД

При изведбата на инженерски активности кај објектите на површината на теренот се среќаваат голем број специфики. За нивното решавање е потребно врвно знаење од инженерската механика на карпи бидејќи е неопходно да се анализираат голем број услови, како што се:

- обезбедување на стабилност и носивост на теренот и објектите за различни состојби на оптоварувања и разни временски фази;
- отпор при копање, минирање, дупчење или друга работна операција;
- услови за заштита од површински и подземни води;
- услови за товарење и транспорт на ископан материјал;
- влијанија на работните операции врз природната средина во фаза на ископ;
- влијание на изведен објект врз природната средина при негова експлоатација;
- други услови, како што се: анализа на можности за употреба на карпестиот материјал од ископ за вградување во насип или за негово користење како агрегат за бетон, асфалт-бетон или асфалт, услови за депонирање на вишокот материјал од ископот и др.

Зависно од проблемот што се анализира, некои од условите можат да бидат од првостепено значење, а некои да се споредни. Затоа, во рамките на ова поглавје се прикажани само основите на некои: емпириски, аналитички или нумерички техники за анализа. Целта на ова поглавје е да се прикажат само основите за примена на некои методи, а за конкретното решавање на сите аспекти секако дека е потребна посебна анализа за секој инженерски проблем.

УСЛОВИ ЗА ИЗВЕДБА НА ИСКОПИ КАЈ ЛИНИСКИ ОБЈЕКТИ

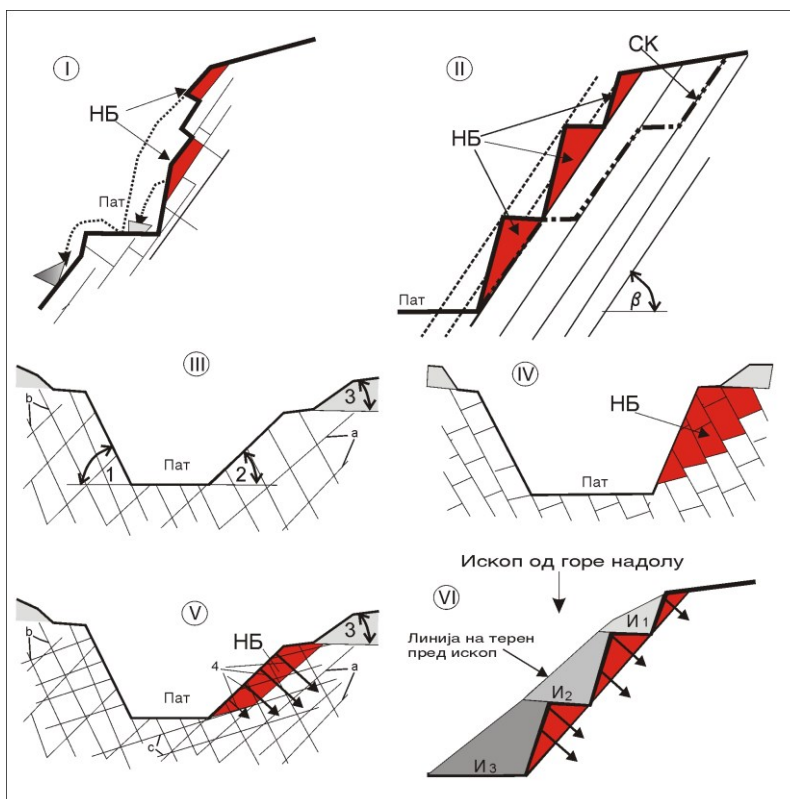
Линиските објекти од типот на: патишта, железници, гасоводи, нафтоводи, хидротехнички канали во карпа и други, се специфични, бидејќи кај нив често се појавува потреба од изведба на различни ископувања со значајни димензии.

Затоа, од првостепена важност е да се обезбеди стабилноста во самата фаза на ископот, но и долготрајната стабилност во фазата на експлоатација. Кај ваквите објекти е доволно да бидат оштетени на кратко растојание, а поради тоа, цел објект да биде надвор од функција во текот на подолг временски период.

Поради тоа, при проектирање треба да се посвети големо влијание на дефинирање на: морфологијата на теренот, геолошката градба, сеизмичноста, условите за развој на современите геолошки процеси и појави, хидрогеолошките и хидролошките карактеристики, геотехничките својства и др.

Најголемите проблеми при изведба, посебно кај патиштата и железниците се појавуваат кај стрмни планиски терени, каде што има потреба од изведба на засеци со големи висини. За да се пронајде оптимално решение треба да се

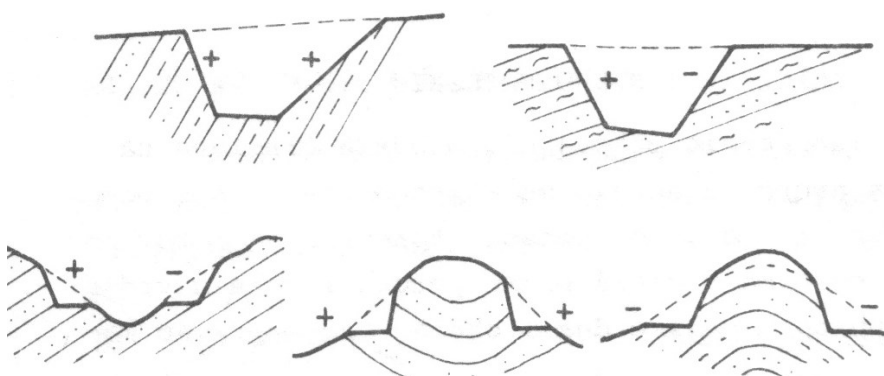
почитуваат неколку главни правила. Основно правило е, секогаш кога е можно, да се избегнуваат терени со активни свлечишта и чести одрони. Покрај тоа, кај слоевитите, шкрилавите и испуканите карпести масиви, ископот за косината треба да се прилагоди кон елементите на падот на структурните елементи (Слика 21.1).



Слика 21.1 Приказ на можни случаи за изведба на усеци - засеци во цврсти карпи:
I) засек во слоевити карпи со неправилно проектиран пострмен наклон од падот на слоевитоста; **II)** засек во шкрилести карпи со приказ на неправилно проектиран ископ со пострмен наклон од падот на фолијација и формирање на нестабилни блокови (**НБ**) и правилно проектирана стабилна косина (**СК**), која го следи падот на фолијацијата;
III) правилно проектирана косина во испукан масив со два доминантни системи на пукнатини, каде што падниот агол на косината (**1 и 2**) ги следи падовите на пукнатините, а во горната зона, во почвен материјал, се изведува ископ со полаг наклон (**3**); **IV)** неправилно проектирана косина во слоевит масив без земање предвид на условите за можно формирање на нестабилни блокови (**НБ**); **V)** проектирана косина во карпест масив со три доминантни системи на пукнатини, каде што нестабилните блокови (**НБ**) се анкерисуваат (4); **VI)** правилно проектирана технологија на ископ за стрмна косина со фази на ископ од **И1** до **И3** и фазно анкерисување на нестабилните блокови (**НБ**), кои би се појавиле со отворање на ископот

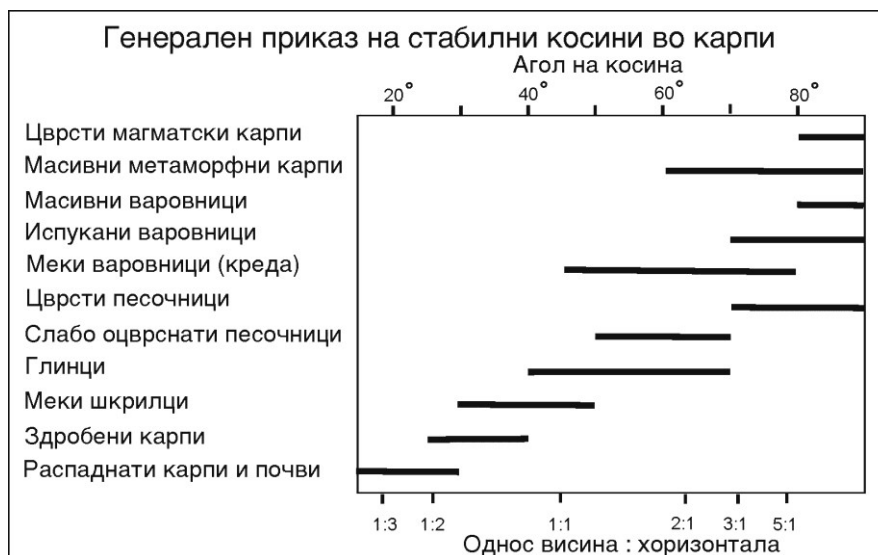
АНАЛИЗА НА УСЛОВИ ЗА ИЗВЕДБА НА ОБЈЕКТИ НА ПОВРШИНА НА ТЕРЕН

Најтешки за изведба се косините кај набрани и раседнати терени кога е многу тешко прилагодувањето на наклоните на ископот кон условите на теренот (Слика 21.2). Од Сликата се гледа дека наклонот на ископ во засеци може да биде и **несиметричен**, во зависност од падните агли на главните пукнатински системи. За вакви намени, во почетните фази на проектирањето најчесто се користат некои препораки за проектирање на стабилни наклони на ископот и емпириски методи.

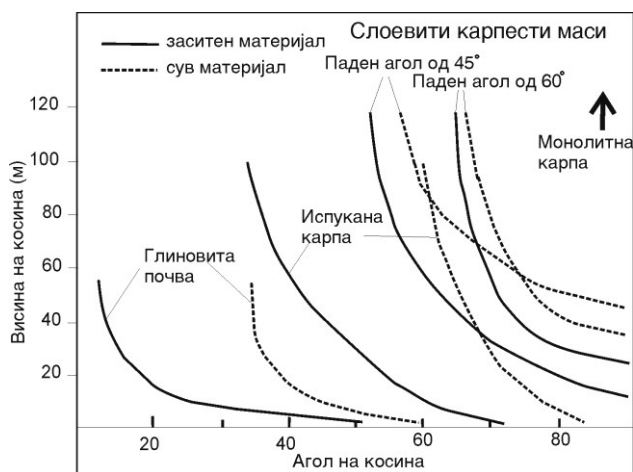


Слика 21.2 Влијание на геолошки структури врз стабилноста при засечување: (+) стабилни косини; (-) нестабилни косини (М. Јањиќ 1982)

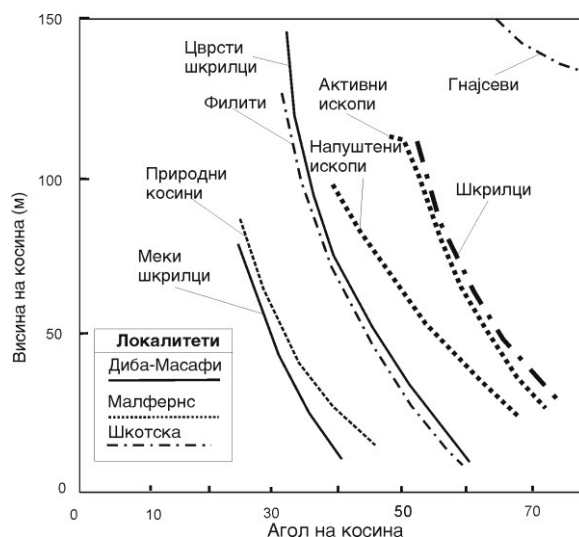
На следните слики се прикажани некои методи од стекнато искуство, кои даваат генерални насоки за проектирање.



Слика 21.3 Преглед на наклони на стабилни косини во различни карпести Маса (од кај Т.Волтхем, 2002)



Слика 21.4 Однос меѓу агол и висина на стабилни косини на различни карпести маси (од кај Т.Волтхем, 2002)



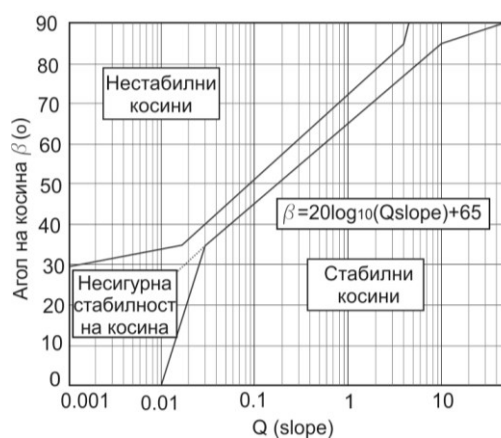
Слика 21.5 Однос меѓу агол и висина на стабилни косини во шкрилести карпести маси (од кај Т.Волтхем, 2002).

Се забележува дека прикажаните препораки од сликите треба да се користат само како генерален водич за првично согледување на генералната стабилност на косините, а за понапредни нивоа на проектирање, секој предлог на наклон треба да е заснован на дополнителни анализи. Тука е посебно значајно да се истакне дека секогаш кога е можно наклонот на косината треба да се совпадне со наклонот на структурните елементи. Ова посебно се однесува на случаи кога постојат кинематските услови за планарен лом, бидејќи долготрајно, речиси секогаш косината ќе се оформи според падот на слоевитоста или фолијацијата.

АНАЛИЗА НА УСЛОВИ ЗА ИЗВЕДБА НА ОБЈЕКТИ НА ПОВРШИНА НА ТЕРЕН

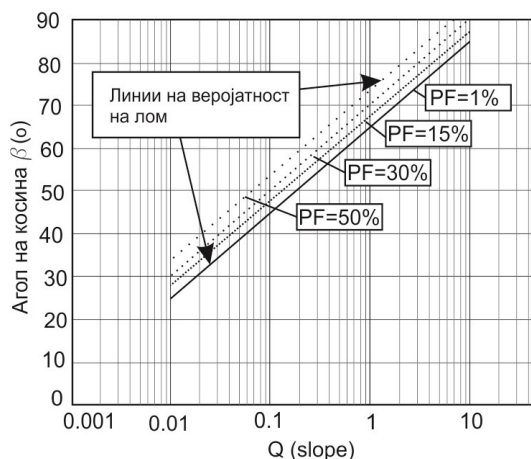
При изведбата на косините добро е да се почитуваат и други генерални препораки. Особено е значајно, кај стрмни засеци со голема висина да се применува постапка на **ископ од горе надолу**. Во погорните зони, каде што теренот е обично покриен со распадна делувијален материјал, треба да се примени поблаг наклон или изведба на берма. Ако, поради ограничувања во природата или постоење на веќе изградени објекти, мораат да се применат пострмни ископи, тогаш треба да се применат плански заштитни мерки.

Во современата механика на карпи, често се користат класификациските системи. Најпознати се класификациите на Романа (SMR) и класификацијата Q-slope на Бар и Бартон (Слика 21.6).



Слика 21.6 Дијаграм за процена на стабилни косини со примена на вредност на Q-slope (Бар и Бартон 2017)

Авторите прават обид да се дефинира и веројатноста на лом при што соодветните препораки за стабилни наклони ги прикажуваат и дијаграмски (Слика 21.7).



Слика 21.7 Дијаграм за процена на веројатност на лом (Pf) за косини со примена на вредност на Q-slope (Бар и Бартон 2017)

Треба да се спомене дека постапката на Бар и Бартон како излезен резултат не ја дава стабилноста на некоја косина со дефиниран фактор на сигурност, туку укажува која вредност на аголот на косината дава задоволителна стабилност без примена на заштитни мерки. Според овие автори, првично, за анализа на косини со висина до 30 метра, емпириски е предложена формула со која се дефинира стабилниот наклон на косината (β) при дефинирана вредност на *Q-slope*, за кои не е потребна посебна заштита:

$$\beta = 20 \log_{10} Q_{slope} + 65^\circ$$

Ова укажува дека примената на емпириските методи не ја исклучува примената на аналитички методи за пресметка (поглавје 16) или нумеричко моделирање (Поглавје 17).

ОПШТО ЗА МЕРКИ ЗА ЗАШТИТА НА КОСИНИ КАЈ ЛИНИСКИ ОБЈЕКТИ

За дефинирање на мерките за заштита или за санација треба да се дефинира: положбата на можната зона за нестабилност во однос на висината на падината, типот на нестабилност во зависност од геолошкиот состав и слично. Најправилен пристап е ако критичните делници, уште во сама изведба на работите, се заштитуваат на соодветен начин, при што е многу значајно да се применуваат соодветни техники на ископ. За таа намена, во практиката се разработени поголем број техники на ископ или методи за заштита на косини, склони кон одронување и тоа:

- контролирано минирање, по можност со техники на претходно засечување на косините со контурно минирање;
- механичко отстранување на лабилните блокови (кавање) со внимателно рушење со компресор или со лесно минирање;
- заштита на косините, како што напредува ископот од горна кота надолу (англиски т.н. top to down, пристап на ископ и заштита);
- заштита со челична плетена мрежа со различни опции;
- сидрење на потенцијално нестабилните блокови;
- инјектирање со мали притисоци;
- примена на прскан бетон во комбинација со арматурна мрежа и сидра;
- изведба на берми на одредени висини од косината;
- изведба на заштитни галерии, кои го пренасочуваат дејството на ударот на блокот кон сигурни зони;
- изведба на т.н. замки за блокови во дното на косината;
- обложување;
- потпирање и др.

Основите за примена на некои од набројаните методи се прикажани на Слика 21.8, Слика 21.9 и Слика 21.10. Секоја од прикажаните мерки има свои предности и недостатоци, и треба да се применува зависно од конкретните теренски услови.

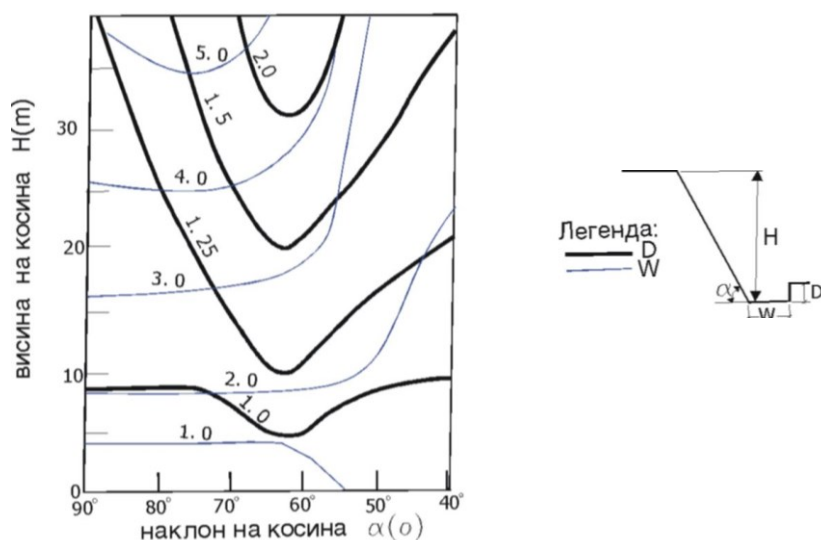
На пример, **бермите** се многу ефективни за прифаќање на одроните. Тие најлесно можат да се изведат во самата фаза на градба како напредува ископот од горе надолу, а во фаза на експлоатација, или не е можно или е многу ризично да се изведуваат. Не се ефикасни ако се со мала ширина. Треба да се проектираат на начин да има можност подоцна да се пристапи до нив за евентуални чистења, санации и слично.



Слика 21.8 Најчести заштитни мерки за спречување на одрони, според Фукс и Свинеј (1976)

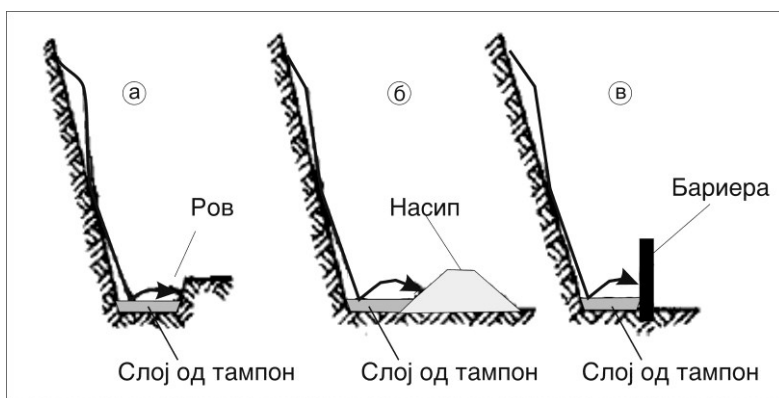


Слика 21.9 Приказ на систематски анкерисана косина со подготовка на берми на определени висини (фотографија од Б. Димитров)



Слика 21.10 Дијаграм за процена на димензии на замки за блокови, според Вајтсајд (1986)

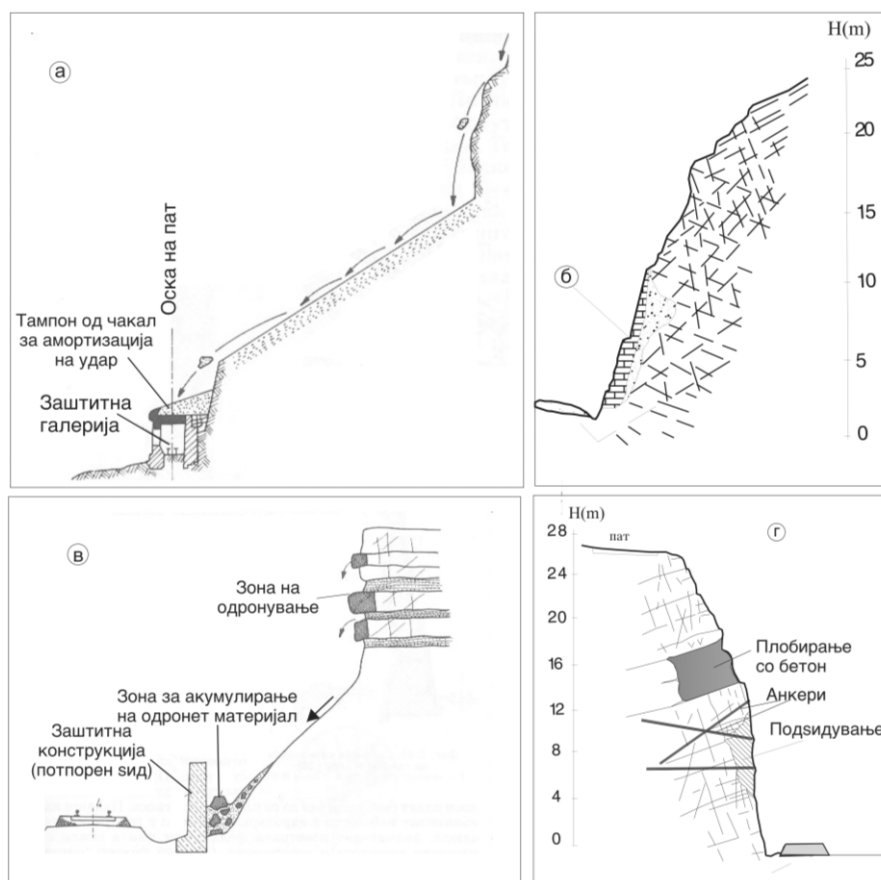
Првата берма или **замка за блокови**, на дното најчесто се тампонски слој од чакал за амортизирање на ударот и спречување на отскок, на патот. Првата берма може да биде во вид на: ров, заштитен насип или бариера од челична мрежа (Слика 21.11).



Слика 21.11 Видови замки за блокови

Кај тесни патишта на планински терени, каде што нема доволно простор за изведба на замки за блокови, се користат варијанти на заштита со: потпорни сидови, заштитни галерии, анкерисување, пломбирање, заштита со прскан бетон, армирано-бетонски ребра и др. (Слика 21.12 и Слика 21.13).

АНАЛИЗА НА УСЛОВИ ЗА ИЗВЕДБА НА ОБЈЕКТИ НА ПОВРШИНА НА ТЕРЕН



Слика 21.12 Приказ на некои заштитни мерки против одронување (делумно изменето и дополнето според В. Д. Ломтадзе, 1977): а - заштитна галерија за пренасочување на удар на блок во сигурна зона, б - потзидување со камена ѕидарија, в - потпорен ѕид со простор за акумулирање на одронети блокови, г - пломбирање на празен простор, подѕидување и анкерисување



Слика 21.13 Заштита на косина со прскан бетон и армирано бетонски ребра за влез во тунелот „Мечково брдо“, кај Овчар Бања, Србија (фотографија од Б. Аболмасов)

Во практиката најчесто применувана постапка е поставување **заштитна челична мрежа**, која може да помогне за задржување на помали блокови или да биде плетена и зајакната со сидра (Слика 21.14 и Слика 21.15).



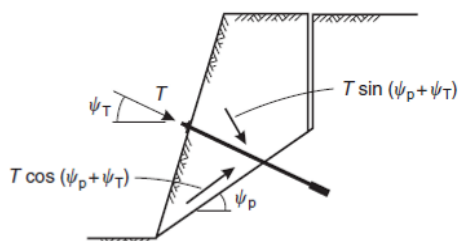
Слика 21.14 Поставување на заштитна челична мрежа за косина на експресен пат Штип – Радовиш, комбинирана со зелена геосинтетска мрежа и зајакната со салји (фотографија на Т. Јовановска)



Слика 21.15 Заштитна мрежа, зајакната со анкери

Може да се каже дека сидрата се применуваат кај најголем број заштитни методи. Каков тип на сидрење ќе се примени зависи од конкретната ситуација. На места, каде што блоковите биле поместени, генерално е потребно да се инсталираат преднапрегнати сидра за да се спречи понатамошно поместување или губење на меѓусебното зглобување на блоковите. Сидрата на затегнување се поставуваат по потенцијалната рамнина на лизгање и се засидруваат во цврстата карпа, која се протега зад лицето на косината. Во зависност од механизмот на ломот, се користат соодветни равенки за одредување на потребните параметри на сидрењето: распоред, должина и носиви карактеристики на сидрата.

На пример, на Сликата 21.16 е прикажана едноставна постапка за пресметка на преднапрегнати сидра кај една косина.



Слика 21.16 Шема за Сидрење на косина со преднапрегнати сидра

Равенката со која се врши пресметка на факторот на сигурност со сидрење е иста како за решението на Хек за рамнински лом со тензиона пукнатина, прикажана во поглавјето 16. Факторот на сигурност кај сидрење со преднапрегнати сидра варира, во зависност од аголот под кој е инсталирано сидрот. Оптимален агол на инсталирање $\psi_{T(opt)}$ се постигнува кога:

$$\Phi = (\Psi_{T(opt)} + \Psi_p) \text{ или } \Psi_{T(opt)} = (\Phi - \Psi_p)$$

Во практиката, сидрата инјектирани со цементна маса се инсталираат под агол од 10° до 15° во однос на хоризонталата за да се обезбедат услови за инјектирање. Треба да се спомене дека сидра инсталирани под агол пострмен од нормалата на рамнината на лизгање $(\psi_p + \psi_T) > 90^\circ$ може да имаат негативен ефект врз стабилноста бидејќи компонентата на смолкнување, која дејствува по рамнината на пукнатината, ја зголемува магнитудата на поместувачката сила. Процедурата за дефинирање на шема на сидрење со користење на пресметаната сила T изразена во kN/m за метар должен од косината, содржи неколку чекори. Ако земеме дека затегнувањето на секое сидро е T_b , и шемата на сидрење е таква што во секој вертикален ред има n сидра, тогаш вкупната сила од сидрот во секој вертикален ред е $(T_b \cdot n)$. Бидејќи потребната сила на сидрење е T , тогаш хоризонталното растојание S , меѓу секој вертикален ред, е прикажана со равенството:

$$S = T_b n / T \text{ (kN/kNm)}$$

Доколку се применуваат целосно инјектирани ненапрегнати сидра, пресметката се врши според Шпанг и Егер (1990). Според овие автори, отпорот на смолкнување на зајакната пукнатина со сидрење R_b (kN) се пресметува според следната равенка:

$$R_b = \sigma_{t(s)} [1.55 + 0.011 \sigma_p^{1.07} \sin^2(\alpha + i)] X \sigma_p^{-0.14} (0.85 + 0.45 \tan \phi)$$

Каде што σ_p е притисок во МПа; $\sigma_{t(s)}$ е јакост на затегнување во kN ; i – агол на дилатација; α – наклон на сидро; ϕ – агол на триење по рамнината на лизгање.

Поместувањето на пукнатината δ_s е дефинирано како:

$$\delta_s = (15.2 - 55.2\sigma_p^{-0.14} + 56.2\sigma_p^{-0.28}) X (1 - \tan \alpha (70/\sigma_p)^{0.125} (\cos)^{-0.5})$$

Во анализата на стабилност на рамнински лом, каде што целосно инјектирани сидра се инсталирани по рамнината на лизагање, равенката за пресметка на фактор на сигурност е модифицирана со цел да се земе предвид зголемениот отпор на триење по пукнатината.

$$F_s = (cA + N \tan \varphi + Rb) / S$$

Стабилноста на косини во кои постои можност за појава на клиновиден лом, исто така може да се обезбеди со сидра, за што е потребно да се направат соодветни пресметки. Детали можат да се принајдат кај Јан Коу (2015) или Ковари и Фриц (1975). Во литературата се достапни и голем број софтерски аналитички решенија за пресметка на факторот на сигурност за услови на клиновиден лом, лом со превртување и слично, каде што се вклучени елементи на заштита и со сидра. Посебно се применувани решенија од канадската компанија ROCSCIENCE.

За задржување на поголеми блокови се применуваат различни решенија со заштитните **огради** и **прегради**. Тие имаат капацитет на апсорпција на блок со маса од 250 кг, кој се движи со брзина од 20 м во секунда. Поробусни огради како оние што се користат во Европските Алпи, имаат капацитет за апсорбирање и запирање на блокови со маса и од 6250 кг, кои се движат приближно со брзина од 20м во секунда.

Заштитните (апсорбирачките) прстени имаат капацитет на апсорпција на блокови со маса и до 6 тони, кој се движи со брзина од 20 метри во секунда. Кога блокот ќе удри во нив, тие се деформираат пластично и ја смируваат енергијата на блокот.

Два примери се прикажани на Сликата 21.17 и на Сликата 21.18.



Слика 21.17 – Заштитни бариери од мрежи составени од апсорбирачки прстени со голема моќ за задржување на одронети блокови (лево) и детаљ на еден апсорбирачки прстен (десно)



Слика 21.18 Заштитна бариера на над портал на тунелот кај Демир Капија

Скривалиштата (галериите) како заштита од одрони најчесто се употребуваат кај стрмните косини на тесните планински патишта и железничките пруги во планински региони. За да работат ефективно, треба покривот да им е стрмен и треба да се со релативно тесен распон. Горната зона на галеријата, добро е да се покрие со чакалест или дробински материјал за да се амортизира и за да се пренасочи ударот од блокот (Слика 21.19).



Слика 21.19 Пример за заштитна галерија од одрони

Потпорните и обложните ѕидови се применуваат често. Техничките решенија зависат од случај до случај. Можат да бидат изградени од армиран бетон, од камен, да се комбинираат со анкери и слично (Слика 21.20).



Слика 21.20 Пример за армирано-бетонски ѕид за потпирање на нестабилен блок над храмот Св. Пантелејмон, Велес (во горна зона блокот е анкерисан и заштитен со прскан бетон)

Во принцип, примената на заштитните мерки е често поврзана со: потешкотии при изведба, посебни услови за заштита, работа со специјално обучен кадар и слично (Слика 21.20).



Слика 21.21 Заштита на косини со квадратна „Q” арматурна мрежа, прскан бетон и анкери на пат Велес - Градско кај стрмни косини, со помош на алпинисти (фотографија на В.Трајановски)

Прикажаните примери не ги исцрпуваат сите можни случаи, така што конкретните технички решенија се анализираат кај секој објект посебно. Очигледно е значењето на механиката на карпите за проектирање на ваквите објекти.

Сепак, мора да се знае дека никогаш не е можно да се истражи цела должина на линиските објекти со целосна точност. Така, вистинската градба на теренот точно може да се дефинира само во фазата на ископ. Ова значи дека секогаш постои одредено ниво на непознавање на теренот и ризик за појава на нестабилност.

Во експлоатационската фаза, пак, треба да има многу добро одржување на објектите, а повремени интервенции и санации се често неопходни.

УСЛОВИ ЗА ИЗВЕДБА НА БРАНИ

При проектирање и изведба на браните е потребно да се поседуваат податоци за голем број геолошки и геотехнички својства на теренот. Тоа е поврзано со фактот што, при евентуално рушење на вакви објекти, постојат најголеми ризици по околната средина, населени места, па и самото население.

Затоа, просторот, кој е предвиден за градба и за формирање на вештачки акумулации, секогаш треба да се истражува со најголемо внимание, а проектните решенија треба да се прилагодат максимално кон теренските услови. Во фазата пред изведба е потребно да се анализираат поголем број проблеми, како што се:

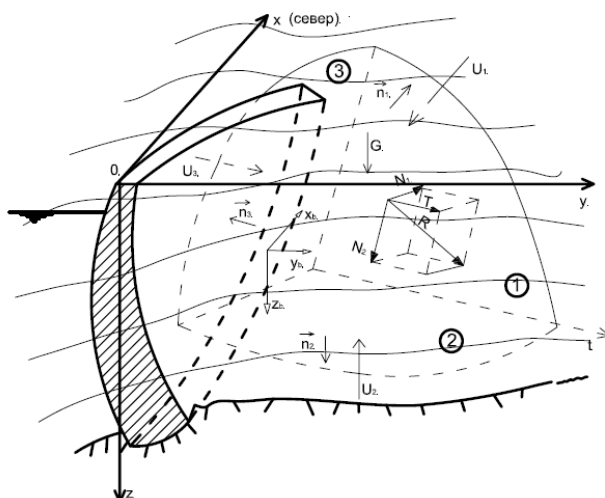
- избор на микролокација и тип на брана во зависност од локалните морфолошки, геолошки, хидрогеолошки и други услови на теренот;
- услови за фундамирање на браната преку дефинирање на: дозволеното оптоварување на подлогата и страните на ископот (бедрата), длабината на фундамирање, заштитата на темелната јама во фаза на ископ од одронување и од подземни води, потребата од подобрување на подлогата за фундамирање и др.;
- стабилност на браната и на нејзината подлога при различни: статички, хидростатички, хидродинамички, земјотресни и други влијанија;
- анализа на можност за загуба на вода под и околу телото на браната и од акумулациониот простор;
- присуство на локални градежни материјали во близина на браната и др.

Сите брани имаат свои специфики, но посебно се чувствителни и тешки за проектирање и за изведба лачните брани. Кај нив оптоварувањата од објектот се пренесуваат главно во хоризонтален правец по лакот на браната. Затоа, посебно внимание се посветува и на анализа на стабилноста на карпестата основа во **боквите на браната**, што како проблем е посебно нагласен по ломот кај браната „Мапласе“ наведен во поглавјето 1.

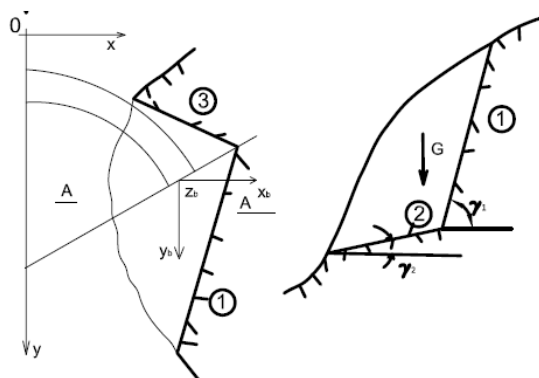
Стабилноста на страните од профилот на кој се наслонува лачната брана, најчесто во прва фаза, се испитува со примена на методот на Лонд, почетно разработен во 1969 год.

Според оваа метода се разгледува стабилноста на клинови од карпеста маса, ограничени со три рамнини и со површината на теренот (Слика 21.22).

На Сликата 21.23 е прикажан клинот во пресек со силите, кои дејствуваат на него. Рамнините 1 и 2, со кои е ограничен клинот, се рамнини на лизгање, а рамнината 3 е рамнина на отцепување. Пресекот на рамнините 1 и 2 ја дава линијата на лизгање t .



Слика 21.22 Приказ на кинематски услови за лом, според методата на Лонд, за блок ограничен со три пукнатини (1, 2 и 3).



Слика 21.23 Приказ на блоковите во хоризонтален пресек на одредена кота (лево) и по вертикала (десно)

Рамнините 1, 2 и 3 се определени од надворешните нормали \vec{n}_i ($i = 1, 2, 3$). Рамнините на лизгање 1 и 2 се задаваат со агли γ_i, β_i , ($i = 1, 2$). Агли β_i се агли што, овие рамнини ги заклапаат со оската x , а агли γ_i се агли што, овие рамнини ги заклапаат со хоризонталата. Отчитувањата на агли γ_i и β_i се вршат спрема конвекцијата прикажана на сликата. Всушност, во анализата се прикажуваат падните елементи на овие пукнатини според мерења на нивните елементи на пад. Силите што дејствуваат на клинот се:

X_b, Y_b, Z_b – компоненти по x, y и z на вкупната сила што се предава од браната на клинот;

U_1, U_2, U_3 – вкупни сили од потисокот на водата што дејствуваат на рамнините од клинот 1, 2 и 3;

G – сопствена тежина на клинот;

S_x, S_y, S_z – компоненти од сеизмичката инерцијална сила што се јавува во масата на клинот (сеизмичките сили од браната се влезени во силите X_b, Y_b, Z_b).

Од понапред наведените сили се одредува резултантата \vec{R} , чии компоненти по x, y и z се:

$$R_x = X_b - \sum_{i=1}^3 \ell_i U_i + S_x$$

$$R_y = Y_b - \sum_{i=1}^3 m_i U_i + S_y$$

$$R_z = Z_b + G - \sum_{i=1}^3 n_i U_i + S_z$$

Каде што се: ℓ_i, m_i, n_i ($i=1, 2, 3$), косинуси на смерните агли на нормалите кон рамнините 1, 2 и 3.

Резултантата \vec{R} се разлага на три компоненти. N_1 и N_2 и T се определуваат од системот на равенки:

$$\ell_1 N_1 + \ell_2 N_2 + \ell_t T = R_x$$

$$m_1 N_1 + m_2 N_2 + m_t T = R_y$$

$$n_1 N_1 + n_2 N_2 + n_t T = R_z$$

Каде што се:

$$\ell_i = \sin \beta_i \sin \gamma_i$$

$$m_i = -\cos \beta_i \sin \gamma_i$$

$$n_i = \cos \gamma_i$$

$$i = (1, 2,)$$

$$\ell_t = \frac{1}{M} \begin{vmatrix} n_1 & m_1 \\ n_2 & m_2 \end{vmatrix}; m_t = \frac{1}{M} \begin{vmatrix} \ell_1 & n_1 \\ \ell_2 & n_2 \end{vmatrix}; e_t = \frac{1}{M} \begin{vmatrix} m_1 & \ell_1 \\ m_2 & \ell_2 \end{vmatrix}$$

$$M = \left[\begin{vmatrix} n_1 & m_1 \\ n_2 & m_2 \end{vmatrix}^2 + \begin{vmatrix} \ell_1 & n_1 \\ \ell_2 & n_2 \end{vmatrix}^2 + \begin{vmatrix} m_1 & \ell_1 \\ m_2 & \ell_2 \end{vmatrix}^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

Во зависност од големината на компонентите N_1 и N_2 можат да настанат неколку карактеристични случаи:

Случај кога се $N_1 \geq 0$ и $N_2 \geq 0$

Во овој случај се јавува лизгање по рамнините 1 и 2. Ако се параметрите на смолкнување во овие рамнини $f_i = \tan \varphi_i$ и c_i ($i = 1, 2$), тогаш коефициентот на сигурност при лизгање на блокот (клинот) е:

$$k = \frac{\sum_{i=1}^2 (N_i f_i + C_i A_i)}{T}$$

Каде што: A_i – површина на рамнините на лизгање ($i = 1, 2$)

- **Случај кога е $N_1 > 0$, а $N_2 < 0$**

Во овој случај блокот (клинот) лизга по рамнината 1, со отцепување од рамнината 2.

- **Случај кога е $N_1 < 0$, а $N_2 > 0$**

Во овој случај блокот (клинот) лизга по рамнината 2, со отцепување од рамнината 1. За горните 2 случаи коефициентот на сигурност при лизгање се определува од изразот:

$$K_i = \frac{R f_i \cos \beta_i + C_i A_i}{R \sin \beta_i}$$

Каде што се:

$$R = \sqrt{R_x^2 + R_y^2 + R_z^2}$$

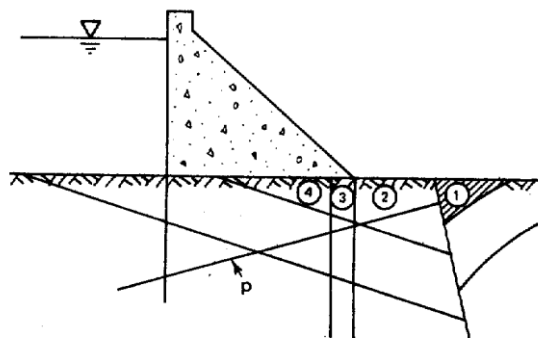
$$\cos \beta_i = \frac{\ell_R \ell_i + m_R m_i + n_R n_i}{R}$$

$$\sin \beta_i = \sqrt{1 - \cos^2 \beta_i}$$

$$\ell_R = \frac{R_x}{R}; m_R = \frac{R_y}{R}; n_R = \frac{R_z}{R}$$

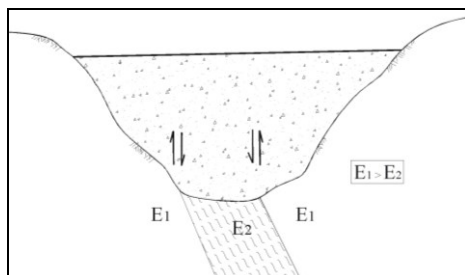
$$i = (1, 2)$$

Во горните изрази изразот $i=1$ се зема за случајот (б), а $i=2$ за случајот (а). Треба да се истакне дека методот на Лонд може да се модифицира делумно и со употреба на методата на **клучен блок**, а претпоставените клинови во реалноста да се престават со конкретни мерени елементи на пад на пукнатините. Еден пример за дефинирање на еден клучен блок кај гравитациска бетонска брана е прикажан на Сликата 21.24.



Слика 21.24 Приказ на клучен блок (1), чие поместување може да предизвика натамошен развој на лом по рамнини на блоковите 2, 3 и 4 (Годман и Ген Ху Ши, 1985)

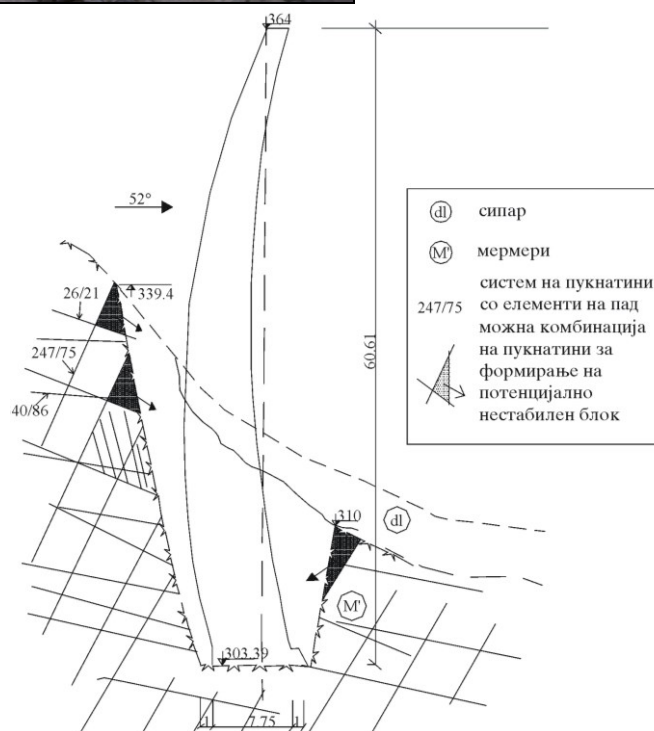
Друг проблем кој може да биде значаен е можноста за **појава на нерамномерни деформации** на темелната основа поради постоење на зони со драстично различни вредности на модулите на деформации (Слика 21.25, Слика 21.26 и Слика 21.27).



Слика 21.25 Приказ на нерамномерно деформирање на лачна брана, фундирана на различни геотехнички средини со различни модули на еластичност ($E_1 > E_2$).



Слика 21.26 „Птичја” перспектива на изведен ископ за лачната брана „Света Петка” (во ископот се забележуваат потемни кафеавкасти нијанси на послаб карпест масив по некои поголеми пукнатини и раседи)



Слика 21.27 Проектиран ископ за лачната брана „Света Петка” на реката Треска, со приказ на потенцијално нестабилни блокови за кои е потребно осигурување во фаза на ископ

Во секој случај, од изведбен аспект, за осигурување на стабилноста на ископот и објектот, самиот темелен ископ треба да се подготвува исклучително внимателно и прецизно, а дното на ископот пред бетонирање треба да биде идеално чист за да се оствари добар контакт на бетонот и карпестата маса.

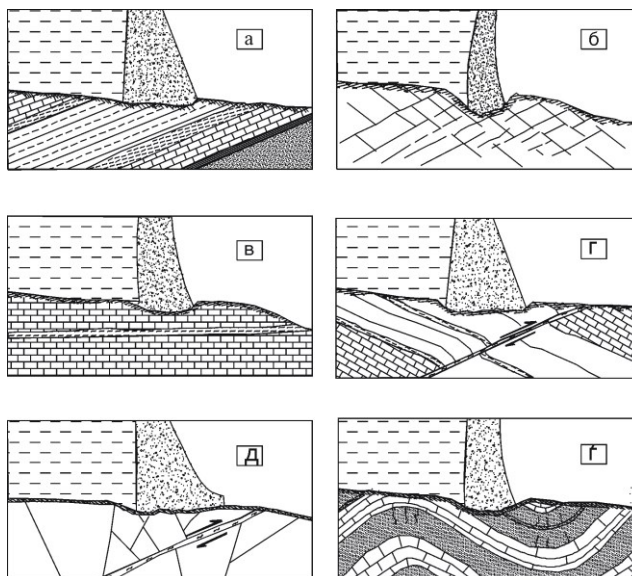
Затоа, кај секој објект од ваков карактер мора да се изврши интегрална анализа на сите геолошки карактеристики во зоната на фундаирање, посебно кога има различни геолошки услови за потенцијална нестабилност на подлогата. Тука треба да се набројат можностите за смолкнување по површината на: различни литолошки средини, набрани терени, раседи, неповолна комбинација на пукнатински системи и слично (Слика 21.28).

Случајот на Сликата 21.28-а е карактеристичен бидејќи во зоната на влијание од браната се застапени коси слоеви со различна јакост на смолкнување, што може да е предиспозиција за смолкнување по некој од послабите контакти. На Сликата 21.28-б, пак, е прикажан испукан карпест масив со два системи на пукнатини, кои формираат потенцијално нестабилни клинови.

На Сликата 21.28-в е прикажан масив со хоризонтални варовнички слоеви, каде што, по некои од меѓуслојните пукнатини, е застапен заглинет дел со ниска јакост на смолкнување, додека на Сликата 21.28-г е прикажан пример на реверсен расед во слоевити карпести маси, кој има влијание како потенцијална зона за смолкнување.

На Сликата 21.28-д е прикажан, исто така, реверсен расед во испукан карпест масив, каде што, по раседната зона, е застапена и глина.

На крајот, на Сликата 21.28-е е прикажан случај на набрани слоеви, каде што во зоната на фундаирањето е можно смолкнување по синклиналниот дел.

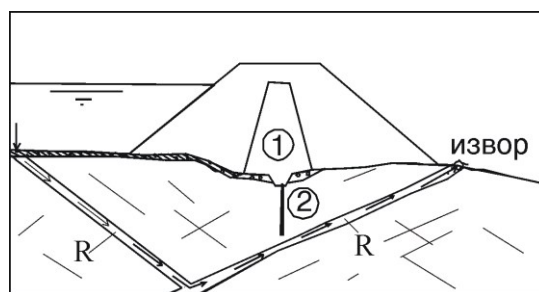


Слика 21.28 Некои случаи на геолошки структури, кои можат да влијаат на стабилноста на подлогата на гравитациски и на лачни бетонски брани

Ова се само некои од можните случаи, каде што е потребна внимателна анализа на геолошките услови во зона на фундарање.

Кај насипните брани, деформабилноста на подлогата не е толку значајна, бидејќи оптоварувањата обично се пренесуваат на големи површини и не е изразен ефект на нивна концентрација. Кај нив е потребно да се изврши добра композиција на материјалите во телото на браната за да се намали ефектот на хидростатичките и хидродинамичките сили, со цел да се избегне суфозија на некој од контактите, што може да е критично за нивното однесување во текот на времето.

Понекогаш, можат да се појават „**неочекувани**“ појави на извори низводно од браната, што може да е резултат на неповолна комбинација на поголеми геолошки структури, кои се водопропустливи (Слика 21.29).



Слика 21.29 Појава на извор под телото на браната поради инфилтрација на вода од акумулацијата по раседни структури (R) под глиненото јадро (1) и инјекциската завеса (2)

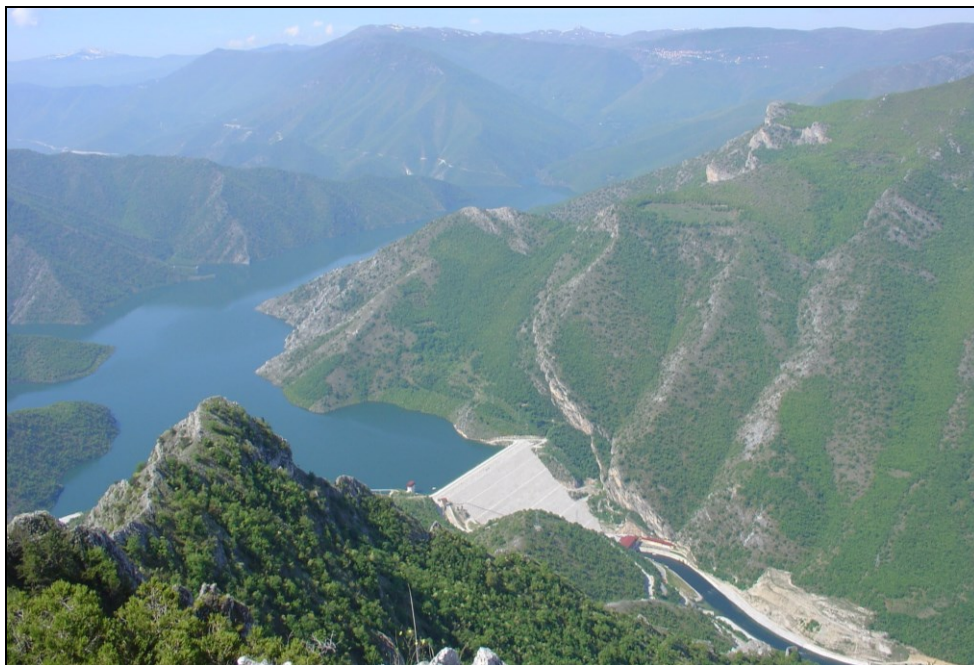
При истражување и проектирање на браните најголемо внимание се посветува на преградното место, но никако не смее да се занемарат можните проблеми во **акумулацискиот простор**. Тука е најзначајно да се познаваат можностите за **загуба на вода** од акумулацијата кон некој соседен слив, одосно да се познава **вододржливоста** на теренот во акумулација.

Многу се значајни проблемите на **стабилноста на падините на акумулацијата** пред првото полнење и при состојби на нагло полнење и празнење.

Во поглед на значењето на стабилноста на бреговите во акумулација, многу поучен е примерот на акумулацискиот простор за браната „Вајонт“ во Италија, опишан во поглавјето 1.

Внимание се посветува и на **можноста на пополнување на акумулацискиот простор со нанос**, можни влијанија на акумулираната вода врз **околната средина** и друго.

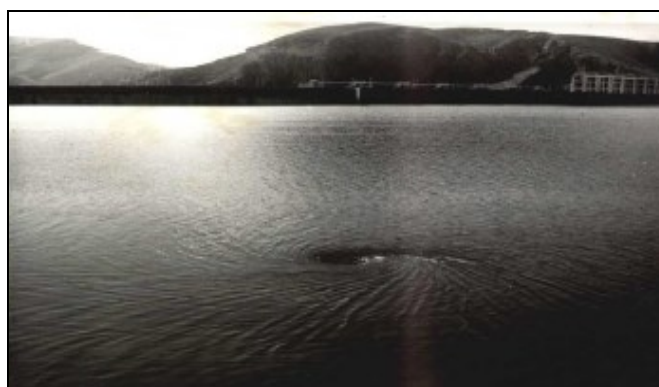
Ова произлегува од фактот што со акумулацијата се зафаќаат значајни простори, каде што целосно се менува природниот амбиент по полнењето со вода (Слика 21.30).



Слика 21.30 Поглед кон акумулација за браната „Козјак“ на реката Треска (фотографија од Бл. Маркоски)

Проблемите на загуби на вода од акумулациониот простор понекогаш можат да имаат и енергетско значење, бидејќи се познати случаи на загуби, кои достигнуваат и до неколку десетици метри кубни во секунда.

На пример, кај браната **Кебан** во Турција загубите изнесувале над **26 m³/s** (Слика 21.31).



Слика 21.31 Поглед кон зона на загуби на вода од акумулацијата Кебан, Турција, со создавање на вртлог, поради понирање на водата во акумулационен басен (фотографија од Ахмет Сагламер)

Кај системот на акумулации во Никшичкото Поле, Р Црна Гора, составен од браните: **Крупац, Слано, Вртац и Сливље**, вкупниот капацитет на понорите бил и над **150 m³/s**. Кај овие акумулации, поради заштита од загубите, се вршени повеќефазни санации со инјектирање, за кои се дадени средства што ја надминуваат почетната цена за градба на браните. Кај нас, познати се случаи на константни загуби од околу **2 m³/s** кај браната **Шпилје**, а при појава на понори во акумулацискиот простор за браната **Маврово**, имало загуби на вода и над **9,5 m³/s**. Затоа, кога со истражувањата ќе се утврдат можности за големи загуби на вода од акумулацискиот простор, пред фаза на полнење на акумулацијата се применуваат опсежни технички мерки за обложување со прскан бетон и други мерки за заштита на бреговите (Слика 21.32).



Слика 21.32 Заштита од идни загуби на вода на голем дел од акумулацискиот простор на браната „Ц’нков камен” – Р Бугарија, со примена на анкерисување, прскан бетон, берми и други технички мерки

Од овие причини, полнењето на акумулацискиот простор кај поголемите брани се врши по пропишана програма и режим на полнење, со цел да се следи однесувањето на теренот. Врз основа на резултатите од следењето, по потреба се преземат и технички мерки за санација и за намалување на загубите.

Сето ова укажува дека инженерската механика на карпи, заедно со хидротехничкото и конструкторското инженерство е всушност во нерасклинлива врска и е неопходна за разрешување на најтешки проблеми во практиката.

УСЛОВИ ЗА ИЗВЕДБА НА МОСТОВИ И ВИЈАДУКТИ

Мостовските конструкции и вијадуктите се исто така многу специфични објекти, бидејќи нивната локација е, пред сè, определена од трасата на линиските објекти. Ова значи дека со нив често се јавува потреба да се премостат: стрмни долини, големи водени површини, нестабилни зони и слично. При тоа, изведените конструкции понекогаш се вистински ремек-дела на градителството.

При тоа, начинот на нивно фундаирање е често пресуден за изведба. Се смета дека кога објектот „ќе излезе“ од темелите, колку и да е комплициран, понатаму изведбата е полесна. Тука е добро да се истакне девизата на прочуениот Карл Терцаги, дека темелите се „сираци на објектот“, иако понекогаш темелните конструкции се посложени од конструкцијата.

За да се согледа сложеноста на проблематиката, неколку примери за специфични мостовски конструкции се прикажани на следните слики.



Слика 21.33 Поглед кон Мелнички мост – Дебар, преку акумулацијата Шпилје – пример за сложени услови на фундаирање поради појави на одронување на гипсни наслаги, кои се склони кон хемиско растворање и карстификација, појава на езерска абразија, како и постоење на активен расед на десниот брег со доминантно хоризонтално поместување



Слика 21.34 Одронување на блок во близина на Мелничкиот мост – Дебар, поради сложена комбинација на неповолни пукнатински системи, хемиско растворање и карстификација во гипсни наслаги и езерска абразија



Слика 21.35 Поглед кон крајбрежен столб на Мелнички мост по заштита со насип и инекциони зафати (во заднината е видлива лузната од одронот)



Слика 21.36 Поглед кон мостот Здуње преку акумулацијата Козјак во фаза на изградба (горе) и во услови на оформена акумулација (долу), фундиран врз мермерни маси (преземено од Николовски и Иванов, 2013)



Слика 21.37 Поглед кон лачен мост M1-68D на автопатот Катланово – Велес, фундиран врз мермерни маси, со неповолни елементи на пад (фотографија од Т. Николовски, 2013)

На Сликата 21.38 е прикажана една мостовска конструкција во Австрија, фундирана врз распадната карпеста маса склона кон ползење, каде што се применети опсежни мерки за потпорни конструкции кај темелите.



Слика 21.38 Приказ на една мостовска конструкција, каде што само 20 % од вкупните трошоци за изведба се поврзани со површинскиот дел, додека 80 % за темели и потпорни конструкции (со одобрение на Х. Брандл)

АНАЛИЗА НА УСЛОВИ ЗА ИЗВЕДБА НА ОБЈЕКТИ НА ПОВРШИНА НА ТЕРЕН

За потребите на изведба на ваквите објекти, најчести проблеми што треба да се разрешат се:

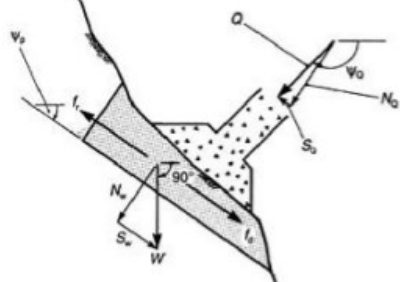
- одредување на дозволеното оптоварување, длабината на фундаирање, процена на слегнувањата и др.;
- дефинирање на отпорот и технологијата за ископ;
- анализа на глобалната стабилност на теренот при различни статички, хидростатички, хидродинамички, земјотресни и други влијанија;
- заштита на темелната јама во фаза на ископ од нестабилности, влијанија на подземни води, потреба од подобрување на подлогата за фундаирање и др.

Сите услови за изведба се проектираат во зависност на: геолошките и геотехничките својства на карпестите маси, типот на темелната конструкција, потребната длабина за фундаирање на објектот и лимитирачките фактори од околниот простор. Често се случува и кај ист објект, во зависност од инженерскогеолошките услови за фундаирање, да има потреба од неколку видови темелни конструкции на теренот (Слика 21.39).



Слика 21.39 Инженерскогеолошки профил за мост преку Киселичка Река од автопатско решение за Коридорот К8 од Крива Паланка кон Деве Баир, како основа за избор на тип на фундаирање на мостот.

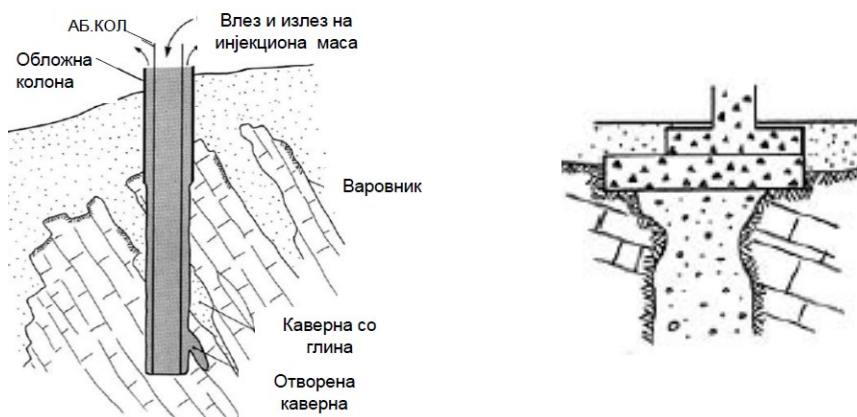
Примерот укажува дека во зависност од геолошката градба треба да се избере соодветен систем на плитко или длабоко фундаирање на мостовските столбови. Ова произлегува од фактот што за мостови со конзолна конструкција, која се изведува со големи распони, не е дозволено да има диференцијални слегнувања. Тогаш, најдобро е, столбовите да се фундаираат врз цврста карпеста средина. Од друга страна, и при услови за плитко фундаирање, можни се голем број на проблеми, поврзани со кинематските услови за лом при постоење на неповолно ориентирани пукнатини или различно деформабилни слоеви во карпестата маса, кои можат да предизвикаат смолкнување или слегнувања (Слика 21.40 и Слика 21.41).



Слика 21.40 Анализа на сили, кои влијаат кај темел на лачен мост со трансформација на силите на смолкнување (S) и нормалните сили (N), врз основа на падот на теренот

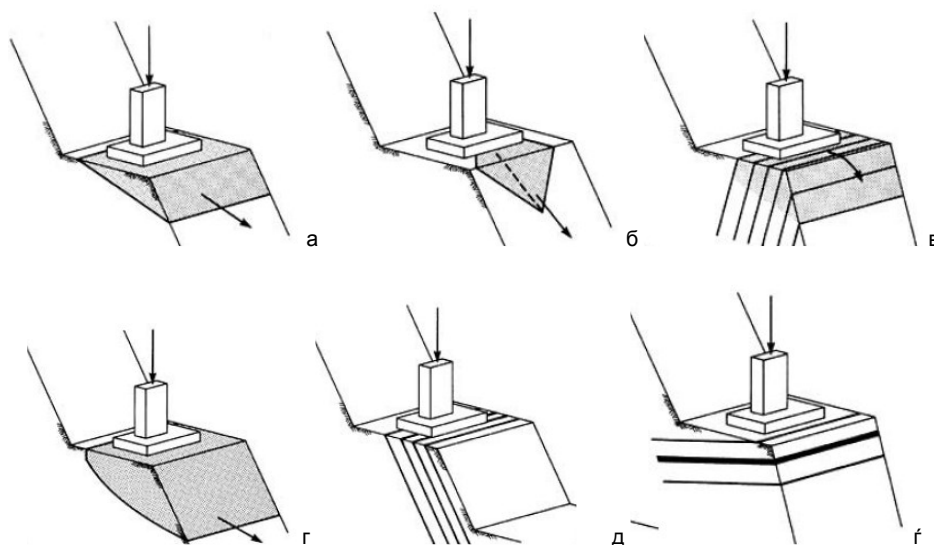
Вообичаено, по анализа на кинематските услови за лом, треба да следи аналитичка процедура за: проверка на стабилноста, носивоста или слегнувањата, според некоја од методите прикажани соодветно во поглавјата 15 и 16.

Посебно се проблематични случаи на фундаирање кај карстифицирани терени и растворливи карпи, особено ако се под дејство на подземни и на површински води. За вакви случаи, во самата фаза на градба се можни прилагодувања на решенијата, а неколку можни опции за фундаирање се прикажани на Слика 21.40:



Слика 21.41 Случаи на вградување на темел преку претходновградена колона (лево), и кога темелот е изведен со две плочи за премостување на каверна (десно), делумно изменето од кај Вили, 1999

За темели кај мостови, обично е потребна и геометриска конверзија на силите, кои дејствуваат на карпестата маса, по што се анализира можноста за лом (Слика 21.42).



Слика 21.42 Влијание на елементи на пад на оснивни геолошки структури врз кинематски услови за лом или слегнувања кај мостовски столбови, кои се плитко фундирани: а - услови за планарен лом, б - услови за клиновиден лом, в - услови за лом со превртување, г - услови за кружноцилиндричен лом, д - услови за лом со прекршување, е - стабилан ископ; но слојот со голема стисливост може да предизвика зголемени слегнувања (слој со темна боја), делумно изменето од кај Вили, 1999

Очигледно е дека најсложени услови можат да се очекуваат кај карстифицираните терени. Кај нив треба да се посвети исклучително големо внимание во фазата на истражување за да се избегнат некои драстично тешки последици во фаза на изведба. Сепак, треба да се укаже дека поради тешко предвидливото протегање на карстните феномени во длабина, секогаш се можни одредени изненадувања.

Кај мостовските конструкции се можни и одредени специфични аспекти, како што се: агресивност на водата кон бетонот и челикот, можност за ерозија и потокопување на столбовите од водата или на самите брегови, појава на одрони што би можеле да ја загрозат конструкцијата и слично (Слика 21.35).

Кај столбовите што се фундирани во морска средина, има и интересни случаи, каде што морски полжави или школки се зафаќаат на мостовските столбови. Доколку агрегатот е од карбонатен состав, го користат и го раствораат за надградба на нивните скелети. Со тоа може да дојде и до целосно ослабување на мостовската конструкција.

Од овие причини е очигледно мноштвото на проблеми, кои можат да се појават кај објектите од ваков карактер, при што условите понекогаш налагаат примена на различни технички мерки за подобрување или за санација на подлогата за фундарање.

ПРИМЕНА НА МЕХАНИКАТА НА КАРПИТЕ КАЈ ПОВРШИНСКИ КОПОВИ И КАМЕНОЛОМИ

Проектирањето на површинските копови и каменоломи не е можно без детално познавање на инженерскогеолошките услови. Често, кај овие објекти има масивни ископувања, кои ги вградуваат во едни од најголемите инженерски објекти воопшто, каде што се среќаваат сите значајни проблеми во механиката на карпи, од проблеми со: стабилноста, влијанието на подземни води, големите промени во напонската состојба со ископот, концентрациите на напрегања и слично (Слика 21. 43).



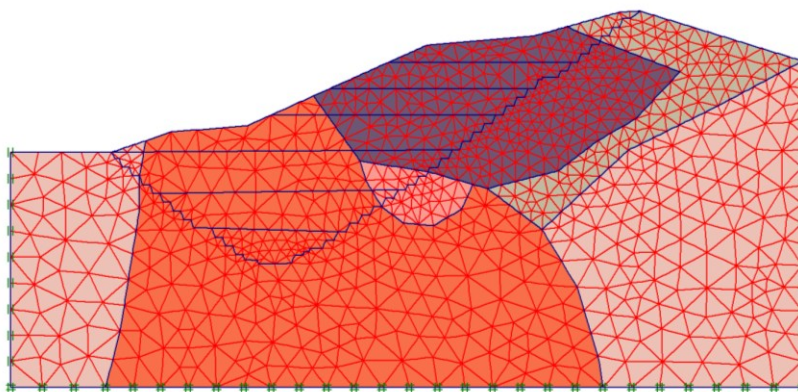
Слика 21.43 Примери за длабоки површински копови: Источна косина на површинскиот коп „Чинкуакамата“ во Чиле со: должина 4 км, ширина 3 км и длабина околу 1 км (лево) и површински коп за бакар „Бучим“ – Радовиш, со длабина до околу 250 м (десно)

Кај овие објекти, особено е тешко да се дефинира на соодветен начин стабилноста на карпестата маса во текот на ископот, а посебно и во фаза на подолготрајна стабилност. Затоа е потребно да се избере соодветна технологија на ископ, да се дефинираат: условите за заштита од подземните води, условите за товарење и транспорт, заемно дејство на карпестата маса и вградените материјали, влијанијата на работните операции врз природната средина во фаза на ископ и по ископ. Кај големите и длабоките површински ископи е значајно да се прогнозира влијанието на масовните минирања врз стабилноста на завршните и работните косини и на соседните објекти (Слика 21. 44).



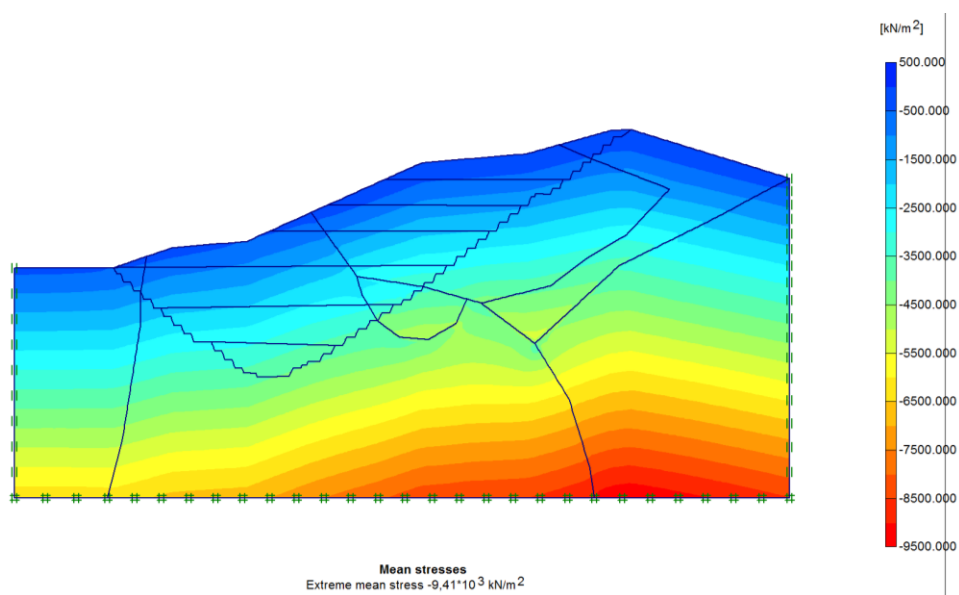
Слика 21.44 Масовно минирање на површинскиот коп за железо и никел „Ржаново“ – Кавадаречко

При проектирањето и изведбата на вакви длабоки ископи е потребна примена на целосно знаење на сите области во механиката на карпите во корелација со рударското инженерство, при што проблемите на стабилноста, зависно дали се работи за т.н. работни и завршни косини, можат да се вршат со методи на гранична рамнотежа, но и со нумерички методи (од Сликата 21.45 до Сликата 21.47).

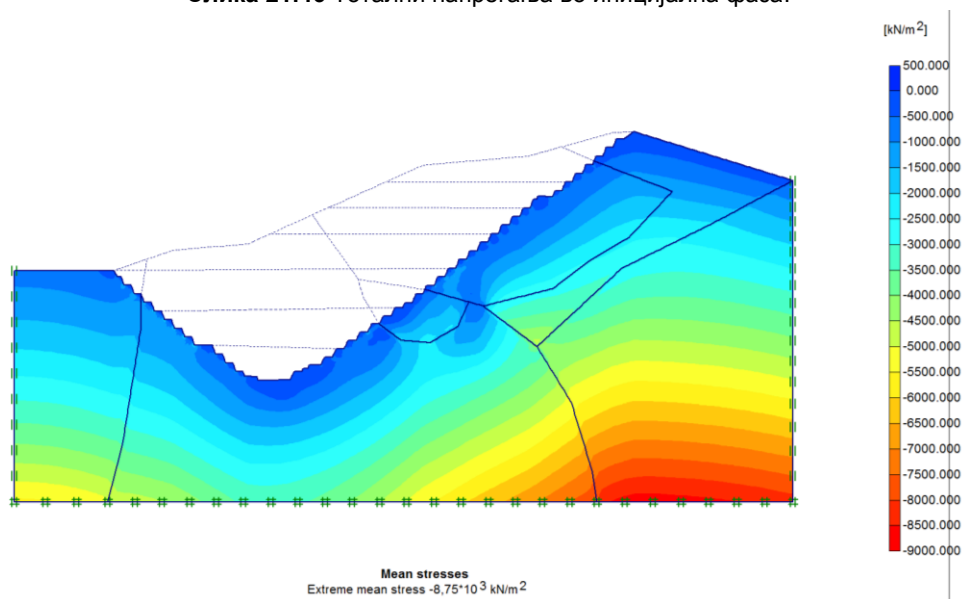


Слика 21.45 Дискретизација на профил од површински коп во фаза на проектирање – Иловица, Струмичко, со метод на конечни елементи

Од сликите се гледа дека процесот на изведба на косините (копот) треба да се симулира во повеќе фази, како што се: иницијална состојба на напрегања во масивот пред ископ; фаза со ископ на материјалот; состојба на завршни косини и друго.

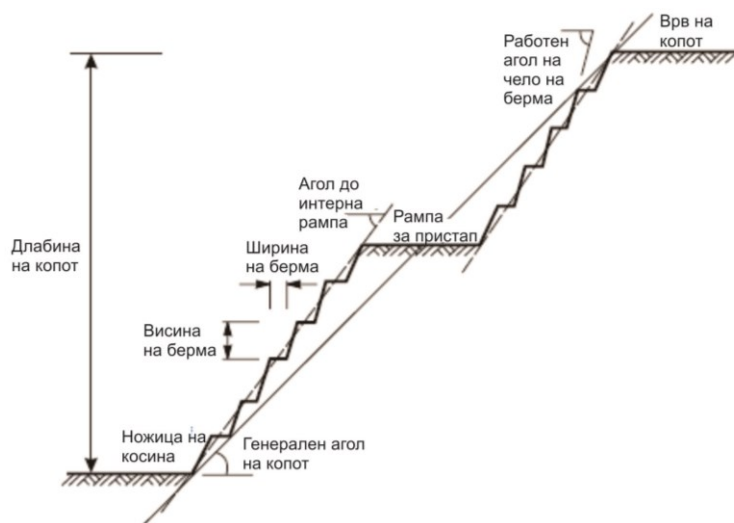


Слика 21.46 Тотални напрегања во иницијална фаза.



Слика 21.47 Тотални напрегања во крајна фаза на ископ.

По соодветната постапка наречена редукција ϕ -с може да се добие и факторот на сигурност против лом, при тоа, задоволувајќи услови за изведба на пристапни рампи, берми и слично, кои се основните геоморфолошки елементи кај еден површински коп, а се прикажани на Сликата 21.48.



Слика 21.48 Основни елементи за дефинирање на геометријата кај еден површински коп

Сите анализи мораат да бидат поткрепени со континуиран мониторинг, со цел да не се дојде до состојба на глобален лом, бидејќи секоја таква појава доведува до долготрајни застои и големи ризици по механизацијата и на работната сила.

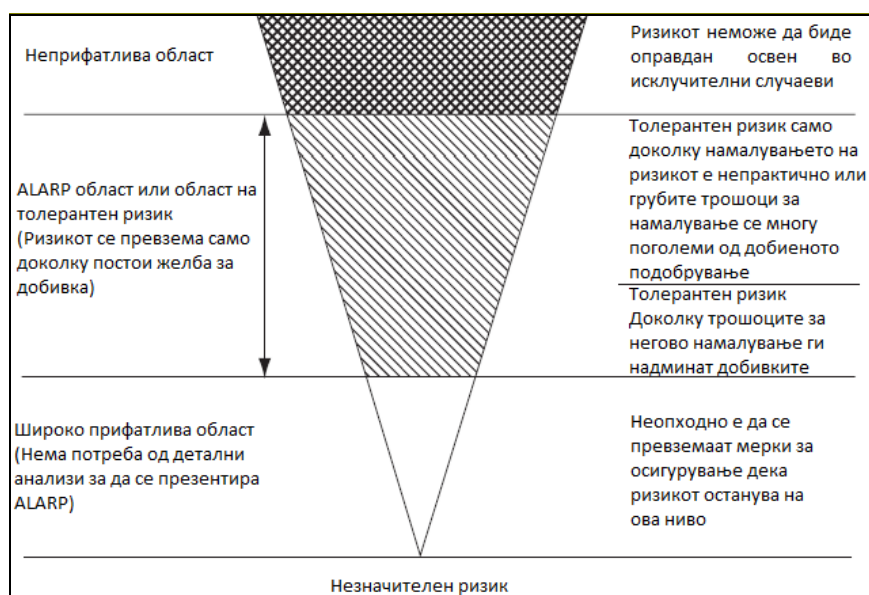
Во овој контекст, во рамките на ова поглавје, се прикажани и некои поставки за дефинирање на т.н. прифатливо ниво на ризик кај основните видови објекти.

ОПШТО ЗА ДЕФИНИРАЊЕ НА ПРИФАТЛИВО НИВО НА РИЗИК

Според прикажаните примери, јасно е дека инженерските работи се проследени и со голем број ризици, кои ја следи нивната изведба. Во практиката е зацврстен ставот дека сите ризици не можат да се елиминираат докрај, но дека е можно да се дефинира одредено ниво на т.н. **прифатлив** ризик. Во светската литература можат да се пронајдат податоци за различни методологии за анализа на ваквите проблеми, како на пример:

- концепт наречен ALARP (од англ. As Low As Reasonably Practicable – најниско можно ниво на ризик колку што е практично разумно);
- ALARA (англ. As Low As Reasonably Achievable – најниско можно ниво што е разумно достижно);
- BACT (англ. Best Available Control Technology – најдобра достапна технологија за контрола);
- RACT (англ. Reasonably Achievable Control Technology – разумно достапна технологија за контрола).

За проблеми во инженерската механика на карпи најчесто се применува концептот ALARP. Идејата е зачната во Велика Британија од Агенцијата за здравство и безбедност, а нејзината суштина е прикажана на Сликата 21.48.



Слика 21.49 Концепт на толерантност на ризик според Агенцијата за здравство и безбедност на Велика Британија

Од сликата се согледува дека постојат три главни нивоа на ризик и тоа:

- Ако ризикот е неприфатлив, тој мора да биде избегнат или редуциран, независно од добивката, освен во исклучителни околности.
- Доколку ризикот падне во ALARP или толерантниот регион, тогаш треба да се планира одредена инвестиција (трошок) за да се намали ризикот на одредено ниво, кое не мора да е најниско, но нема да предизвика значајни проблеми во функционирањето на градбата или објектот од една страна, а од друга страна нема да се вложат прекумерни трошоци.
- Трета опција е кај ниски и незначителни ризици.

Засновајќи се на овој концепт, Фел (1994) и Фел и Харфорд (1997) направиле обид да се прикажат можните прифатливи критериуми за заштита од свлечишта и одрони, кои се засновани на анализи од историски докази за одредени појави на нестабилности што ги доживеало населението во некој региони.

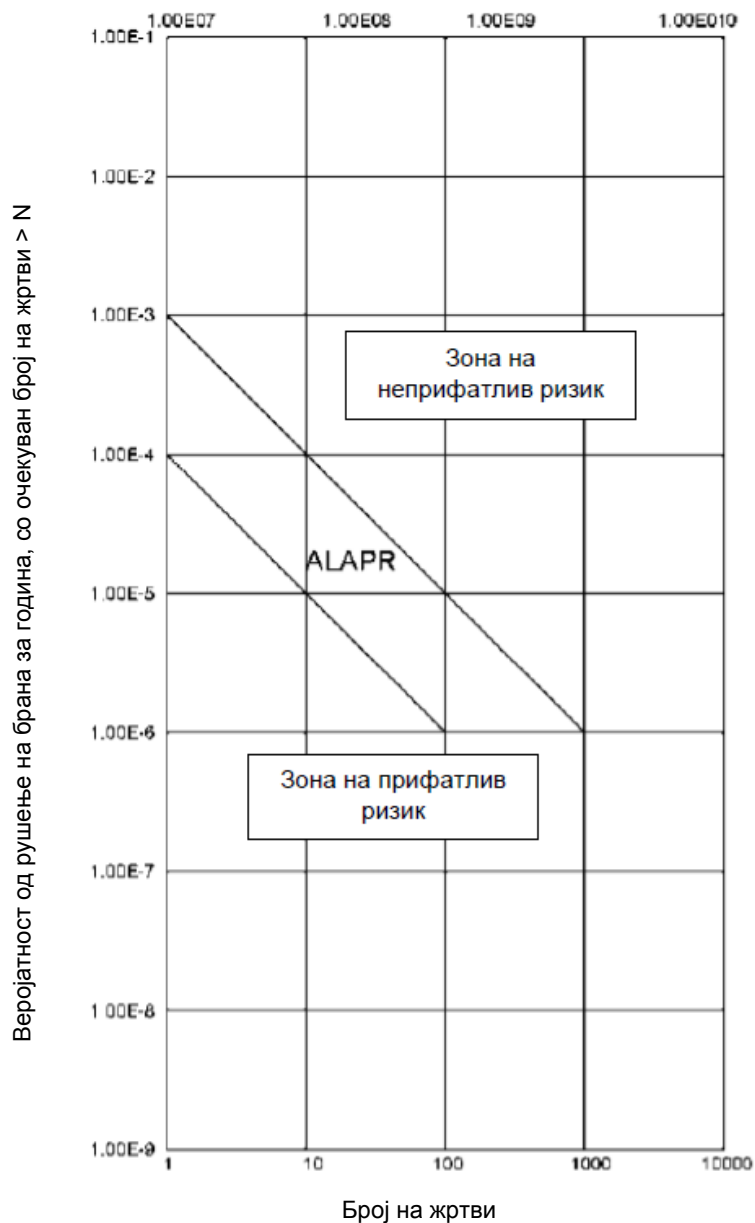
Податоци за препорачани вредности за различни видови на косини се прикажани во Табелата 21.1.

Табела 21.1 Можно ниво на толерантни индивидуални ризици, предизвикани од нестабилност на теренот (според Фел и Харфорд, 1997)

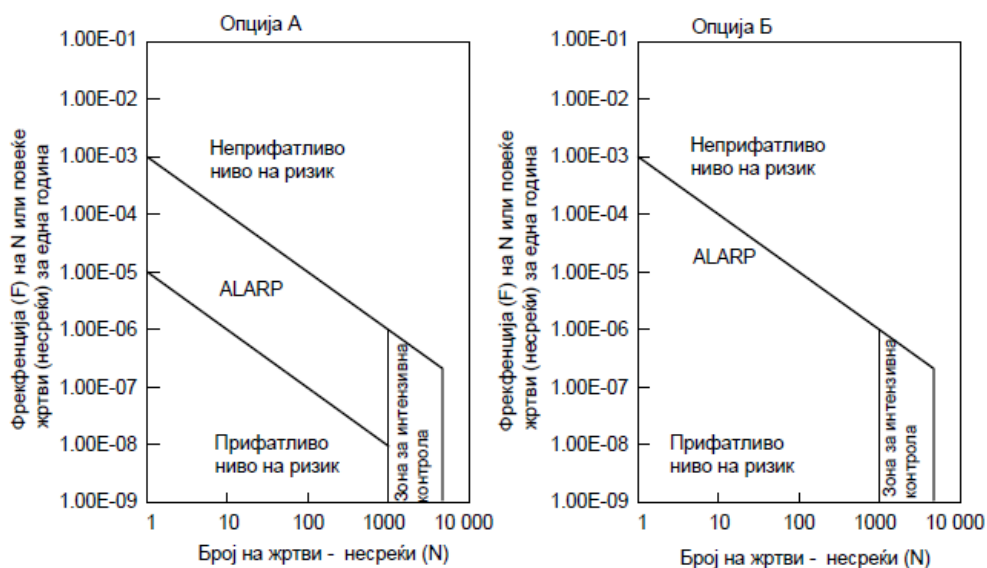
Видови косини	Предложен толерантен ризик за загуба на живот (за најзагрозено лице, на годишно ниво)
Природна падина	10^{-3}
Постоечка косина	10^{-4} до 10^{-6}
Нови косини	10^{-5} до 10^{-6}

АНАЛИЗА НА УСЛОВИ ЗА ИЗВЕДБА НА ОБЈЕКТИ НА ПОВРШИНА НА ТЕРЕН

На следните слики се прикажани концепти, кои презентираат во вид на криви за зависност на бројот на потенцијални жртви и веројатност или зачестеност на некоја појава кај различни објекти.



Слика 21.50 Приказ на постапка за дефинирање на ALARP-зона меѓу зона на прифатливо и неприфатливо ниво на ризик кај евентуални оштетувања кај брани(преземено од Ли и Џонс, 2004ш



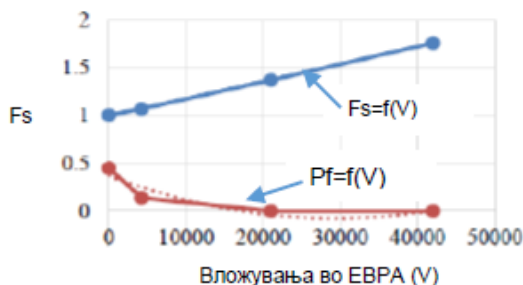
Слика 21.51 Приказ на варијанти за проценка на различни нивоа на ризик од одрони (преземено од Ли и Џонс, 2004).

Во принцип, за да се дојде до задоволително ниво на сигурност е потребно вршење на серии на техноекономски анализи, со кои се дефинираат потребните вложувања да се минимизира опасноста од одреден ризик. Тука може да помогне концептот прикажан во вид на корелативни зависимости меѓу износот на вложени средства и постигнатото намалување на потенцијалот за загуба на живот:

$$E_s = \frac{F_s(\text{san}) - F_s(\text{prir})}{F_s(\text{prir})} * 100(\%)$$

Каде што: E_s – ефект од применети заштитни мерки со зголемување на факторот на сигурност; $F_s(\text{san})$ – фактор на сигурност по примена на санациони или заштитни мерки; $F_s(\text{prir})$ – почетен фактор на сигурност во анализирана состојба без заштита.

Еден пример за анализа на случај на клиновиден лом, којшто го прикажува овој концепт, е прикажан на Сликата 21.52.



Слика 21.52 Корелативна зависност меѓу вложени средства (V) и влијание врз зголемување на фактор на сигурност (Fs), како и намалување на веројатност на лом (Pf) за една косина на пат за брана Света Петка (Јовановски, Пешевски и др. 2017)

АНАЛИЗА НА УСЛОВИ ЗА ИЗВЕДБА НА ОБЈЕКТИ НА ПОВРШИНА НА ТЕРЕН

Целта е да се дојде до препорачана вредност на факторот на сигурност и намалување на веројатноста на лом. Одредени препораки за вредности на дозволена веројатност на лом за различни ископи се прикажани во Табелата 21.2, а одредени препораки до кое ниво на безбедност може да се оди кај косини од сообраќајна инфраструктура се прикажани на Сликата 21.53.

Табела 21.2 Приказ на дозволени вредности на веројатност на лом во проценти, според различни автори (модифицирано според Гибсон 2011)

Објект	Сјоберг	Шмелман	Потхитос	Кирстен	Пешевски и др., 2018
Берма	10	12	10-50	20 до 50	10 до 25
Пристапна рампа	1 до 2	8 до 10	1 до 3	5 до 10	3 до 8
Генерална косина	0.3	<8	1 до 3	1.5 до 5	1 до 3



Слика 21.53 Дијаграми со области на различни нивоа на фактор на сигурност и веројатност на лом: NA – неприфатлива област; CA – условноприфатлива област; A – прифатлива област; BA – широко прифатлива област (Пешевски и др. 2018)

Како краен заклучок од овој дел, јасно е дека во механиката на карпи ова е едно од клучните фактори со кое се тежнее да се доведе секој објект во дозволено ниво на ризик, при тоа, задоволувајќи ги критериумите за сигурност и најприфатливо економски решение, кое не треба да е секогаш најевтиното, туку она што обезбедува оптимум на мерки кај секој конкретен случај.

ОПШТО ЗА СПЕЦИЈАЛНИ ТЕХНИКИ НА МИНИРАЊЕ

При изведување на ископи од различен карактер кај: површинските копови, тунели, засеци, темели и др., доколку се работи неконтролирано, посебно при минирање, се создаваат сеизмички потреси и дополнителни механички оштетувања на карпите. Од теоријата за ширење на сеизмички бранови е познато дека околу одредена минска дупнатина се создава зона на дробење во карпестата маса, до одредена длабина се пренесува во карпата (Слика 21.54).

Како резултат на минирањето се создаваат пукнатини, кои се шират во длабочината на карпестиот масив и доаѓа до нарушување на стабилноста на средината. Во тунелоградбата, при лошо минирање, се создава голем прекоп, кој

подоцна мора да се пополни со бетон. Така, покрај нарушување на стабилноста на ископот, се предизвикуваат и неповолни економски ефекти. Може да се каже дека при примена на несоодветни техники на ископ се јавува потреба и од зголемен обем на работи за подобрување на карпите.



Слика 21.54 Зона на дробење околу една минска дупнатина на пристапен пат за браната „Кнежево“ – Пробиштипско

Од овие причини, во практиката се користат поголем број методи на **контролирано** дејство на експлозијата. Со нивна примена се добиваат мазни површини на карпестата маса, без нејзино големо дополнително оштетување. Овие методи добиле разни имиња, како што се: **контурно минирање** (анг. **perimeter blasting**), **мазно минирање** (анг. **smooth blasting**) и минирање со претходно создавање на пукнатини (**presplitting**).

Кај методот на мазно минирање минските полнења на контурниот ред на дупнатини се иницираат **подоцна** од полнењата, кои имаат улога да вршат основно дробење на карпата. Кај методот на претходно создавање пукнатини, експлозивните полнења на контурниот ред дупнатини се иницираат **порано** од дупнатините, кои имаат улога за основно дробење на карпата.

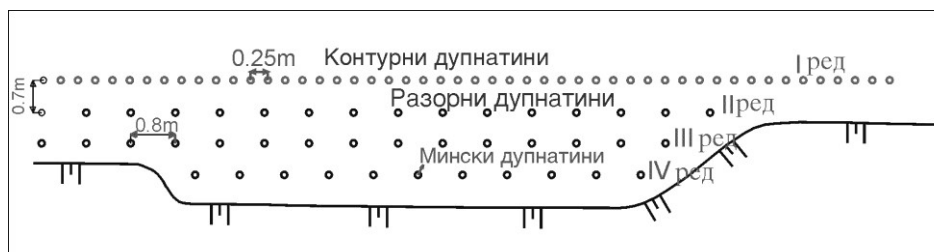
Методите на контролирано минирање прв пат почнале да се применуваат меѓу 1950 и 1960 година во Шведска и во САД. Со примена на овие методи на минирање се добиле мазни површини без оштетувања во длабината на карпестата маса, како и на површината.

Резултатите од минирањата на контурен ред мински дупнатини зависат од многу фактори и тоа: **видот на експлозивот, густината на полнењето, брзината на ширењето на брановите, растојанието меѓу дупнатините, дијаметарот на дупнатините, дијаметрот на патроните експлозив, распоредот и обликот на полнењето во рамнината што се минира** и др.

Основниот принцип на техниката на контурното минирање се состои во тоа што минските дупнатини со мал дијаметар се дупчат по проектираната контура на ископот на покосо растојание, додека останатите разорни и мински дупнатини се припремаат на поголеми растојанија во неколку редови (Слика 21.55).

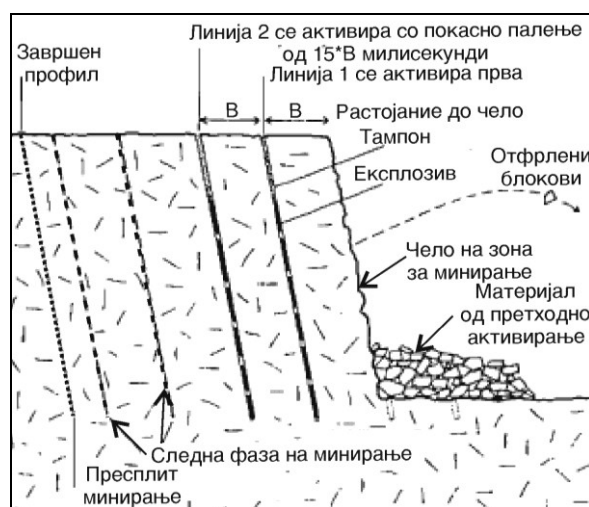
АНАЛИЗА НА УСЛОВИ ЗА ИЗВЕДБА НА ОБЈЕКТИ НА ПОВРШИНА НА ТЕРЕН

Контурните мински дупнатини се полнат со експлозив со помала разорна моќ, а меѓу сидот на дупнатината и патронот експлозив останува воздушен меѓупростор, кој се пополнува со прашина или останува празен.



Слика 21.55 Шема на контурно минирање примената за ископ на брана „Света Петка“ – Скопско.

Кај методата на **претходно создавање пукнатини**, експлозивните полнења на контурниот ред дупнатини се иницираат порано од дупнатините, кои имаат улога за основно дробење (Слика 21.56).



Слика 21.56 Приказ на пресплит-техника на минирање со основни забелешки околу параметрите на минирање кај отворени етажи

Реален изглед на добро и лошо изминирани карпести масиви е прикажан на Сликата 21.57. Од сликите е очигледна разликата во оштетувањата на карпестите маси со една или со друга техника на минирање, што укажува дека секогаш кога е можно, треба да се тежнее да се применуваат постапките на контролирано минирање.

Значајно е да се спомне дека зачувувањето на стабилноста на завршните контури на ископот зависи и од интервалот на забавување на електро-

детонаторите, кои се користат за иницирање на експлозивот и на другите параметри на дупчеките и минерските работи.



Слика 21.57 Мермери од ископ за темелна јама на браната „Св.Петка“, со техника на претходно создавање на пукнатини (лево) и мермери од пристапен пат за браната „Св.Петка“, изминирани со класична техника на минирање (десно)

За ориентациско согледување на интервалните вредности, во Табелата 21.3 се прикажани параметрите на дупчење и минирање за мазно минирање на површински ископи, за длабина на дупнатини од 10 m.

Табела 21.3 Основни елементи за мазно минирање на површински ископи

Дијаметар на дупнатина (mm)	Дијаметар на патрон од експлозив (mm)	Линија на најмал отпор (m)	Растојание на дупнатини (m)	Пробно полнење (kg)	Столбно полнење (kg/m)	Должина на чепот m
50	40	1.5	1.5	4.3	1.30	1.5
63	50	2.0	2.0	8.0	2.20	1.8
75	60	2.5	2.5	16.0	3.20	2.0
87	75	3.0	3.8	28.0	4.80	2.5
100	85	3.4	3.4	36.0	6.25	3.0

Релативно мазна и рамна површина на завршните контури на етажите на површина на терен може да се добие и со примена на методата на претходно создавање пукнатини. Со оваа постапка се создава една подолжна пукнатина

АНАЛИЗА НА УСЛОВИ ЗА ИЗВЕДБА НА ОБЈЕКТИ НА ПОВРШИНА НА ТЕРЕН

меѓу контурните дупнатини, која има улога да ја штити соседната карпеста маса од оштетување, а истовремено обезбедува рамна површина на карпата.

Во Табелата 21.4 се прикажани ориентациски параметри за методата на контурно минирање со претходно создавање пукнатини во карпи со различен коефициент на јакост. Иницирањето на контурните мински полнења се врши пред минските дупнатини за основното минирање. Обично се препорачува контурните мински полнења да се палат порано за 30-50 милисекунди во однос на останатите мински полнења.

Табела 21.4 Основни елементи за контролирано минирање со претходно создавање пукнатина

Коефициент на јакост на карпата f	Експлозивно полнење (kg/m) на дупнатина при одредено растојание меѓу дупнатините (m)				
	0.8-1.0	1.0-1.2	1.2-1.5	1.5-2.0	2.0-2.5
	Пречник на дупнатините, m				
	80-100	80-100	100	100-150	100-200
12-16	0.7	0.8	1.0	1.5	1.8
6-12	0.5	0.6	0.8	1.2	1.5
4-6	0.4	0.5	0.7	1.0	1.2

Покуси временски интервали на забавување можат да предизвикаат ширење на пукнатината зад главната контура, а подолги интервали на забавување во контурните мински дупнатини можат да ги прекинат главните мински полнења и така да ја нарушат целата технологија на минирање.

РАДИУС НА ОПАСНА ЗОНА ОД СЕИЗМИЧКО ДЕЈСТВО НА ЕКСПЛОЗИВОТ

Минирањата на површината предизвикуват осцилации и поместувања на карпестиот масив во зоната на влијание, што се манифестира како мал земјотрес. Ефектите од тие осцилации можат да бидат незабележливи или да се манифестираат како појава на помали или поголеми пукнатини и други оштетувања на околината и на градежните објекти. Со примена на контролирано минирање, влијанието кон блиските објекти се сведува во дозволените граници, а дејството се контролира преку неколку основни параметри. Тука најзначајни се радиусите за опасна зона околу експлозивното полнење. Параметри на радиусите за опасна зона се одредуваат со:

- радиус на опасна зона од расфрлање од миниран материјал:
 $R_m = 140 \times n \times \sqrt{W}$ (m')
- радиус на опасна зона од протегање бранови за луѓе:
 $R_l = 15 \times \sqrt{Q}$ (m')
- радиус на опасна зона од протегање бранови за објекти:
 $R_o = kv \times \sqrt{Q}$ (m')

Каде што е: W - линија на најмал отпор (m); $n=5-10$ е показател на дејство на експлозијата; Q е количина на вграден експлозив во минското поле; $kv = 5$ е коефициент на пропорционалност.

Трансферот на енергијата е во функција на карактеристиките на експлозивот и карактеристиките на карпестата маса, која го прима ударот од експлозивот. Овие карактеристики се дефинираат со т.н. акустична импеданца на масивот и на експлозивот. Енергијата што се пренесува е под влијание на факторот на импеданца, која се одредува со:

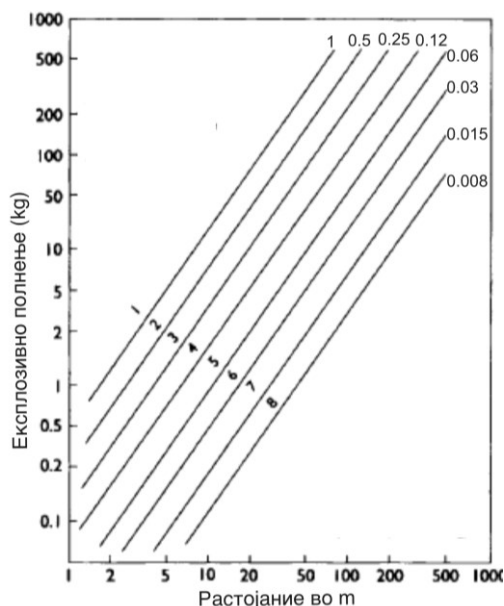
$$\eta_1 = 1 - \frac{(I_e - I_k)^2}{(I_e + I_k)^2}$$

Каде што се: η_1 - фактор на импеданца; I_e - акустична импеданца на експлозивот; I_k - акустична импеданца на карпата.

Акустичната импеданца на експлозивот е дефинирана како производ на неговата густина и брзината на детонација, а акустичната импеданца на карпата е дефинирана како производ од густината на карпата и брзината на протегање на надолжните еластични бранови низ карпата.

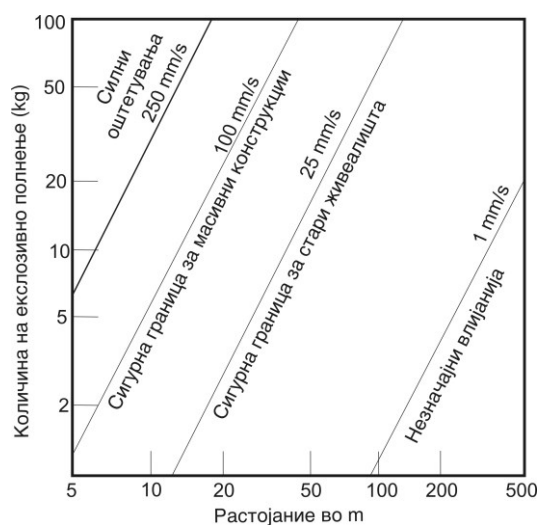
За регистрирање на осцилациите на карпестиот масив се користат вибрографи и магнетноелектрични осцилографи, кои се поставуваат по профилна линија во повеќе точки. Со помош на овие инструменти се регистрира брзината на придвижување и забрзувањето на честичките на теренот.

Во практиката се користат одредени зависимости за дефинирање на дозволени количини на експлозив и дозволени вибрации, кои не би предизвикале значајни оштетувања на објектите (Слика 21.58 и Слика 21.59).



Слика 21.58 Дијаграм за процена на можни појави на оштетувања во зависност од растојанието на објекти при одредено експлозивно полнење: 1 - појави на пукнатини во цврста карпа; 2 - појави на одрони 3 - појави на оштетувања и пукнатини во гранит; 4 - појави на пукнатини во глина; 5 - мали прснатини во гранит; 6 - незабележливи прснатини; 7 - нема појава на прснатини; 8 - локално отпаѓање на гипс од таваници

АНАЛИЗА НА УСЛОВИ ЗА ИЗВЕДБА НА ОБЈЕКТИ НА ПОВРШИНА НА ТЕРЕН



Слика 21.59 Дијаграм за процена на ефекти од потрес и големини на вибрации во зависност од количина на експлозивно полнење

Анализите на радиусите на опасни зони се посебно значајни кога се планира минирање во близина на изведени објекти. Во вакви случаи, се применуваат различни специфични проектни решенија за заштита на објектите (Слика 21.59).



Слика 21.60 Еден начин на заштита на објект од евентуално отфрлени парчиња од карпа за случај на правење ископ со минирање во непосредна близина

Од прикажаните примери можат да се согледаат предностите при примената на методите на контролирано минирање во однос на класичните методи, кои се состојат во следново:

- Се чува стабилноста кај завршните контури на етажите и косините на ископот;
- Се смалува создавањето и ширењето на пукнатини во внатрешниот дел на карпестиот масив и се сведува на минимум намалувањето на механичките својства на масивот;
- Се снижуваат сеизмичките потреси;
- Се добива рамна и мазна површина на завршната контура;
- Се подобрува степенот на дробење на одминираниот карпеста маса;
- Комплетно се смалуваат производно-економските трошоци.

Во оваа смисла, современите барања за градба и посебно барањата за минимални оштетувања на природната средина, сè повеќе налагаат примена на ваквите техники. При тоа, треба да се знае дека почетните вложувања за ваков начин на минирање се поголеми, но долгорочно гледано, ефектите се далеку поповолни. Ова е од посебно значење кај објектите од сообраќајната патна и железничка инфраструктура, со оглед дека кај косините се минимизира опасноста од одронување и од свлекување.

Во тунелоградбата, пак, вишокот на ископ е сведен на минимум, самата примарна облога многу полесно се оформува, а карпестата маса е во вистинска соработка со облогата.

ПРАШАЊА ЗА ДИСКУСИЈА

- Кои се најзначајните геолошки и геотехнички аспекти, кои треба да се земат предвид при проектирање на линиските објекти?
- Набројте ги основните препораки за изведба на високи засеци!
- Што треба да се познава за да се изврши правилен избор на технологијата на ископ кај површинските работи?
- Кои се најзначајните услови при избор на локација на браните и кои проблеми се значајни за акумулациските простори?
- Кои се најзначајните проблеми кај лачните брани?
- Појаснете ја суштината на анализа со методот на Лонд!
- Што е најзначајно да се дефинира при проектирање на мостови, од аспект на влијанија на подлогата?
- Кои се најзначајните аспекти за изведба на површинските копови и каменоломи?
- Појаснете го концептот на толератно ниво на ризици ALARP!
- Коментирајте ги препораките за дозволена веројатност на лом од Табелата 21.2 и од Сликата 21.52!
- Набројте некои специфични аспекти, кои треба да се задоволат при ископ со минирање и што подразбираш под термин радиус на опасна зона на расфрлање на материјал при минирање?

22

АНАЛИЗА НА УСЛОВИТЕ ЗА ИЗВЕДБА НА ОБЈЕКТИ ВО ПОДЗЕМЈЕ

ВОВЕД

Проектирањето и изведбата на подземните објекти и работи е особено сложена постапка проследена со голем број предизвици. Кај вакви случаи во најголем дел доаѓа до израз потребата од познавање на својствата и состојбите на карпестите маси. Имено, за определување на технологијата на работа и заштитата на ископот, треба да бидат анализирани голем број прашања на соодветен начин, како што се:

- стабилност на карпестата маса во текот на ископот;
- стабилност на ископ со изведена заштита;
- опор при копање, минирање и дупчење;
- услови за заштита од подземни води;
- услови за заштита од високи температури и гасови;
- услови за товарење и транспорт;
- меѓусебно дејство на карпестата маса и вградените или складираните материјали;
- влијанија на работните операции врз природната средина во фаза на ископ и др.

Поврзано со стабилноста на ископот во фаза на работа, посебно е значајна секундарната напонска состојба и подземните притисоци, кои пак многу зависат од механичките својства на карпестите маси и од длабината на која се наоѓа објектот. Во овој контекст, при анализа на стабилноста на ископот генерално се присутни два основни случаи и тоа:

- структурно-контролирана нестабилност кај поплитките ископи;
- напонски зависна стабилност кај подлабоки ископи.

Секако дека ова е сосема груба споредба и дека често има многу сложени преоди од еден кон друг тип лом, во зависност од: структурната градба на карпестата маса, висината на надслојот и други влијателни параметри. Најчестите случаи на лом се прикажани во рамките на ова поглавје.

Кога се анализираат можностите за развојот на некој тип на нестабилност, постојат случаи кога механичките јакости на карпестата маса, во однос на големината на секундарните напони во зоната околу тунелскиот отвор, се со задоволителна големина. При тоа не доаѓа до некои позначајни промени на формата и на димензиите како последица на ослободувањето на напоните. Деформациите се релативно мали и многу брзо се извршуваат, така што карпестата маса е генерално стабилна. Од друга страна, пак, доколку механичките јакости на карпестата маса во однос на големината на секундарните напони се недоволни да се спротистават на новонастанатата напонска состојба, доаѓа до појава на значителни деформации. Овие деформации имаат тенденција да го затворат, односно пополнат ископаниот подземен отвор, со што

би се постигнала некоја рамнотежна состојба. Во таков случај се работи за **појава на лом**, односно **пластификација** на карпестата маса.

Генерално гледано, проблемот на анализите во подземје се поврзани со проблемот на интеракција. Пред поставување на некој тип подградба, се говори за секундарна напонска состојба, но по нејзиното поставување, веќе станува збор за **подземни притисоци**. Имено, со цел да се обезбеди подземниот отвор од движење на карпестата маса, ако се постави одредена привремена или трајна подградба, карпата ја прима реакцијата и на контактот се јавуваат сили, кои ги дефинираме како **подземен притисок**. Секундарните напони и подземниот притисок можат да доведат до разни манифестации на движење на теренот и на објектот. Движењето на карпестата маса кон тунелскиот отвор може да биде предизвикано со следните причинители:

- Секундарните напони околу тунелскиот отвор предизвикуваат лом во зоната непосредно до отворот, поради што во оваа зона доаѓа до ефект на ослободувањето на напоните, додека во зоната на носечки прстен, карпестата маса може да прими зголемени секундарни напони. Во овој случај, доаѓа до т.н. **растресување** на карпестата маса во зоната на ослободувањето на напоните и нејзин стремеж да се придвижи кон тунелскиот отвор;
- Секундарните напони предизвикуваат состојба на лом во карпестата маса во зоната околу тунелскиот отвор, со сличен механизам како и претходниот, но поради **пластичното течење** на карпестата маса доаѓа до зголемување на радиусот на пластифицираната зона во функција на време;
- Гравитацијата, суперпонирана со секундарните напони, предизвикува поместување на карпестата маса кон отворот, што е посебно изразено во сводот, каде што се формира т.н. **растоварен свод**. Ваквата појава може да се пренесе и на страните на ископот;
- Физичко-хемиските процеси во карпестата маса, со присуство на вода, доведуваат до зголемување на нејзиниот волумен, т.е. до појава на **бабрење**;
- Деформацијата на карпестата маса при големите концентрации на секундарните напони и големата крутост на карпестата маса, може да доведе до интензивен крт лом со развој на значително количество на енергија во вид на т.н **горски удар**.

Во принцип, карпестата маса треба да се разгледува како составен носечки дел на подземниот објект, која е во содејство со носечката вештачка конструкција, што значи дека статичкиот систем секогаш се состои од подградба и карпеста маса. Ако се пристапи на овој начин кон решавање на проблемот, тогаш треба да се истакне дека при формирањето и манифестацијата на подземниот притисок свое влијание имаат поголем број фактори, како што се:

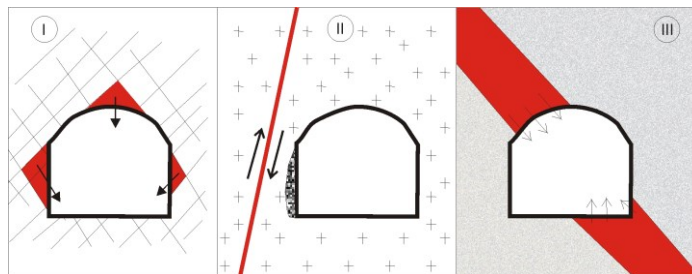
- големината и карактерот на секундарните напони, како последица на одземање на дел од масата;
- механичките карактеристики на карпестата маса, пред сè, деформабилноста и јакоста на смолкнување;
- општите физичко-структурни својства на карпестата маса (испуканоста, анизотропијата, хетерогеноста, примарната напрегнатост);
- големината и формата на тунелскиот отвор;

- методата на градење, односно начинот на ископот, начинот на разработката на профилот, видот на временското осигурување и др.;
- крутоста на подградата, односно облогата;
- однесувањето на карпестата маса по претрпениот лом;
- временскиот интервал од ископот до подградувањето, односно растојанието од челото на ископот до подградениот дел;
- влијанието на подземните води;
- физичко-хемиските промени во карпестата маса и др.

Горе опишаните механизми на подземните притисоци овозможуваат и дефинирање на неколку основни типа и тоа:

- подземен притисок од растресената зона околу тунелскиот отвор, како последица на недоволна јакост на карпестата маса во однос на секундарните напони;
- подземен притисок поради течењето на карпестата маса, која се однесува пластично под дејство на секундарните напони;
- подземен притисок од растресената зона во темето и боковите, како последица на начинот на градењето;
- подземен притисок како последица на физичко-хемиските процеси во карпестата маса, при што тука особено е значаен притисокот при бабрење;
- подземен притисок како крт лом поради големата концентрација на напоните во вид на горски удар или дробење и лушпење на карпестата маса.

Некои специфични случаи на можни нестабилности се прикажани на Сликата 22.1.



Слика 22.1 Некои специфични случаи кај подземни ископи: I - појава на потенцијално нестабилни блокови формираны од пукнатински системи во свод и страни на ископ; II - активен расед во близина на ископ, кој е можна причина за странично рушење на ископ во цврста карпа на големи длабини и појава на горски удар; III - Пресек на ископ на тунел со здробена раседна зона или зона склона кон бабрење (стрелките и штрафираната зона укажува на правци на можни поместувања).

Очигледно е дека неколку основни проблеми се појдовни за натамошни анализи. Затоа, во рамките на ова поглавје начелно ќе бидат разгледани проблемите, како што се: стабилност на големи **индивидуални блокови**, можности за појава на **горски удар** (анг. rock burst), решавање на проблеми со големи деформации кај згмечени и здробени карпести маси (анг. **squeezing rocks**), карпи склона кон бабрење (анг. **swelling rocks**), откинување и лушпење

МЕХАНИКА НА КАРПИ

на парчиња од карпа при високо ниво на природни напони (анг. **spalling**), нестабилност на чело на ископ (анг. **face instabilities**) и друго.

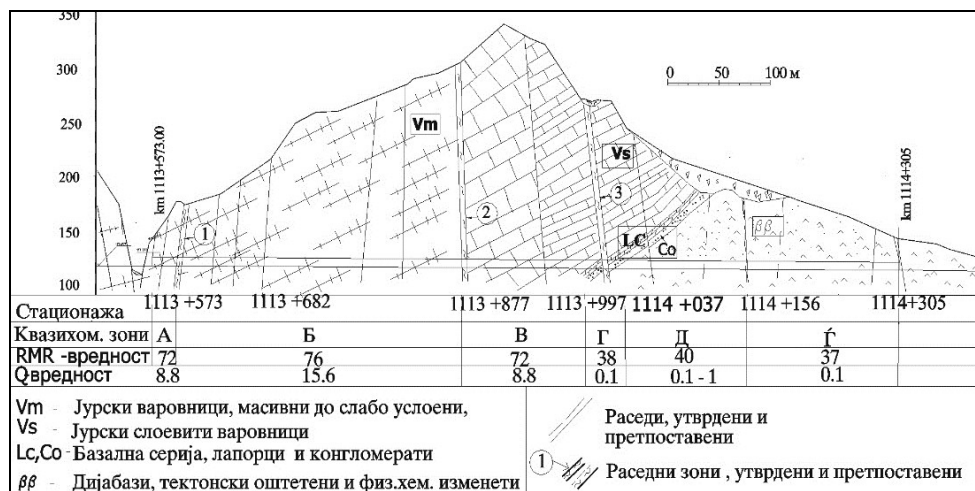
За разрешување на овие проблеми, на располагање стојат голем број: емпириски, аналитички и нумерички методи. Конкретните решенија, своја верификација добиваат во фазата на изведба и експлоатација преку: набљудување на однесувањето на ископот, контролни мерења на напонската состојба, тестирање на вградените системи за заштита или комбинации на методите.

На постапката на набљудување се засновани на т.н. Нова австриска тунелска метода, Норвешки метод во тунелоградбата (НМТ) или други модификации, каде што конечното решение за типот на заштита и подградба се дефинира во фаза на изведба.

Бидејќи и во рударството се среќаваат голем број специфичности, во рамките на поглавјето се прикажани и некои основни принципи за примена на механиката на карпи при работа кај подземни рудници.

ОПШТИ ПРИНЦИПИ ЗА АНАЛИЗА НА ПОДЗЕМНИТЕ РАБОТИ

Во согласност со анализите во поглавието 17, при анализа на некој проблем во подземјето, основно е да се изврши поделба на теренот во квазихомогени зони. Еден пример за издвоени зони е прикажан на Сликата 22.2.



Слика 22.2 Пример за издвоени квазихомогени зони (А до Г) за тунелот 2 од автопатот Е75 од Демир Капија до Гевгелија

Поделбата на зони се врши врз основа на: дефинирана литолошка градба на теренот, тектонските својства, висината на надслој над ископот, испуканоста и јакоста на карпите и слично. За секоја издвоена зона се доделуваат соодветни вредности за квалитетот на карпата. Преку таква анализа се согледува и генералното однесување на карпестата маса. Во прва фаза се прават првични предлози преку класификациските методи поврзано со: прогноза на системот на

заштита, стабилност на ископот, должина на напредување и слично. Сето ова може да помогне при прогнозирање на цената на чинење на некој ископ. Секако дека прогнозираната геолошка градба на теренот зависи од квалитетот и квантитетот на истражувањата, иако никогаш не е можно да се погоди пред изведба „точниот“ профил на теренот. Тој може да биде верифициран само во фаза на изведба.

Обично, следен чекор е да се направи прогноза на условите за градба со примена на некои препораки од емпириските методи. Тука е особено корисно, колку е можно попрецизно да се направи добра прогноза и спој меѓу структурно-геолошките карактеристики на карпестата маса. Една соодветна постапка е прикажана на Сликата 22.3. Имено, преку анализа на податоци за состојбата на карпестата маса, надслојот и јакоста на монолит се врши прогноза на можните типови лом при изведба на објектот (Табела 22.1). При користење на оваа табела, треба да се земат предвид неколку основни забелешки, како што се:

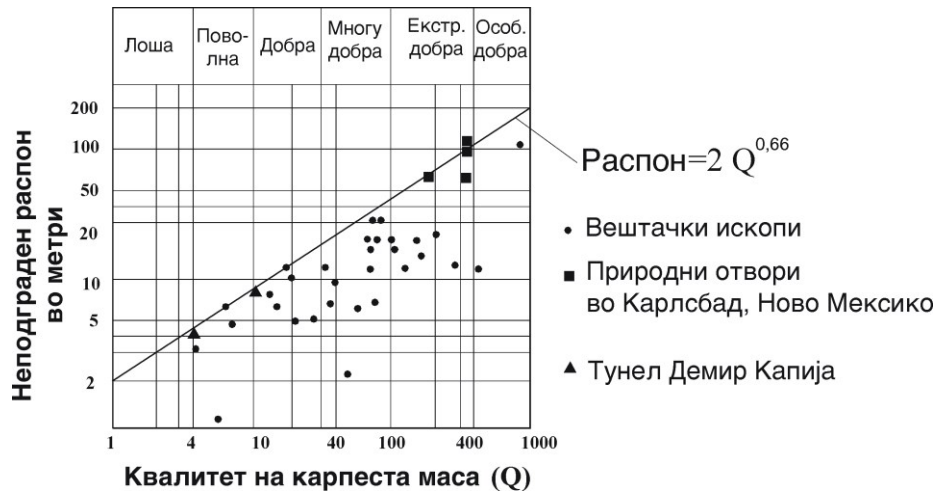
- Односот меѓу едноаксијалната јакост на монолит (σ_p) и висината на надслој (H) се дефинира на квалитативен начин. Целта на овој дијаграм е да се прикажат можните видови лом. Како некоја почетна индикативна вредност на јакоста, може да се усвои $\sigma_p=15$ МПа;
- Зоната на надслој, која може да биде деформирана поради изведбата на ископот, не е иста за секоја карпеста маса. Гранични вредности можат да бидат 150 метри за карпести маси со масивна и блоковита структура, 100 метри за многу блоковита карпа, околу 70 метра за посилно блоковита, дезинтегрирана или ламинирана карпа;
- Состојбата на пукнатинските површини многу влијае на големината на интензитетот на лом;
- Појава на глинест заполнител по пукнатините, која многу влијае кон побрзи гравитациски испаѓања на блокови (пример е брз преод од типот на лом Wg9 кон Ch13) ;
- Појавата на подземна вода главно влијае врз вредноста на факторот на сигурност, но не и типот на очекуван лом, освен кај здробени карпи, каде што типот на лом Ch или Rv може да помине кон т.н тип на течна почва (FI од англ. Flowing), што не е предмет на дијаграмот;
- ТВС-дијаграмот не се однесува на тунели со многу голем надслој (повеќе стотици метри или >1000 m);
- Напонски контролираните ломови со големи деформации, кои не се однесуваат на тунели во урбани средини, според Хек и Маринос, се карактеризираат со однос $\sigma_{cm}/\rho_0 < 0.6 - 0.7$. Ако σ_{cm}/ρ_0 има вредности меѓу 0.3 и 0.7, деформациите на смолкнување се развиваат во плитка зона околу тунелот (тип на лом Sh) кај карпести маси со слаб до многу лош квалитет и ниска јакост ($\sigma_p < 10-15$ МПа) во услови на низок надслој, или карпести маси со блоковита градба, но ниска јакост при висок надслој.
- Појава на големи деформации кај тип на лом Sq, со забележителни деформации се во длабока зона околу тунелот и се појавуваат кога $\sigma_{cm}/\rho_0 < 0.3$.
- Структурно-контролираните гравитациски ломови се појавуваат кај испукани карпи, кои имаат блоковска градба, обично при помал надслој.
- Типови на лом (Ch) и (Rv) обично се појавуваат кај карпести маси со слаба или никаква зглобеност меѓу блоковите. Прекопот кај вакви случаи е со неправилна форма.

Табела 22.1 Дијаграм за однесување на тунели (т.н. ТВС-дијаграм од англ. Tunnel Behaviour Chart (Маринос П. В. 2010)

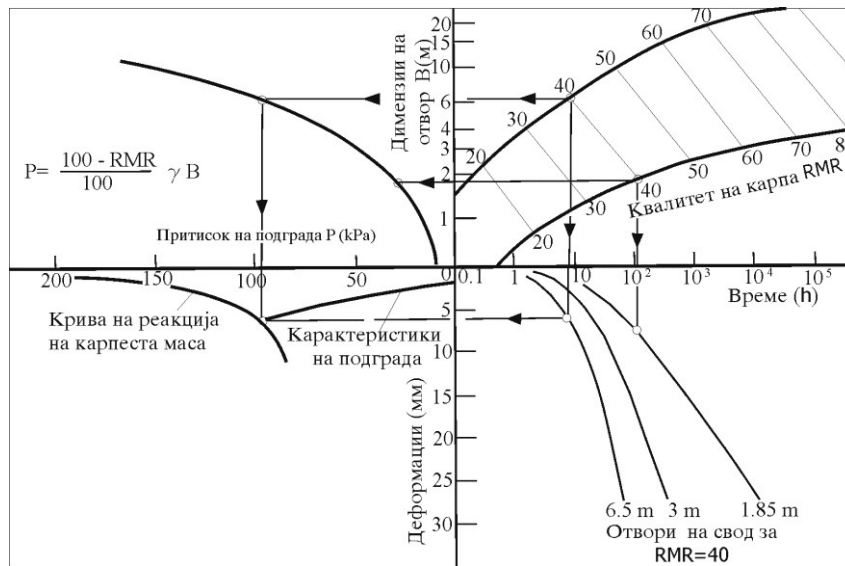
Дијаграм за процена на однесување на тунел (ТВС од англ. Tunnel Behaviour Chart Структура на карпеста маса (заснована на GSI)		Висина на надслој Н			
		Мал натслој (Н<<)		Висок надслој (Н>>)	
		Јакост на монолит σ_p			
		$\sigma_{p<<}$	$\sigma_{p>>}$	$\sigma_{p<<}$	$\sigma_{p>>}$
	Монолит или масивни карпи со ретки дисконтинуитети на широки растојанија				
	Блоквита карпа со доброзглобени пукнатини и ортогонални пукнатински системи				
	Многу испукана, блоквита, со зглобени аугуларни блокови, формирани од четири или од повеќе системи на пукнатини				
	Блоквита до пореметена, набрана со аугуларни блокови, формирани од повеќе пукнатини, присутни доминантно слоевитоста или шкрилавоста				
	Дезинтегрирана, слабо зглобена, здробена карпеста маса во вид на мешавина на аглести и заоблени блокови				
	Ламинирана/ушкрилена, тектонски смолкнати зони. Фолијацијата е доминантен елемент што условува целосно отсуство на блоквитост				
Опис на однесување на карпестата маса при изведба на тунел (фаза без никаква подградба)					
St – Стабилен тунел со локални појави на гравитациски испаѓања на блокови (од англ. Stable)			Ch – Појави на лом во вид на т.н. оџак-ефект (од англ. Chimney failure)		
Wg – Појава на гравитациски ломови во вид на клинови (од англ. Wedge failure)			Rv – Појави на лом во вид на рушење (од англ. Ravelly ground)		
Sq – Појава на големи деформации кај силно напрегнати карпи со големи поместувања при смолкнување во длабока зона околу тунел (од англ. Squeezing ground)			Sh – Појави на смолкнувања во плитка зона околу тунелот, мали до средни големини на деформирање во близина на периметар на тунел (од англ. Shearing failures)		

Од Табелата 22.1 се гледаат 24 можни комбинации, кои илустративно можат да го водат истражувачот и проектантот кон натамошни чекори, каде што би се извршила прелиминарна процена на димензиите на: стабилни отвори, подземен

притисок врз подградата и друго. За оваа цел корисно можат да помогнат: Q, RMR, RMQR и други системи (Слика 22.3 и Слика 22.4).

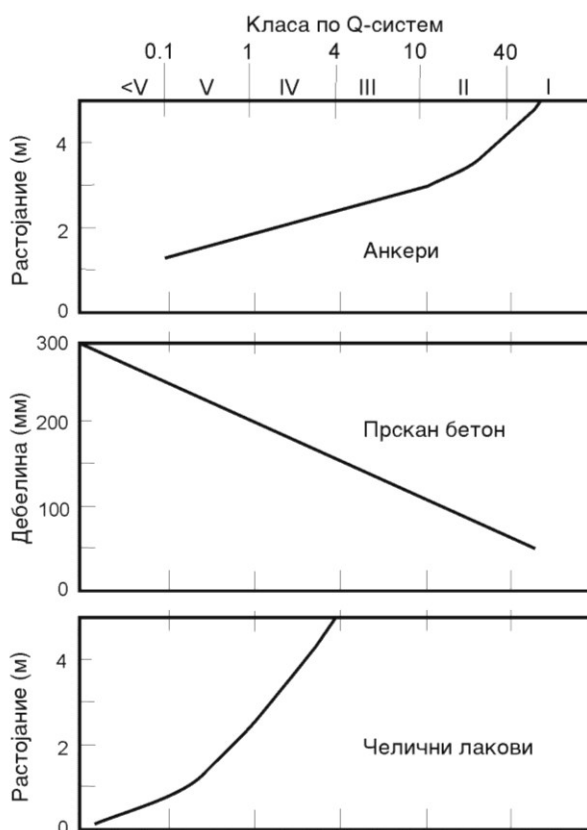


Слика 22.3 Дијаграм за прогноза на димензии на стабилен неподграден ископ за разни случаи од практиката

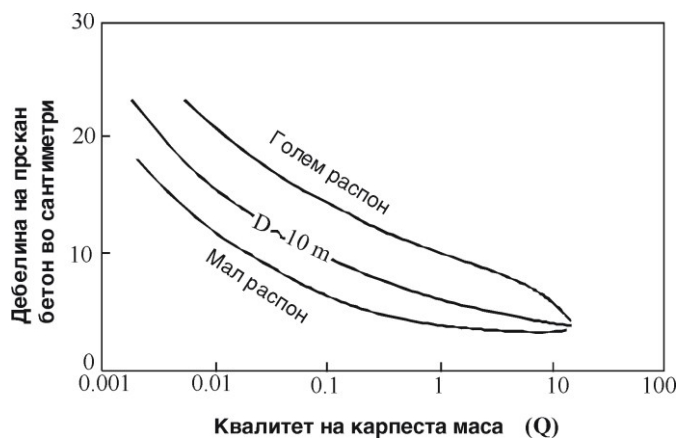


Слика 22.4 Дијаграм за процена на време на стабилност на неподграден распон кај подземен ископ, деформации и притисок врз подградба

Класификациските методи се корисни и при процена на елементите на подградниот систем (Слика 22.5, Слика 22.6, Слика 22.7 и Табела 22.2, Табела 22.3 и Табела 22.4).



Слика 22.5 Дијаграми за процена на растојанија меѓу анкери, дебелина на прскан бетон и растојанија меѓу челични лакови, зависност од квалитет на карпеста маса (од кај Т.Волтхем, 2002)



Слика 22.6 Прогноза на дебелина на прскан бетон кај подземни распони во зависност од квалитет (според Стилборг, 1986)

АНАЛИЗА НА УСЛОВИ ЗА ИЗВЕДБА НА ОБЈЕКТИ ВО ПОДЗЕМЈЕ



Слика 22.7 Синтезен дијаграм за проценка на тип на подградба во зависност од квалитетот на карпеста маса според Q-системот: 1 до 9 различни делови од дијаграмот со насоки за дебелина на прскач фибер бетон, растојанија меѓу сидра и други елементи: 1 - нема потреба од подградба; 2 - несистематско сидрење; 3 - систематско сидрење; 4 - систематско сидрење и неармиран прскач бетон дебелина 4-10 cm; 5 - Прскач бетон со фиброзни влакна до дебелина 5-9 cm и сидрење; 6 - Прскач бетон со фиброзни влакна до дебелина 9-12 cm и сидрење; 7 - Прскач бетон со фиброзни влакна до дебелина 12-15 cm и сидрење; 8 - Прскач бетон со фиброзни влакна до дебелина >15 cm, сидрење и ременати; 9 - Армиран бетон (од кај Бартон, 2018)

Табела 22.2 Предлог на подграда за одредена категорија според RMQR-системот, за одреден распон на лак (L_a) или висина на страни на ископот (H_s) за големи подземни отвори

Вид на подградба	Димензија	Свод и лакови	Страни на ископ
Карпести анкери	Должина	$\frac{L}{L_a} = 0.8 - \frac{RMQR}{200}$	$\frac{L}{H_s} = 0.7 - \frac{RMQR}{200}$
	Растојание (m)	$e_{av} = 2 + 0.02RMQR$	$e_{av} = 2 + 0.03RMQR$
Сидра	Должина	$\frac{L_b}{L_a} = 0.35 - \frac{RMQR}{500}$	$\frac{L_b}{H_s} = 0.30 - \frac{RMQR}{500}$
	Растојание (m)	$e_{bv} = 1 + 0.015RMQR$	$e_{bv} = 1 + 0.015RMQR$
Прскач бетон	Дебелина (mm)	$\frac{t^{sr}}{L_a} = 0.0125 - \frac{RMQR}{10000}$	$\frac{t^{sw}}{H_s} = 0.0075 - \frac{RMQR}{18000}$

Табела 22.3 Предлог на подграда за одредена категорија според RMR-систем

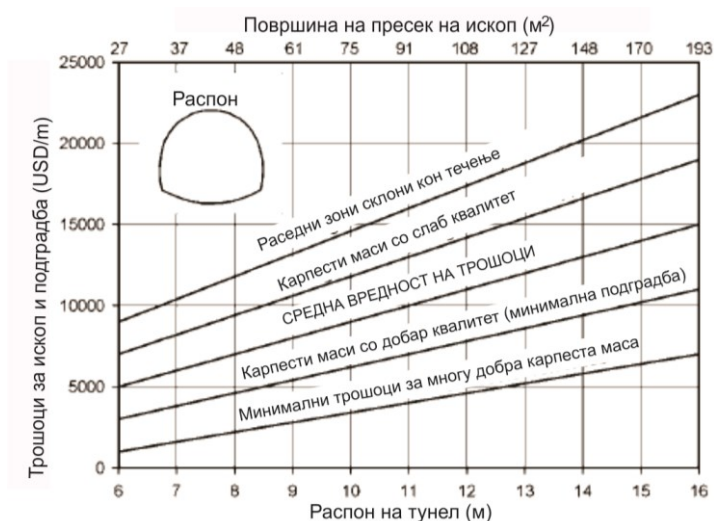
Класа на карп. маса	Ископ	Сидра	Прскан бетон	Челични лакови
I-Многу добра карпа RMR=81-100	Цел отвор, напредување по 3 м	Главно, не е потребна никаква подграда, освен локално поединечно сидрење		
II-Добра карпа RMR=61-80	Цел отвор, 1-1.5 м напредување, целосна подграда на 20 метра од челото на ископот	Локално сидрење во сводот со 3 м, должина на растојание 2.5 м повремено со мрежа	50 мм во свод, каде што е потребно	Не е потребно
III-Поволна карпа RMR=41-60	Избивање на свод, 1.5-3 м напредување, во сводот привремена подграда паралелно со ископот, комплетна подграда 10 м од челото на ископот	Систематско сидрење 4 м должина, на растојание од 1.5-2 м во сводот и сидовите со челична мрежа во сводот	50-100 мм во сводот и 30 мм на страните	Не е потребно
IV-Слаба карпа RMR=21-40	Избивање на сводот по 1-1.5 м, вградување на комплетната подграда паралелно со ископот 10 м од челото	Систематско сидрење 4-5 м должина, на растојание од 1-1.5 м во сводот и сидовите со челична мрежа	100-150 мм во сводот и 100 мм на страните	Лесни до среднотешки на растојание од 1 м, каде што е потребно
V-Многу слаба карпа RMR<20	Ископ во фази со напредување од 0.5-1.5 м и инсталирање на подградата паралелно со ископот, торкретирање што е можно побргу по минирањето	Систематско сидрење 5-6 м должина, на растојание од 1 до 1.5 м во сводот и сидовите со мрежа. Сидрење и на подножен свод	150-200 мм во сводот и 150 мм на страните и 50 мм на челото	Среднотешки до тешки челични лакови на растојание од 0.75 м

Табела 22.4 Предлог на подграда за одредена категорија според RMQR-системот, за дијаметар (B) или за висина на страни на ископот (B) од 10 м

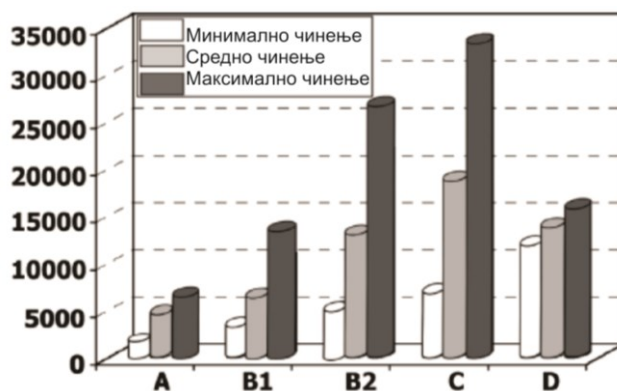
RMQR	Анкери		Прскан бетон	Ременати		Заштитна мрежа	Бетонска облога (mm)	Подножен свод	
	Lb (m)	eb (m)	ts (mm)	Тип	er (m)			Дебелина (mm)	Анкер (m)
100>RMQR>95	-	-	-	-	-	-	-	-	-
95>RMQR>80	2-3	2-5	50	-	-	-	-	-	-
80>RMQR>60	3-4	2.0	100	Лесни	1.5	да	200	-	-
60>RMQR>40	4-5	1.5	150	Средни	1.2	да	300	300	-
40>RMQR>20	5-6	1.0	200	Тешки	1.0	да	500	500	5-6
20>RMQR	6-7	0.5	250	Многу тешки	0.8	да	800	800	6-7

АНАЛИЗА НА УСЛОВИ ЗА ИЗВЕДБА НА ОБЈЕКТИ ВО ПОДЗЕМЈЕ

Во фазата на прелиминарните анализи е соодветно да се направи прогноза на цената на чинење на ископот, со цел да се помогне кон поточно предвидување на вкупните трошоци за изведба (Слика 22.8 и Слика 22.9).



Слика 22.8 Дијаграм за процена на цена на чинење на тунели со различни отвори и површина за различни видови карпести маси (Хек 2000)



Слика 22.9 Цена на чинење на тунели во флишни карпести маси за различни видови категории за подградба од А до D: А - прскан бетон и сидра; В1 - прскан бетон, анкери и ременати; В2 - прскан бетон, ременати и лесна подградба на чело на ископ; С - прскан бетон, сидра, ременти и заштитен „чадор“; D - систем за подградба, заснован на крива на реакција (Маринос В. 2014)

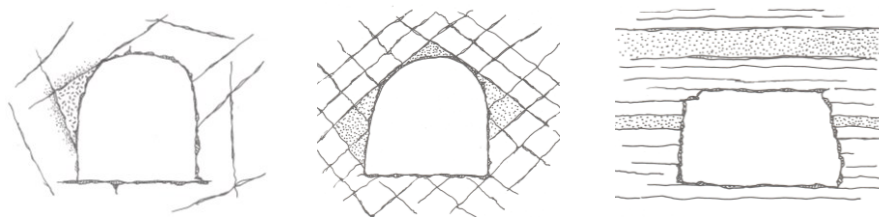
Секако дека ниту еден од класификациските системи нема да даде истовиден резултат или целосно комплетирано решение, но може да биде добра водилка за натамошните фази на нумерички анализи и оскултација.

Треба да се спомене дека во цената, која е прикажана на Сликата 22.8, не влегуваат трошоци за бетонската финална облога и различна опрема кај тунелот, и не се однесува на тунели дупчени со тунелски машини.

Засновано на претходните анализи, јасно е дека класификациските методи можат да се разликуваат меѓу себе бидејќи се разработувани за различни услови. Тие треба да се разберат како појдовна основа за детална анализа на сите технички и економски фактори, кои имаат влијание на условите за изведба и на типовите на очекувани нестабилности кај секој конкретен објект посебно. За оваа намена, дел од најзначајните аспекти се прикажани во рамките на ова поглавје.

АНАЛИЗА НА ПРОБЛЕМИ КАЈ СТРУКТУРНО-КОНТРОЛИРАНА НЕСТАБИЛНОСТ

Во духот на анализите прикажани за стабилноста на површинските ископи во поглавјето 16, најчесто типот на можна нестабилност кај поплатките ископи зависи од карактеристиките на испуканоста и ориентацијата на ископот во однос на главните пукнатински системи. Ова значи дека е потребна внимателна процена на **кинематските услови** за лом, што подразбира анализа на ориентацијата на ископот во однос на елементите на пад на главните пукнатински системи, слоевитоста или фолијацијата (Слика 22.10).



Слика 22.10 Некои можни типови на структурно-контролирана нестабилност: потенцијално-нестабилан блок во страна на ископ, формиран од две долги пукнатини (лево), потенцијално-нестабилни блокови склопи кон гравитациско испаѓање од свод или страни на ископ, формиран од два системи на пукнатини (на средина) и можно свивање на слоевити карпи од свод на ископ (десно)

За да се согледаат проблемите на вакви ископи, треба да се спомене дека се можни неколку основни механизми на лом, како што се:

- гравитациско испаѓање на блокови од свод на ископот;
- смолкнување и испаѓање на блокови од страни на ископот кога се задоволени условите за смолкнување;
- смолкнување на блокови кај цврсти карпи од чело на ископот;
- нестабилност кај слоевити карпи во вид на нивно извивање или прекршување;
- лом на тунелот кај мал надслој над ископот;

Со цел визуелно да се презентираат некои од конкретните случаи, реален изглед на неповолни комбинации на пукнатински системи се прикажани на: Сликата 22.11, Сликата 22.12 и Сликата 22.13.



Слика 22.11 Неповолна комбинација на два коси пукнатински системи во излезен дел од доведен тунел на браната „Козјак“ на реката Треска



Слика 22.12 Лом на свод на отвор со мали димензии кај субхоризонтални слоеви комбинирани со два попречни пукнатински системи во карпи со слаб квалитет (лапорци за ископ кај Скопското Кале)

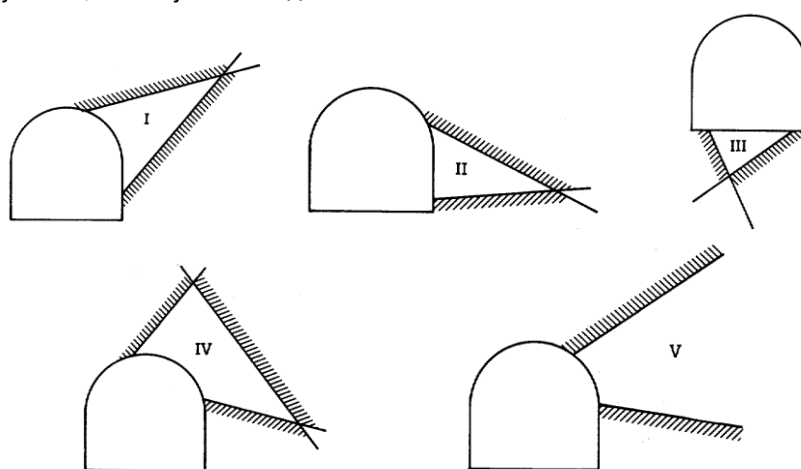


Слика 22.13 Потенцијално нестабилни и отпаднати блокови во влезен (портален) дел и во свод кај оптично-преливен тунел на браната „Света Петка“ на реката Треска

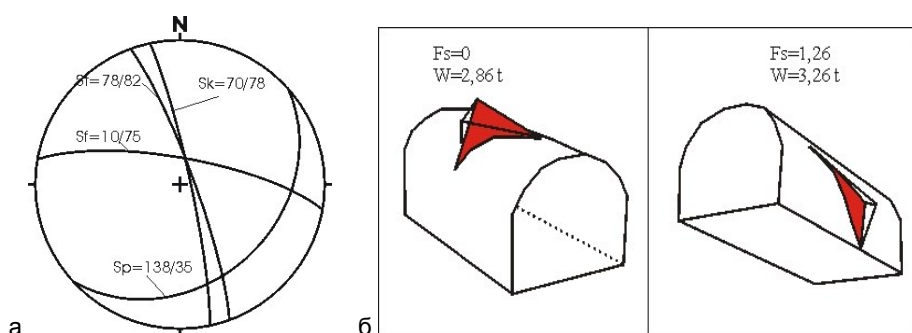
За анализа на кинематските услови на лом кај вакви случаи, на располагање стојат и методите за дефинирање на клучен блок, како и софтверски решенија, засновани на метод на гранична рамнотежа, како што е на пример софтверската програма UNWEDGE.

Во прва фаза се анализираат можностите за нестабилност на блокови без заштита. Доколку има можност за лом, во анализата се влучува ефект на сидрење или друга мерка, за да се согледа стабилноста на блоковите изразена преку фактор на сигурност (F_s) за блок со определена тежина (W) (Слика 22.15).

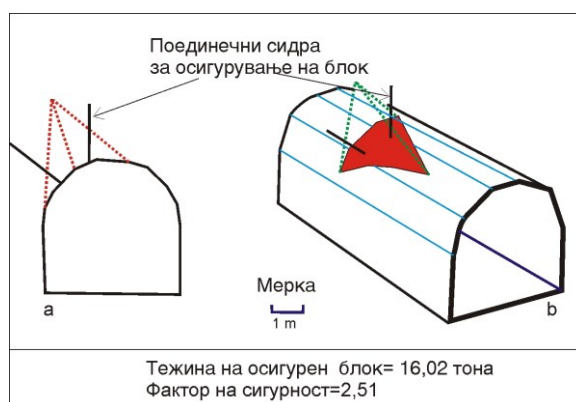
Всушност, софтверските решенија на експлицитен или имплицитен начин ја вклучуваат **теоријата на блокови**, при што на Сликата 22.14 се прикажани основните услови за дефинирање на **клучен блок** по принцип сличен како во поглавјето 15, но овојпат за подземен ископ.



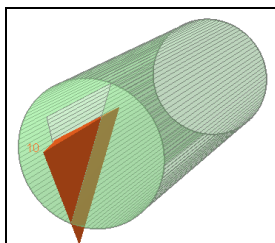
Слика 22.14 Типови на блокови: V-бескраен; IV- заробен стабилен блок, III-стабилен конечен блок; II-потенцијално клучен блок и I-клучен блок (Годман и Ген Ху Ши 1985).



Слика 22.15 Потенцијално нестабилни блокови формирани од три главни пукнатински системи за ископ на тунел Краста: а- приказ на стереографска проекција; б- потенцијално нестабилни блокови во свод и страната на ископ (F_s -фактор на сигурност, W -тежина на блок)



Слика 22.16 Начин на осигурување на блок во свод на ископ за тунел кај хидројаловиште за рудникот „Саса“, со несистематско сидрење



Слика 22.17 Приказ на можни нестабилни блокови, формирани од три системи на пукнатини во чело на ископ кај тунел за браната „Света Петка“

Обично, при изведба на подземните објекти, најголемите проблеми се појавуваат во зоната на влезните и излезните (**порталните**) делови, поради специфичните услови за пристап, малиот надслој што е склон кон рушење, појавата на распаднат материјал во површинските делови и слично.

На Сликата 22.18 е прикажан случај за рушење на влезен дел од тунелот на Саска Река, Македонска Каменица, поради постоење на мал надслој и здробен сипаришен материјал.



Слика 22.18 Рушење на влезен дел од тунел на Саска Река, Македонска Каменица, поради мал надслој од карпа, сипаришен материјал на дел од страна на ископот

На Сликата 22.19 е прикажан случај за изведба на два доводни тунели кај браната „Матка“ – Скопско, кои се изведени на специфичен начин и каде што во фаза на изведба се појави потреба од осигурување на потенцијално нестабилен блок на излезот на тунелот.



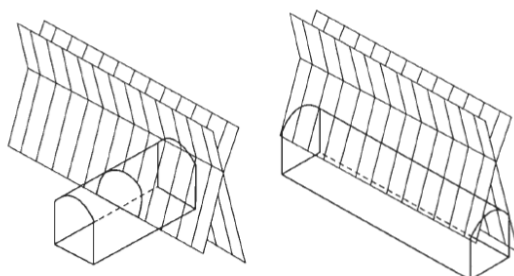
Слика 22.19 Приказ на специфична положба на два паралелни доводни тунели за браната „Матка“ – Скопско

На порталните делови се чести и проблеми на стабилноста ако падните елементи на: шкрилавоста, фолијацијата и слоевитоста имаат неповолен пад во однос на правец на напредување на ископот (Слика 22.20).



Слика 22.20 Појава на смолкнување на шкрилести карпи со неповолен пад во зона на излез од опточен тунел за браната „Кнежево“, Злетовско

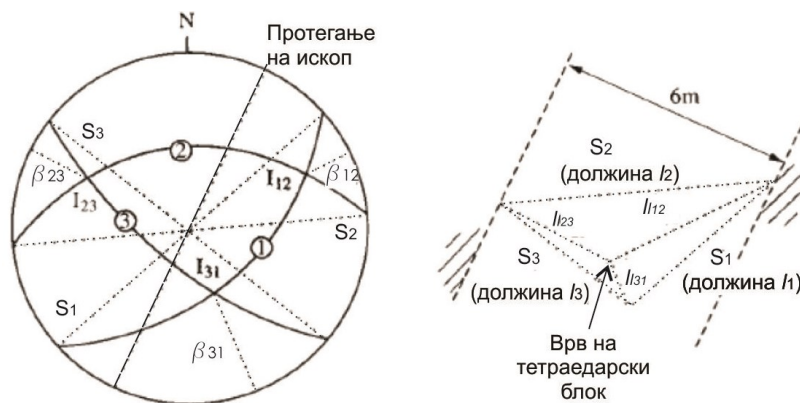
Одредени најповолни и најнеповолни комбинации на два пукнатински системи на пукнатини, ориентирани поволно (лево) и најнеповолна комбинација (десно), каде што во свод се создаваат потенцијално-нестабилни клинови, склони кон гравитациско испаѓање (Хек, 2000)



Слика 22.21 Ефект на ориентација на главните структурни елементи кај два коси системи на пукнатини, ориентирани поволно (лево) и најнеповолна комбинација (десно), каде што во свод се создаваат потенцијално-нестабилни клинови, склони кон гравитациско испаѓање (Хек, 2000)

Доколку постои случај како на Сликата 22.21 (десно) и ако навремено не се преземат чекори за заштита на ископот, тогаш се можни големи проблеми и прекопи, кои предизвикуваат и сигуросни и економски ефекти во фаза на работа.

Сепак, треба да се спомене дека во практиката, веројатно, најчести нестабилности кај ископите се во вид на тетраедарски блокови. Основните комбинации за анализа, во самата фаза на изведба, кога е потребна брза реакција, се прикажани на следните слики.

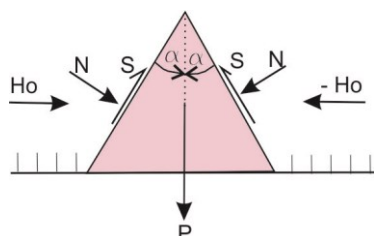


$$Af = \frac{1}{2} l_1 l_2 \sin \Theta_{12} = \frac{1}{2} l_2 l_3 \sin \Theta_{23} = \frac{1}{2} l_3 l_1 \sin \Theta_{31}$$

$$h = l_{12} \tan \beta_{12} = l_{23} \tan \beta_{23} = l_{31} \tan \beta_{31}$$

$$V = \frac{1}{3} hAf; W = \gamma V n, p = \frac{W}{Af} = \frac{1}{3} \gamma h$$

Слика 22.22 Приказ на тетраедарски блок формиран од три пукнатини и ископот, со потребни елементи за пресметка на сила за стабилизација (Хадсон и Харисон, 1997)



Претпоставка $S=N \tan \phi$ (случај без кохезија)

$$P = \frac{2N \sin(\phi - \alpha)}{\cos \phi}$$

Ако $N>0$, тогаш $P>0$ само ако $\alpha > \phi$, тогаш $R>W$

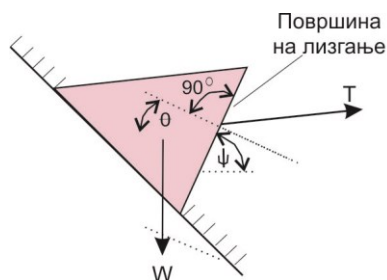
Ако се воведо крутоста на пукнатините и напонската состојба

$$P = 2Ho \frac{(ks \cos^2 \alpha + kn \sin^2 \alpha)}{(ks \cos \alpha \cos \phi + kn \sin \alpha \sin \phi)}$$

Ако $kn \gg ks$

$$P = 2Ho \frac{\sin \alpha}{\sin \phi} \sin(\phi - \alpha)$$

Слика 22.23 Приказ на тетраедарски блок кај свод на ископ, со елементи за пресметка на фактор на сигурност



$$F = \frac{c A + (W \cos \psi + T \cos \Theta) \tan \phi}{W \sin \psi - T \sin \Theta}$$

A - површина на рамина на лизгање

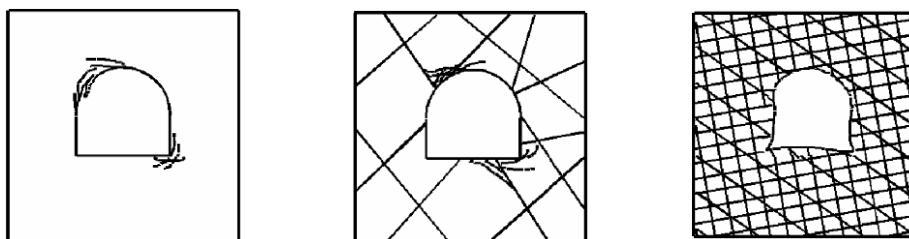
c - кохезија; Θ - агол на внатрешно триење

Слика 22.24 Приказ на тетраедарски блок кај страна на ископ, со елементи за пресметка на фактор на сигурност Хадсон и Харисон, 1997)

Од прикажаните анализи е очигледно дека навременото поставување на примарната заштита, врз основа на детално инженерскогеолошко картирање на ископите, може да биде од голема помош при изведба на сигурни ископи.

АНАЛИЗА НА ПРОБЛЕМИ НА НАПОНСКИ КОНТРОЛИРАНА НЕСТАБИЛНОСТ

При анализа на напонски контролираните нестабилности кај карпестите маси се среќаваат многу сложени проблеми, чија манифестација е во зависност од нивото на напоните, но и од видот на карпестата маса. При условно исто ниво на напони се можни различни аспекти на однесувањето на карпестата маса. На пример, на Сликата 22.25 се прикажани неколку случаи на цврсти карпести маси, но со различна состојба на испуканост. Од сликата се гледа дека во зависност од состојбата на испуканост има различни услови за појава на нестабилност, во вид на лушпење или плочесто издвојување на карпестата маса во зони на изразена концентрација на напоните (англ. spalling) или на дробење на карпестата маса (англ. crushing) во одредени случаи и со можна појава на динамичка манифестација на подземните притисоци во вид на горски удар.



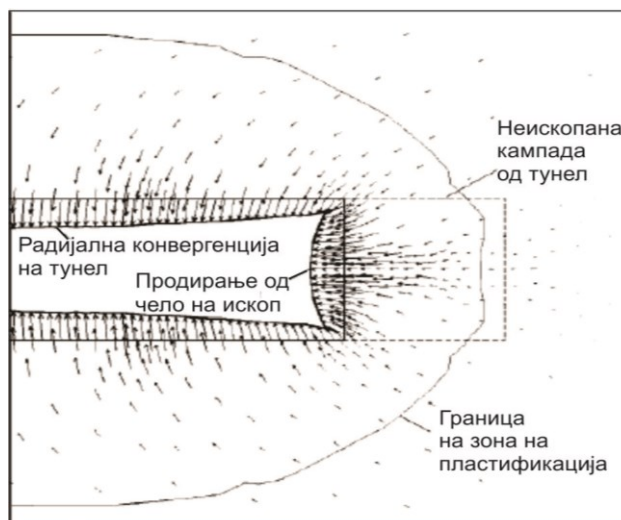
Масивна карпеста маса изложена на високо ниво на напони, каде што се појавуваат проблеми на луспење, односно издвојување (ang. spalling) на плочи и дробење на местата на концентрација на напони.

Масивна карпеста маса – слабоиспукана, изложена на високо ниво на напони, каде што се појавуваат проблеми на смолкнување по блокови, но и дробење и исфрлање на сидра, со можни појави на горски удар.

Силно испукана карпеста маса изложена на високо ниво на напони, со проблеми на смолкнување по блокови, дробење на карпата и деформирање со затворање од дното и на страните.

Слика 22.25 Приказ на можни појави на лом кај цврсти карпести маси изложени на високо ниво на напони за различни состојби на испуканост.

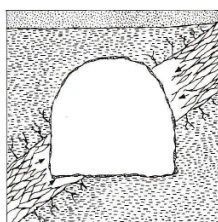
Кај карпести маси со низок квалитет, пак, се можни проблеми со: стабилност на чело на ископ, појава на зголемени деформации поради бабрење, смолкнување и друго (Слика 22.26, Слика 22.27 и Слика 22.28).



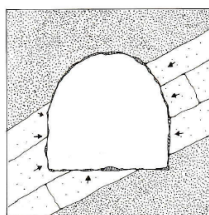
Слика 22.26 Приказ на начин на деформирање кај еден неподграден кружен тунел со негово напредување и зони на пластификација во радијален и челен правец во однос на напредување на тунелот (Хек 2000)



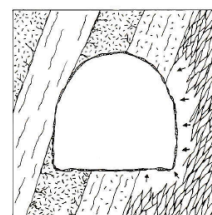
Слика 22.27 Приказ на развој на локална (лево) или глобална нестабилност (десно) во чело на ископ, со појава на т.н. „ефект на оџак“ (Џијинг 2017)



Широка раседна зона низ крт глинец со појава на бабрење на пресек на раседна зона со тунел.



Мек слој од згмечен лапорец, кој се смолкнува кон ископот под дејство на тежината на околните карпи.



Пригмечен шкрилец со содржина на хлотитски и глиновити материјали, кои предизвикуваат смолкнување во тунелот.

Слика 22.28 Приказ на посебни услови за лом со можни појави на бабрење и смолкнување на згмечени карпести маси со пролизгување кон ископот (Валстром 1973)

Треба да се спомене дека прикажаните специфични проблеми се презентираат со цел да се согледаат некои од можните механизми на лом, но секако дека со тоа не се исцрпени докрај сите можни случаи во практиката. Така, при изведба на подземните работи во карпести маси со низок квалитет, обично се создава состојба на напрегања и деформации во една поширока зона околу ископот. Под претпоставка за изведба на кружен тунел, кој напредува низ слаба карпеста маса, каде што дејствуваат еднакви напрегања во сите правци, се создава состојба на пластификација, како на Сликата 22.29.



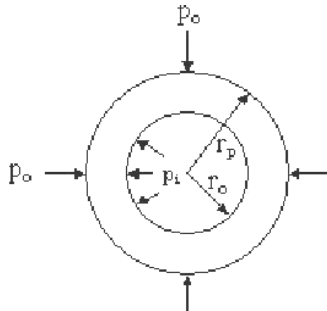
Слика 22.29 Начин на пројавување на радијални поместувања околу челото на ископ на тунелот (Хек 1998)

Од сликата се забележува дека радијалното поместување започнува на одредена далечина пред челото на ископ на тунелот (на околу 2,5 пати од дијаметарот на тунелот). Поместувањето достигнува околу една третина од неговата конечна вредност на челото на ископ на тунелот, а својата максимална вредност на околу 4,5 пати од тунелскиот дијаметар, позади челото на ископ на тунелот.

Треба да се истакне дека иако има пластичен лом во карпата околу тунелот, тоа не мора да значи дека тунелот ќе се обруши бидејќи материјалот сè уште може да има одредена јакост. Ако се претпостави дека дебелината на пластифицираната зона е мала во однос на радиусот на тунелот, најава за лом во карпата можат да бидат нови пукнатини во карпестата маса. Од друга страна, кога е формирана голема пластична зона околу тунелот и кога ќе се појават големи деформации на сидовите на тунелскиот ископ, може да дојде до појава на значајни нестабилности и евентуално рушење на неподградениот тунел.

Затоа, треба да се воведат одредена подградбата со која ќе се контролираат деформациите на сидовите на тунелот, односно конвергенциите и да го спречи разлабавувањето на карпата кое што може да доведе до рушење на тунелот. Вградувањето на подградбата од систем на анкери, прскан бетон, ременати по одреден распоред не може секогаш да спречи лом во карпата околу тунелот, ако карпестата маса е изложен на знатно поголеми напрегања од нејзината јакост, но имаат значајна улога во контролата на деформациите. При димензионирање на подградбата, во вакви случаи се следи концептот на дефинирање на „кривата на реакција на карпата“ или „карактеристична линија“, која ги поврзува внатрешниот притисок на подградбата и конвергенцијата на тунелскиот сид. Ломот во карпата, која го опкружува тунелот се појавува кога внатрешниот притисок предизвикан од страна на подградбата е помал од критичниот притисок на подградбата p_{cr} .

Под претпоставка дека кружен тунел со радиус r_0 е изложен на хидростатска примарна состојба на напрегање p_0 и рамномерен внатрешен притисок на подградбата p_i , дебелината на пластифицираната зона може да се прикаже на Сликата 22.30.



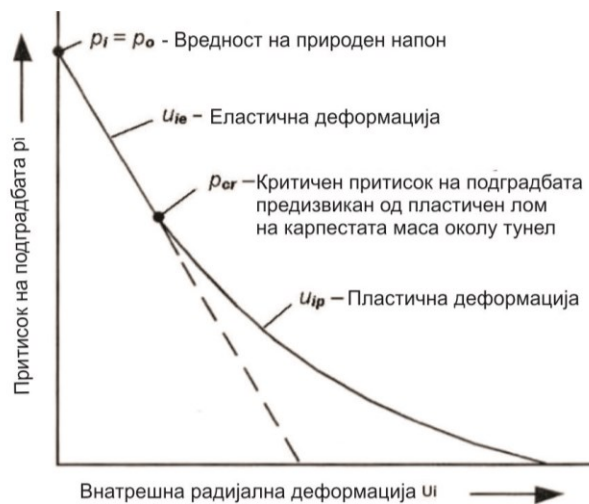
Слика 22.30 Шема за анализа на пластифицирана зона околу кружен тунел

Доколку внатрешниот притисок на подградбата p_i е поголем од критичниот притисок на подградбата p_{cr} , тогаш не се појавува лом во карпата и однесувањето на карпата околу тунелот е еластично. Внатрешното радијално еластично поместување на тунелскиот ѕид се пресметува на следниот начин:

$$u_{ie} = \frac{r_0 \cdot (1 + \nu)}{E_m} \cdot (p_0 - p_i)$$

Каде што: E_m - модул на деформација; ν - Поасонов коефициент.

Кога внатрешниот притисок на подградбата p_i е помал од критичниот притисок на подградбата p_{cr} , тогаш се појавува лом во карпата и се формира пластифицирана зона околу тунелот, со радиус r_p . Внатрешното радијално пластично поместување е дефинирано од кривата на реакцијата на карпата меѓу: $p_i = p_{cr}$ и $p_i = 0$. Типичен дијаграм за крива на реакција на карпестата маса е прикажан на Сликата 22.31.



Слика 22.31 Крива на реакција на карпата, која го прикажува односот меѓу притисокот од подградбата и тунелската конвергенција (Хек 1995)

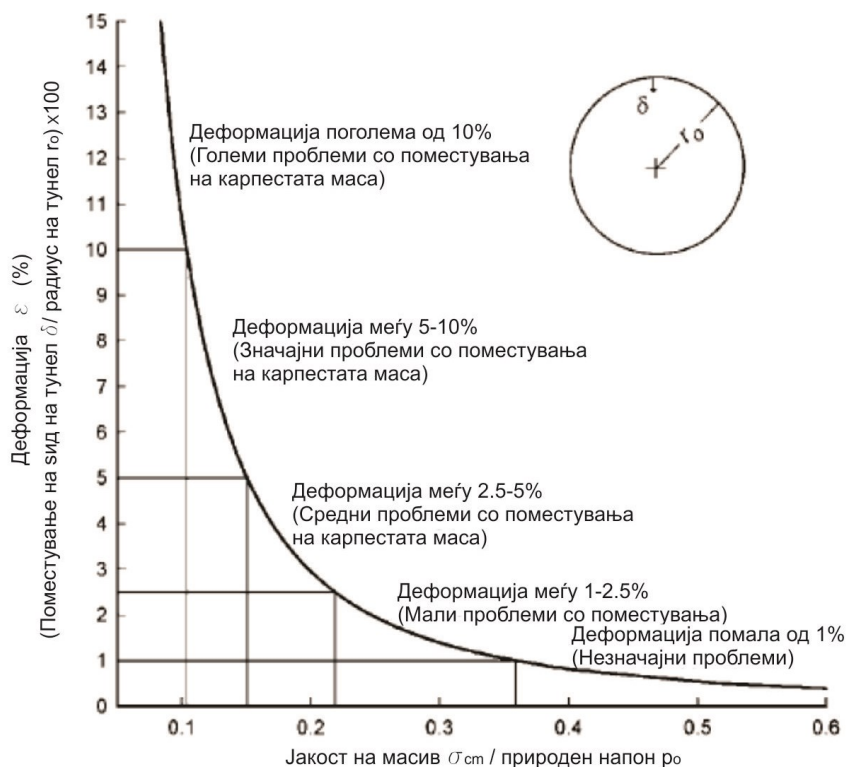
Оваа слика покажува дека:

- нема поместување кога притисокот на подградбата е еднаков на хидростатскиот притисок ($p_i = p_o$),
- има појава на еластично поместување u_{ie} за $p_o > p_i > p_{cr}$,
- има појава на пластично поместување u_{ip} за $p_i < p_{cr}$,
- Максимално поместување се постигнува за притисок на подградба $p_i = 0$.

Формата на кривата на реакција на карпата за тунел со одреден радиус зависи од критериумот на лом на карпестата маса.

Преку соодветна анализа се дефинираат: критичниот притисок на подградбата p_{cr} , радиусот на пластичната зона R_p , што понатаму се користи за дополнителни анализи на подградбата.

Корисен начин за проучување на општите трендови на очекувани деформации, е да се направат бездимензионални дијаграми од резултати добиени од параметарските студии (Слика 22.32).



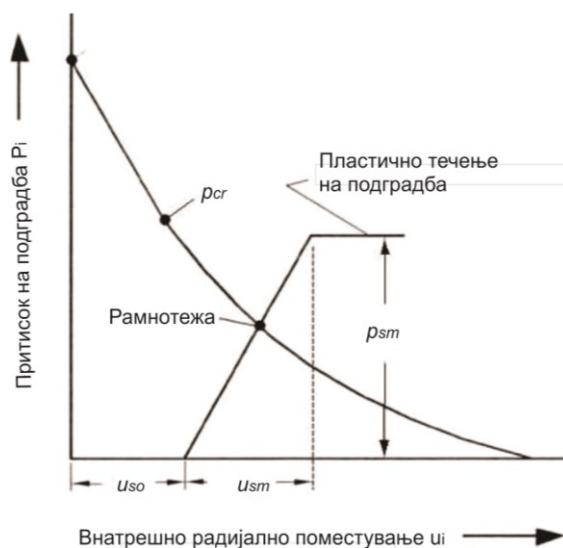
Слика 22.32 Очекувани проблеми кај тунел, со кружен отвор за одредено ниво на деформации (Хек 2001)

На Сликата 22.32 се прикажани некои препораки на Хек околу очекуваните проблеми за одреден процент на остварени деформации. Може да се забележи дека некои тунели кои претрпеле деформации во висина од 5% не покажале проблеми со стабилноста, но во секој случај, границата од 1% предложена од

Сакурај треба да е индикатор на можни потешкотии. Всушност, во некои случаи, е пожелно да се дозволи тунелот да постигне деформации и до 2, 5% пред да се активира подградбата. Обично, при анализата на интеракција на подградбата и карпата, кривата на реакција треба да се толкува во однос на следните основни компоненти:

- Поместувањето на тунелскиот сид, кое е извршено пред поставувањето на подградбата;
- Елементите на крутоста на системот за подградба и капацитетот на носивост на подградбата.

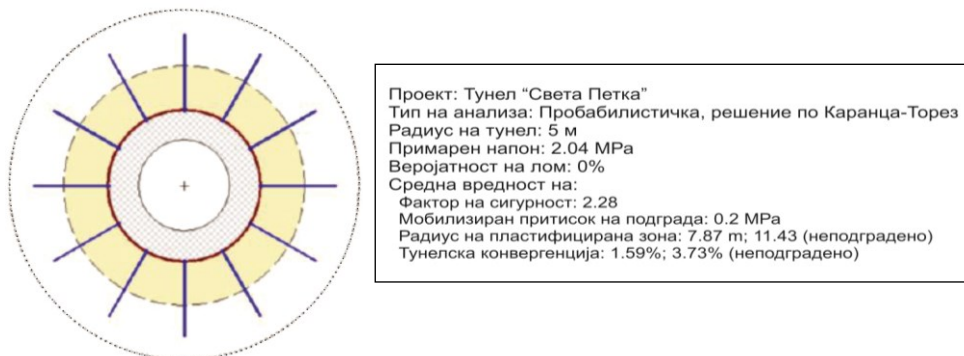
На Сликата 22.29 е спомнато дека одреден износ на деформацијата се извршува пред челото на тунелот, каде што обично, околу една третина од вкупните деформации, веќе се завршени и се од траен карактер. Освен тоа, речиси секогаш има фаза на ископ, каде што се јавува „отвор“ меѓу брустот и најблискиот вграден елемент од подградниот систем. Затоа, дополнителни деформации настануваат пред подградбата да стане ефективна. Врз основа на теренски набљудувања и мерења, Сакурај (1983) укажува дека нивоата на деформација на тунелот во висина од приближно 1% се поврзани со можност за појава на нестабилност и со тешкотии во обезбедување на соодветна подградба.



Слика 22.33 Крива на реакција со приказ на одговор на подградбата на тунелските конвергенции, што резултира со воспоставување на рамнотежа

Од Сликата 22.33 се гледа дека откако ќе се постави подградбата и е во ефективен контакт со карпата, подградбата ќе почне да се деформира еластично. Максималното еластично поместување, коешто може да биде извршено од подградниот систем е u_{sm} и максимален притисок на подградбата p_{sm} е дефиниран со пластичното течење на подградниот систем. Ваквите анализи овозможуваат кај кружни тунели да се направат брзи процени, каде може да се вклучи теорија на веројатност, да се дефинира зоната на пластификација,

должина на сидрата и други елементи, за што на располагање стојат поголем број решенија, како на пример софтерот ROCKSUPPORT. Еден пример е прикажан на Сликата 22.34. За анализа се користени податоци од Табелата 22.5.



Слика 22.34 Излезни податоци од анализа на делница од тунел за браната „Света Петка“, заснован на анализа на интеракција на карпеста маса – подградба

Табела 22.5 Влезни параметри за анализа на подградба кај раседни зони од тунел на браната „Света Петка“ (Јовановска 2019)

Број	Параметар	Статистичка распределба	Димензија	Станд. девијација
1	Радиус на тунел (m)	He	5	0
2	Напрегање (MPa)	Нормална	2.04	1
3	Поасонов коефициент	He	0.3	0
4	Јакост на притисок на монолит (MPa)	Нормална	25	2
5	GSI	He	21	2
6	m_i	He	10	0
7	Коефициент на пореметеност на масивот (D)	He	0.5	0

Очигледно е значењето на соодветен избор на времето на постување на примарната подградба, се со цел да се пронајде оптимален избор на системот за подградба во зависност од остварените деформации.

НЕКОИ АСПЕКТИ ЗА ДЕФИНИРАЊЕ НА СТАБИЛНОСТ КАЈ ЧЕЛО НА ИСКОП ЗА КАРПЕСТИ МАСИ СО НИЗОК КВАЛИТЕТ

Практиката покажува дека стабилноста на челото на тунелот често е клучно прашање за успешна изведба на подземните работи. Имено, поголем број истражувања и достапното искуство од изградбата во тешки геотехнички услови ја истакнуваат важноста на деформацијата на челото, која може да биде локална, но може да се протега на големи висини, сè до површината на теренот (Слика 22.27). Ова е особено значајно кај плитките тунели, каде што стабилноста и деформацијата на ископот се поврзани и со слегнување на површината на теренот и оштетување на постојните конструкции (доколку се градени во зона на влијањето на подземниот ископ). Еден пример за ваков случај е прикажан на

Сликата 22.35, за случај на ископ кај тунелот „Пресека“ – Кичевско, изведуван во графитични шкрилести маси со низок квалитет.



Слика 22.35 Појава на нестабилност на челото на ископ кај тунел „Пресека“ (фотографија од Д. Мославац)

Во практиката се среќаваат различни емпириски, аналитички и нумерички пристапи за анализа на овој проблем. На пример, Кавадас и други (2009) прикажуваат постапка за дефинирање на т.н. екструзија на лицето на тунелот, во вид на хоризонтално поместување во центарот на тунелот. Тие воведуваат карактеристичен параметар за стабилност на лицето на тунелот како бездимензионален израз, земајќи ја предвид јакоста на притисок на капрестата маса (σ_c) и напонската состојба на ископот. Бездимензионалниот израз за определување на коефициентот на екструзија (Ω_f) за просечен напон на ниво на тунелот (p_0) е дефиниран како:

$$\Omega_f = (u_h \cdot E) / (D \cdot p_0)$$

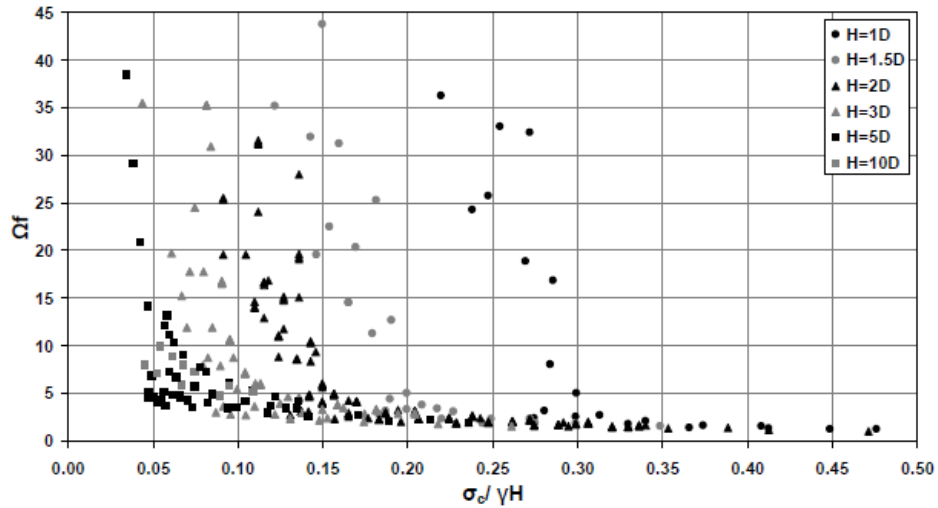
$$p_0 = \gamma H \cdot (1 + K) / 2$$

Каде што е: u_h – хоризонтално поместување во центарот на челото на тунел; E – модул на деформација; D – дијаметар на тунелот; K - коефициент на геостатички притисок (0,5-1); γ – волуменска тежина на карпата; H – длабина на тунелот.

На Сликата 22.36 е прикажано влијанието на коефициентот на екструзија во зависност од односот $\sigma_c / \gamma H$. Од Сликата 22.36 се гледа и влијанието на длабината на ископот (H) и дијаметрот на тунелот (D). Овие автори воведуваат и израз за пресметка на фактор на сигурност за дефинирање на стабилноста на челото на ископ (Ffs), дефиниран на следниот начин:

$$Ffs = (2 c N_\varphi) / (\gamma H^{0.15} D^{0.85})$$

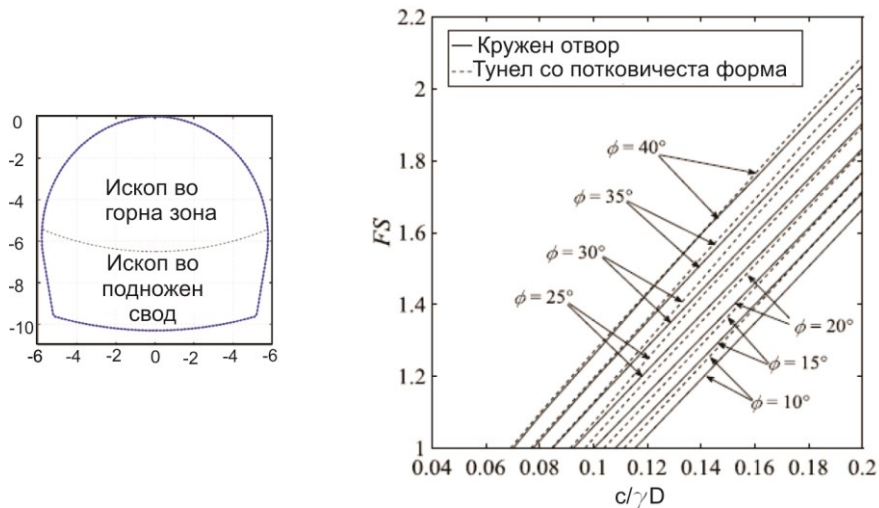
Каде што е: $N_\varphi = \tan^2(45 + \varphi/2)$.



Слика 22.36 Влијание на односот $\sigma_c / \gamma H$ врз коефициентот Ω_f за различни длабини на тунел (Кавадас и др. 2009)

За тунели со потковичеста форма (Слика 2.37), постојат слични формули за пресметка на факторот на сигурност. На пример, Џијинг (2017) врз основа на анализите на Вермеер и др. (2002), ја предлага следната формула:

$$FS = \frac{1.23 \tan \phi + 15.46c / \gamma D}{2 + 3(d/D)^{6 \tan \phi / FS}}$$



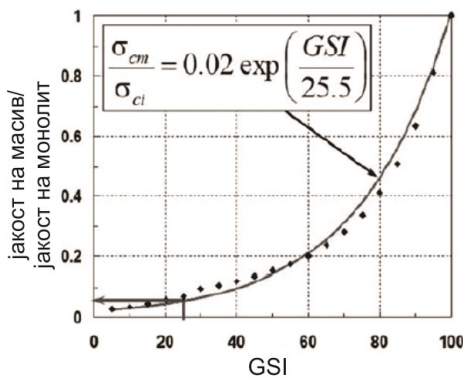
Слика 22.37 Дијаграм за процена на фактор на сигурност за различни вредности на фактор на сигурност во зависност од односот $c / \gamma D$ и различните вредности на ϕ кај тунел со потковичеста форма (Џијинг 2017)

Многу корисен за оваа намена се покажува и концептот, каде што се дефинира односот меѓу носивоста на карпестата маса и т.н. **фактор на стабилност** на ископот кај тунелот - N_s . Овој фактор е поврзан со длабината на тунелот, односно од напонската состојба и се дефинира на следниот начин:

$$N_s = 2 p_0 / \sigma_{cm}$$

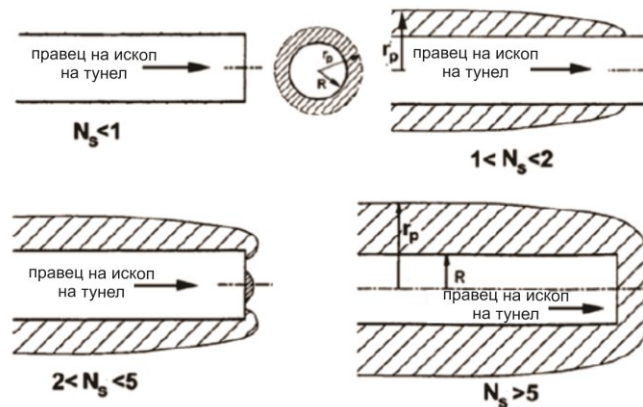
Каде што е: $p_0 = 1/3 (\sigma_v + 2K_0\sigma_h)$ е средна вредност на напонот за одредена длабина на тунелот; σ_{cm} - јакост на притисок на масив.

Како што е познато, јакоста на карпестиот масив може да се дефинира преку јакоста на монолит (σ_{cl}) и квалитетот на карпестата маса (GSI) по различни постапки. Зависност според на Хек и др., 2002 е прикажана на Слика 22.38).



Слика 22.38 Дијаграм за процена на однос на јакоста на масивот и на монолит, во зависност од вредноста GSI (Хек 2002)

Значењето на параметрот N_s може да се согледа од Сликата 22.39.



$$\frac{r_p}{R} = \left[\left(\frac{2}{k+1} \right) \frac{N_s + \frac{2}{k-1}}{(1-\lambda)N_s + \frac{2}{k-1}} \right]^{\frac{1}{k-1}}$$

Слика 22.39 Однос на големина на пластифицирана зона со вредноста на N_s : R – радиус на тунел, r_p – радиус на пластифицирана зона, k – коефициент $k = tg^2(45 + \varphi/2)$, φ – агол на внатрешно триење (Кавадас 2004)

Од сликата може да се заклучи дека кога вредноста на $N_s < 1$ карпестата маса се однесува еластично, додека при $N_s > 1$, таа има еластопластично однесување, каде што зоната на пластификација се развива на различни начини околу ископот или во неговото чело. Зоната на пластификација обично не надминува големини од 3 до 6 метри, што одговара на вредности на $N_s = 5-6$. Ако N_s појави поголема вредност од 7, обично тоа се смета за граница на употребливост на Новата австриска тунелска метода и за тие случаи се очекуваат забележителни проблеми при изведба на ископот.

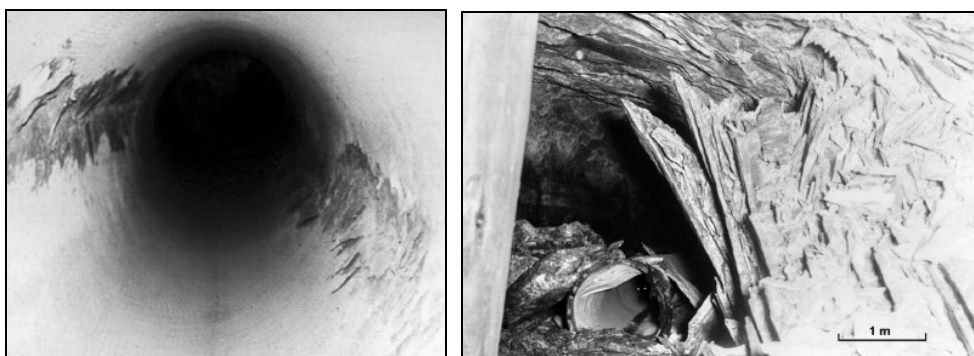
Очигледна е комплексноста и на овој проблем, при што можниот развој на нестабилност на чело на ископот, треба да се разгледува интегрално со другите анализи на напонски дефинирани нестабилности кај карпести маси со низок квалитет. Секако дека кај секој објект е потребна примена и на детаљни нумерички анализи, со кои треба да се потврдат и специфицираат сите сомневања за можните нестабилности во фаза на изведба.

ПРОБЛЕМИ НА ДЕФОРМИРАЊЕ КАЈ КАРПЕСТИ МАСИ, ИЗЛОЖЕНИ НА ВИСОКИ КОНЦЕНТРАЦИИ НА НАПРЕГАЊА

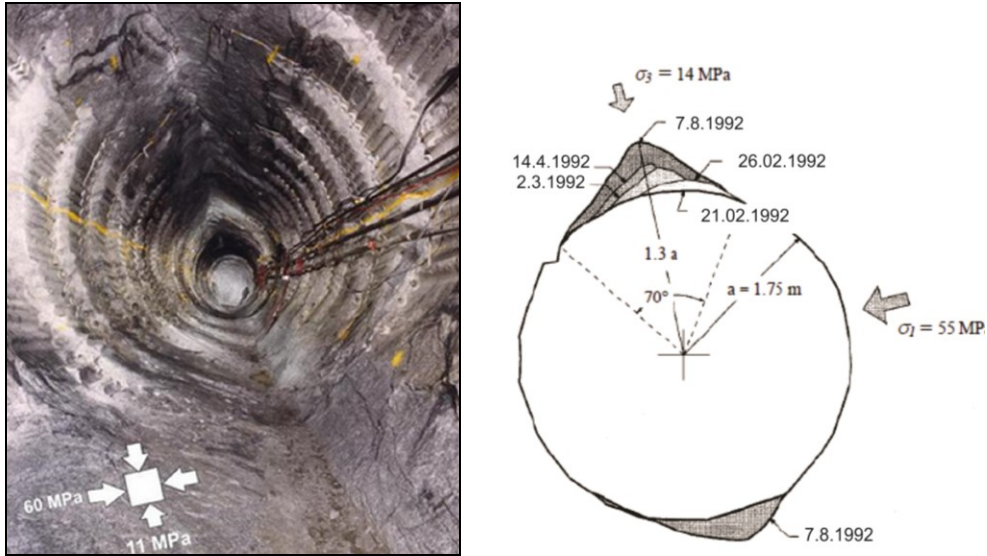
Кај подлабоките ископи се јавуваат напонски контролирани феномени, кои се посебен предизвик за разрешување. Како што е споменато во рамките на ова поглавје (види Слика 22.25), посебно се карактеристични случаите на појава на лушпење во зони на изразена концентрација на напоните (англ. spalling) или дробење на карпестата маса (анг. crushing) во одредени случаи и со можна појава на динамичка манифестација на подземните притисоци во вид на горски удар.

Може да се истакне дека овие проблеми се уште посложени доколку се појавуваат кај изразито анизотропни полиња на напоните, па затоа, за прогноза на нивната појава е потребно да се применат некои тестови со цел да се утврди потенцијалот за појава на такви феномени.

Самиот изглед на карпести маси изложени на високо ниво на напрегања се прикажани на Сликата 22.40 и на Сликата 22.41.

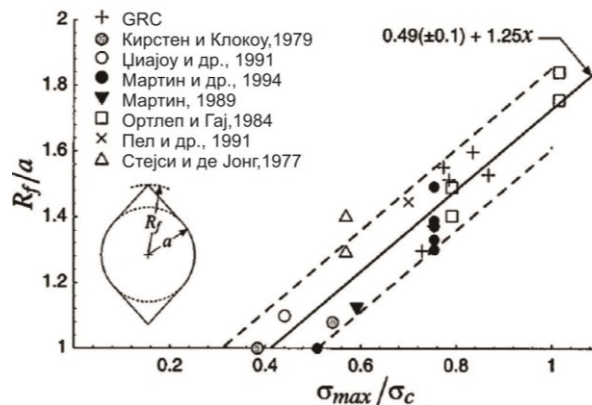


Слика 22.40 Пример на појава на лушпење (spalling) во страни на ископ кај кружен тунел (лево) и појава на горски удар кај длабок рудник за злато во Јужна Африка (Хек и Мартин 2014)

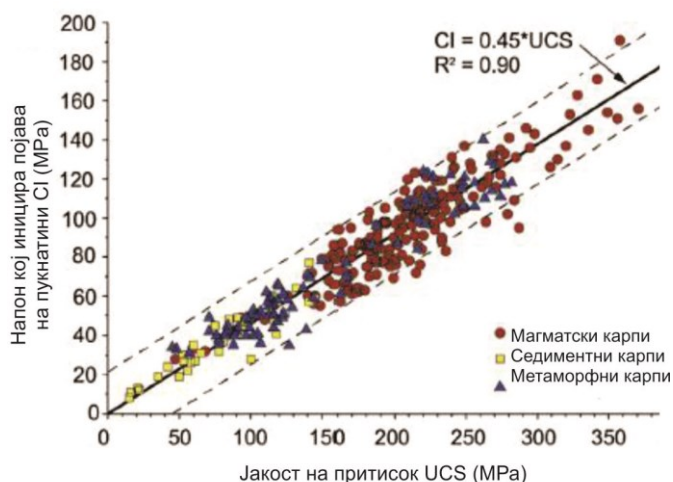


Слика 22.41 Пример на деформирање кај гранитски карпест масив во истражна подземна лабораторија Пинава, Манитоба, Канада, во услови на изразена анизотропија на напонска состојба (лево), според Хек и Мартин (2014) и развој на деформациите по периоди кај дел од тунелот (десно), според Рид и Мартин (2009)

Кај ваквите случаи многу е значајно да се предвиди можноста за нивна појава, при што во практиката се користат некои зависности, кои се прикажани на Сликата 22.42 и Сликата 22.43. Од сликите може да се процени можноста за развој на зоната на деформирање (R_f) во зависност од односот на максимално можниот напон во зона на ископот кон јакоста на монолит. Ова на некој начин ја илустрира состојбата од Сликата 22.40.



Слика 22.42 Приказ на влијание на односот напон / јакост врз условите на појава на пукнатини на лушпење до длабини на масивот и до 3 метра, утврдено независно од Мартин и др., 1998 и Гримстад и Бартон, 1993 (според Бартон 2018)



Слика 22.43 Приказ на влијание на односот напон кој предзвикува појава на пукнатини на лушпење и јакост на притисок (Хек и Мартин 2014)

Од Сликата 22.42 и од Сликата 22.43 може да се согледа дека доколу нивото на напонот во карпестата маса е во дијапазон од околу 0.4 (+/-0.1) од јакоста на притисок, постојат услови за појава на пукнатини и дробење на карпестата маса, што појавува потреба од потешка подградба на ископот.

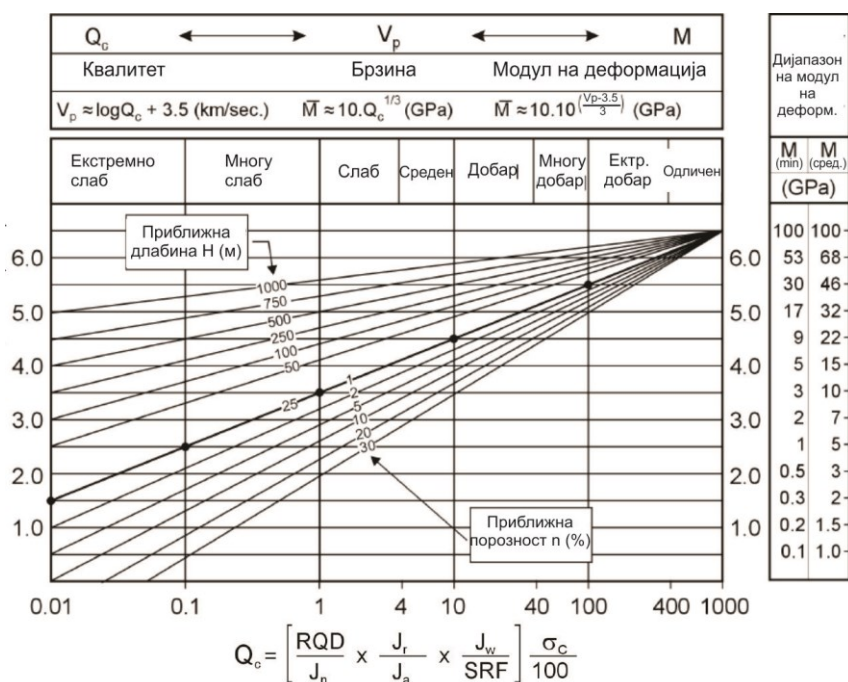
Очигледно е дека при карактеризацијата на карпестите маси многу е значајно да се процени влијанието соодветно на длабината на ископот, бидејќи на големината на мерените податоци влијание има напонската состојба. Во оваа насока, многу е корисен пристапот на Бартон 2002, кој прикажува дијаграм на зависност на сеизмичките бранови од коригираната вредност на квалитетот Q_c , која се изразува со следниот однос:

$$Q_c = Q * (\sigma_p / 100)$$

Имено, на Сликата 22.44 е прикажан интегриран дијаграм, каде што за определена порозност на карпата и длабина на тунелот се прикажува начин на коригирање на вредноста Q_c , која е меродавна за определена длабина.

За да се илустрира влијанието на длабината, на пример за тунел на длабина од 100 метра при $Q=1$, се добива соодветна брзина од $V_p=4.5$ km/s, додека кај длабок тунел на 1000 метра, за да се предвиди овој квалитет, е потребна брзина од $V_p=5.5$ km/s. Ова укажува дека е потребна критичка примена на корелациите меѓу прикажаните параметри. Дијаграмот прикажува и податоци за прогноза на модулите на деформација, што е дополнителна предност на оваа интегрирана постапка.

Во согласност со овие анализи, уште еднаш може да се констатира големата сложеност на проблемот и дека воопшто не е лесно да се дојде до соодветно решение за примена на мерки за стабилизација на ископот.



Слика 22.44 Интегриран дијаграм за проценка на квалитет на карпа во зависност од порозноста и длабината на објектот, според Бартон (2002)

ПРИКАЗ НА ОСТАНАТИ РИЗИЦИ ПРИ ИЗВЕДБА НА ПОДЗЕМНИ РАБОТИ

Проблемите на изведба на подземните работи не се поврзани секогаш само со напонската состојба и со градбата на карпестата маса. Имено, можни се и проблеми поврзани со појава на: штетни гасови, високи температури и подземни води.

ПОЈАВА НА ШТЕТНИ ГАСОВИ ПРИ ИЗВЕДБА НА ПОДЗЕМНИ РАБОТИ

Кога при изведба на подземните работи има можност за појавата на штетни гасови, тоа претставува посебен проблем бидејќи е потребна примена на специфични технологии за работа. Штетните гасови се поделени на: загушливи како: азот (N_2) и јаглерод диоксид (CO_2); отровни, како: јаглерод моноксид (CO), азот диоксид (NO_2), сулфур водород (H_2S); запаливо-експлозивни, како: водород (H_2), метан (CH_4) и други и радиоактивни, како што е: радон (Ra).

Најчесто присутен гас во подземјето е метанот. Ако се утврди негово постоење, прописите во рударството и тунелоградбата обврзуваат на примена на таканаречен метански режим на работа, што ја смалува продуктивноста на работата и го поскапува објектот за 10-20 % (П. Локин 1987). Метанот е најчесто присутен кога изградбата на подземните објекти се врши во јагленови наслаги.

Понекогаш има и појави на гасови, кои се нетипични. На пример, при изведба на тунелот „Крижевичи“, кој се изведувал со големи временски разлики и фази, се појавиле гасови поради гниење на дрвената подградба, која била вградена во

претходна фаза на изградба (П. Локин и други 1989).

Поради испуканоста и кавернозноста на карпестите маси, некогаш е можна циркулација на гасовите и на големи далечини од местото на нивна оригинална појава.

Во фаза на изведување на објектот, врз основа на постојано следење на количината и на видовите гасови се донесува одлука за режимот на работа. Ова е само еден од аспектите што прават, подземните објекти, да се практично и најтешки за изведување.

ПОЈАВА НА ВИСОКИ ТЕМПЕРАТУРИ

Познато е дека со зголемување на длабочината се зголемува и температурата во карпестата маса, што се изразува со геотермски градиент на некоја конкретна локација. Големината на температурата во зона на работниот простор на подземниот ископ зависи од: температурата на површината на теренот, топлотната проводливост на карпестата маса, висината на надслојот и склопот на карпестата маса.

За прогнозирање на температурите во тунелот се користат повеќе емпириски формули, како на пример:

$$T_h = t_b + h - (n / T)$$

Каде што е: T_h – температура во тунелот на длабочина h под површина на теренот; t_b – средна годишна температура на воздухот на местото, каде што се гради тунелот; h – длабочина на тунелот (m); n – длабочина до зоната со постојана температура; T – геотермски градиент.

Појавата на високи температури бара посебна организација на работа, вентилација на ископот и други мерки, така што поради отежнатите услови за работа се поскапуваат вкупните трошоци за изведба.

ВЛИЈАНИЕ НА ПОДЗЕМНИТЕ ВОДИ

Влијанието на подземните води кај подземните работи по правило е негативно и сложено. Во зависност од проблемите што можат да се појават, вкупните трошоци за изведба на работите можат да бидат зголемени и за повеќе пати. На условите за работа влијаат и физички слободните и физички сврзаните подземни води. При тоа, треба да се посвети внимание на условите за продор на големи количини на подземни води и потопување на градилиштето, дејството на хидростатичките и хидродинамичките притисоци, ерозивното, механичкото и хемиското дејство, намалување на физичко-механичките својства на карпестите маси и агресивното дејство на подземните води на градежните материјали.

Посебно негативно влијание имаат појавите на продор на подземните води кон ископот. На пример, кај подземниот рудник „Стари трг“ во Косово, при дупчење на т.н. смерни дупнатини кај еден од подземните хоризонти, била продупчена голема каверна, а подземната вода од неа го потопила поголемиот дел од рудникот. Така, работите за испумпување на подземната вода условиле прекин на нормалното производство на рудникот за период од 6 месеци.

Понекогаш дејството на водата може да се почувствува и по завршувањето

со изградбата. Ова е посебно карактеристично за карстните терени, каде што е можно продирање на вода од карстните канали при поголеми врнежи. Таков е и случајот на тунелот „Созина“, кој се наоѓа на железничката линија од Белград до Бар во Р Црна Гора. Кај овој тунел се појавил продор на големи количини на вода по 6 години од завршување на изградбата (П. Локин 1989).

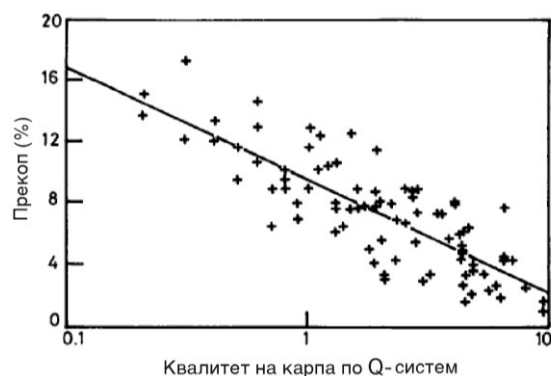
Многу се значајни хидростатичките и хидродинамичките притисоци од подземните води, кои влијаат на напонската состојба на карпестите маси. Ова, од друга страна, бара примена на посебни технички мерки за намалување на ваквото дејство, што секако влијае многу врз процесот, времетраењето и цената на изведување на работите. Хидродинамичкото дејство на подземните води може да услови појава на механичка суфозија, која може да се манифестира во текот на изградбата и експлоатацијата на објектот. Хемиската суфозија може да е значајна при изведба во карбонатните и гипсните карпести маси. Влијанието на влагата од подземните води може да се согледа во промената на физичко-механичките својства на карпестите маси. Ова е посебно значајно кај глиновитите, лапоровитите и туфогените карпести маси, бидејќи од влажноста многу зависи нивното однесување со текот на времето и посебно се изразува преку појавите на лепливост и нивно бабрење.

Кај машинското ископување, потешкотиите произлегуваат од лепливоста, а појавата на бабрење условува: појава на големи подземни притисоци, потешкотии при дупчењето, заглавување на тунелските машини за ископ и сл.

Секој од наведените проблеми бара посебен инженерски третман, при што е потребно да се предвидат посебни мерки за заштита при работа и соодветен начин за намалување на дејството на подземни води со постапки на: дренаирање, инектирање, замрзнување или нивно комбинирање.

НЕКОИ ЗАБЕЛЕШКИ ОКОЛУ ТЕХНИКАТА НА ИСКОП ВО ПОДЗЕМЈЕ

Техниката на ископ во подземејето е многу значајно прашање бидејќи од тоа зависи во голема мера степенот на оштетување на околната карпеста маса. Од тоа зависи не само стабилноста на ископот, туку и економичноста при работа. Во зависност од состојбата на карпестата маса, но и од технологијата на ископ е т.н. волумен на **прекопана маса** (прекоп). Во прогноза на цената на чинење на ископ кај подземните работи обично се признава т.н. **дозволен прекоп**, кој покрај од технологијата на изведба е во функција и од квалитетот на карпата (Слика 22.45).



Слика 22.45 Дијаграм за процена на можен прекоп во зависност од квалитето на карпата (Прајс, 1999)

Во тунелоградбата, со примената на техниката на мазно или пресплит минирање се овозможува многу добро оформување на контурата на ископот, со минимален прекоп. Неколку шеми за минирање на еден подземен ископ се прикажани на Сликата 22.46.

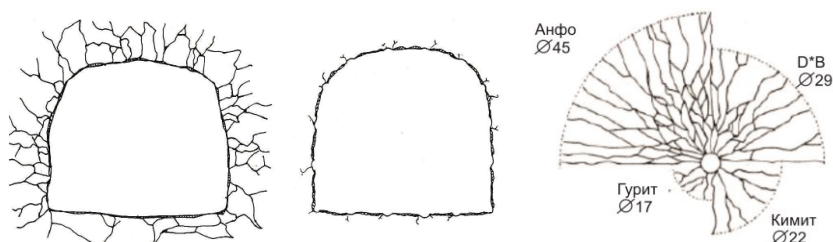


Слика 22.46 Приказ на разни техники на минирање кај подземни ископи

Реален изглед на добро и лошо изминирани карпести масиви е прикажан на Сликата 22.47, а влијание на типот на експлозив – на Сликата 22.48.



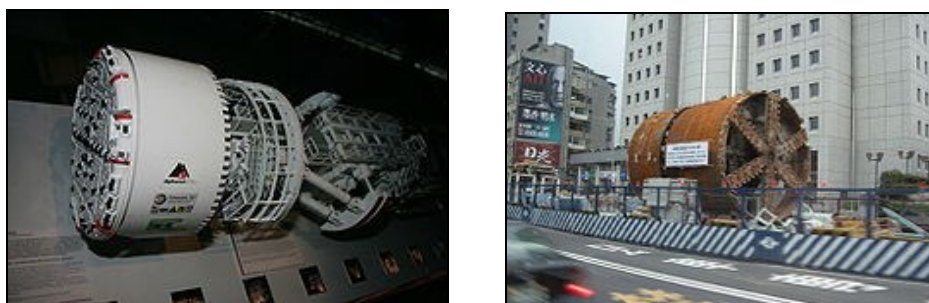
Слика 22.47 Ископ за подземен објект миниран со метода на мазно минирање (лево) и кај опточен тунел на Саска Река изминирани со класична техника на минирање (десно)



Слика 22.48 Шематски приказ на ископ миниран со класична постапка (лево), со мазно минирање (насредина) и влијание на различни видови на експлозив врз ширината на зоната на дробење (Холмберг и др.1983)

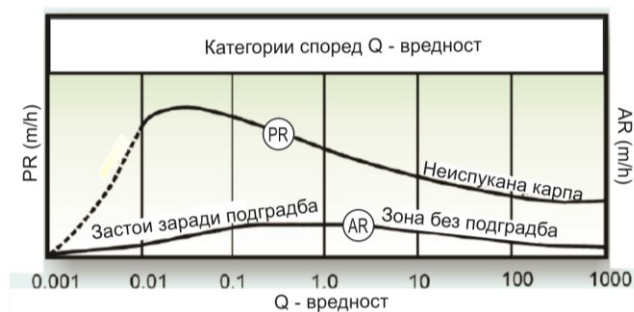
Од сликите е очигледна разликата во оштетувањата на карпестите маси со една или друга техника на минирање. Ова укажува дека треба да се тежнее да се применуваат постапките на контролирано минирање, но и целосно прилагодена технологија на ископ со неадекватен начин на минирање, ненавремено поставување на примарната подградба, подолговремено оставање на неподградени карпи, кои се склони кон бабрење. Тогаш се можни појави на недозволен прекоп, па и до најдрастични примери на целосно затворање на ископаниот отвор. Најмало оштетување на околната карпеста маса е кога ископот се врши со тунелски машини за дупчење (Слика 22.49).

Со тунелските машини се добива мазна површина на ископот и минимален прекоп, овозможено е брзо напредување и паралелно поставување на подградбата. За нивна примена е неопходно, пред сè, добро познавање на геолошките услови на теренот, со цел да не дојде до нејзино заглавување.

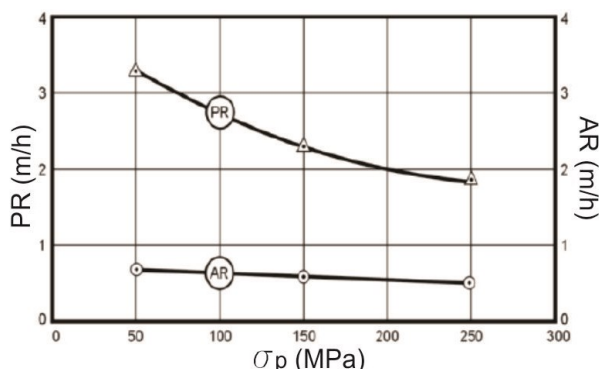


Слика 22.49 Изглед на некои тунелски машини за дупчење: глава на машина за дупчење (лево) и штит за тунелска машина (десно)

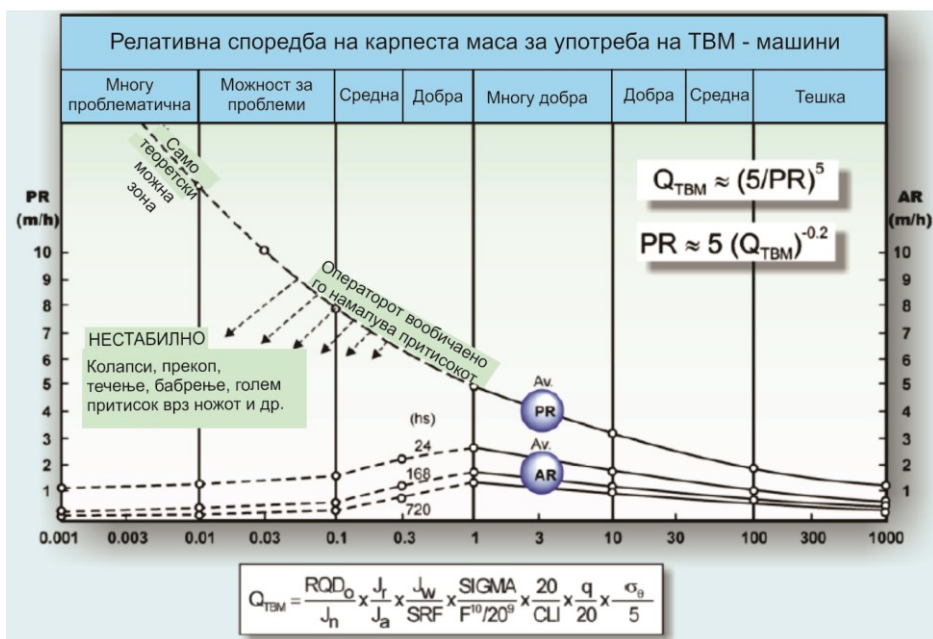
Основен параметар со кој се дефинира економичноста на изведба со тунелски машини е брзината на напредување, која зависи од карактеристиките на машината, но и од својствата на карпестата маса. Посебно е проблематично постоење на каверни и раседни зони во пресек на ископот. Како корисен концепт и овде се наметнува познавањето на јакоста, абразивноста и квалитетот на карпата. Детали може да се најдат кај Бартон (2018 и 2020), а некои примери се прикажани на следните слики.



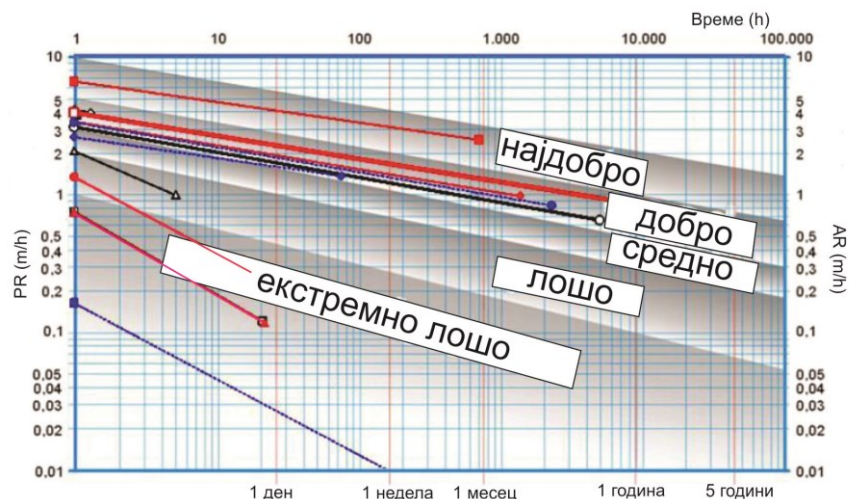
Слика 22.50 Индекс на продирање (PR) и индекс на напредок при ископ (анг. advance rate AR) во зависност од квалитетот Q (Бартон 2018)



Слика 22.51 Индекс на продирање (анг. penetration rate (PR) и индекс на напредок при ископ (анг. advance rate AR) во зависност од јакост на карпите (според Фацет, 1993, преземено од Бартон, 2020)



Слика 22.52 Модификација на квалитет на карпа Q во мултикомпонентална вредност QTBM, која, покрај шест параметри на Q, вклучува големини, како сила на машината за дупчење и јакост на карпест масив со кој се опишува напредокот на тунелска машина за дупчење: F е средна вредност на сила при режење во тони нормализирана на 20 тона, SIGMA е прогноза на јакост на карпест масив = 5γQc^{1/3} (обично од 1 до 100 MPa). CLI е индекс на времетраење на секачот (NTNU, 1998), q е содржина на кварц нормализирана за вредност од 20%, σ₀ е прогноза на ниво на напон на чело на ископ во тунелот (Бартон, 2018)



Слика 22.53 Приказ на дијаграм за прогноза на PR за различни класи на карпеста маса: косите линии со градиенти - m се прогнозирани во однос на Q-вредноста и служат за прогноза на вредноста на AR. Средно ако $T = 10000$ часа, $AR = 0.8 \text{ m/hr}$ (дебела црвена линија), (Бартон, 2018)

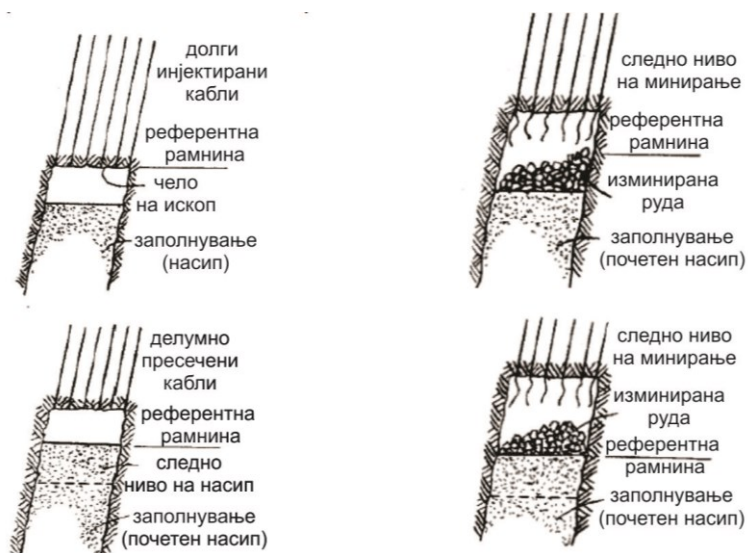
НЕКОИ ОСНОВНИ ПРИНЦИПИ ЗА ИЗВЕДБА НА РУДАРСКИ РАБОТИ ВО ПОДЗЕМЈЕ

При изведба на рударските работи во подземје, постојат голем број специфики од кои зависи начинот на откопување на корисната минерална суровина и пратечките карпести маси. При тоа, постојат различни модификации на експлоатација во зависност дали се работи за цврсти карпести маси, слоевити меки карпести маси (како на пример јаглен), начинот на оруднување и можностите за пристап до рудното тело и слично. Така, можат да се сретнат следните видови на откопување:

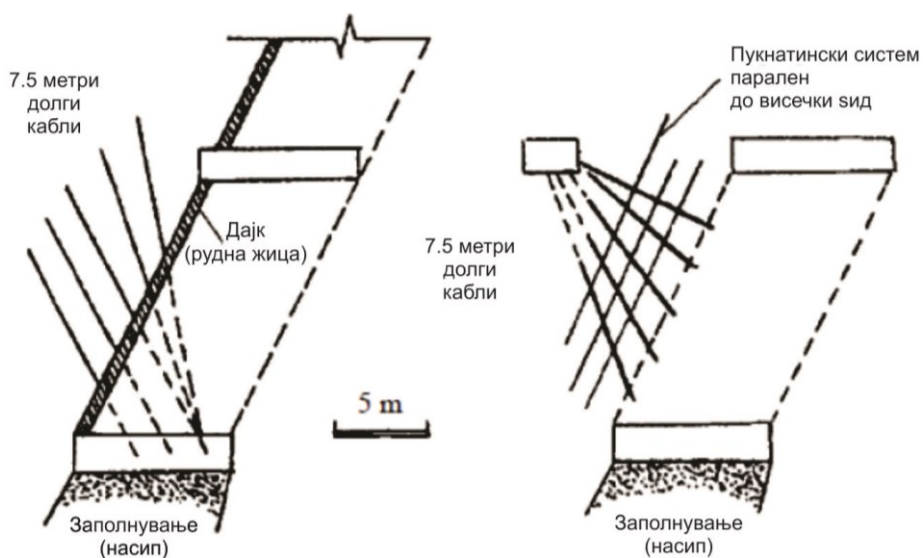
- Методи на откопување со отворени ископи, кои се изведуваат во комори и оставање на заштитни столбови;
- Методи на откопување со складирање;
- Методи на откопување со заполнување, подградување и нивни комбинации;
- Методи со откопување и зарушување на рудата и страните на ископот;
- Комбинирани методи.

Без навлегување на детали во проблематиката на ископ, во рамките на ова поглавје ќе бидат прикажани некои основни поставки поврзани со стабилноста и можните методи за заштита на ископот.

Посебно е значајно во одреден случаи да се изврши претходна заштита на ископот. На пример, на Сликата 22.54 е прикажана технологија на ископ на рудно тело, чија кровина е заштитена со сидра. Често, кај ваквите ископи, заштитата на т.н. висечки сид (анг. hanging wall) се врши со сидрење преку паралелно поставени пристапни рударски простории со сидрење (Слика 22.55).



Слика 22.54. Ископ на претходно заштитен ископ во кровина со сидра, по метод на sukcesивно ископување на рудата и пополнување на ископот со јаловина по фази (Хек, Кајсер и Бауден 1995)



Слика 22.55 Заштита на висечкиот сид од ископот со сидра изведени надвор од зона на ископот кај еден рудник (Бурчиер и др. 1992)

Потвин (1988), Потвин и Милн (1992) и Никсон (1992) разработиле графичка метода за брза прогноза на стабилноста на ископите во подземје.

Предлогот го разработиле според анализа на резултати од 350 случаи од канадски подземни рудници.

Тие предложиле критериуми за процена на стабилноста на ископот преку воведување на фактор на стабилност (N'), којшто се пресметува според следната формула :

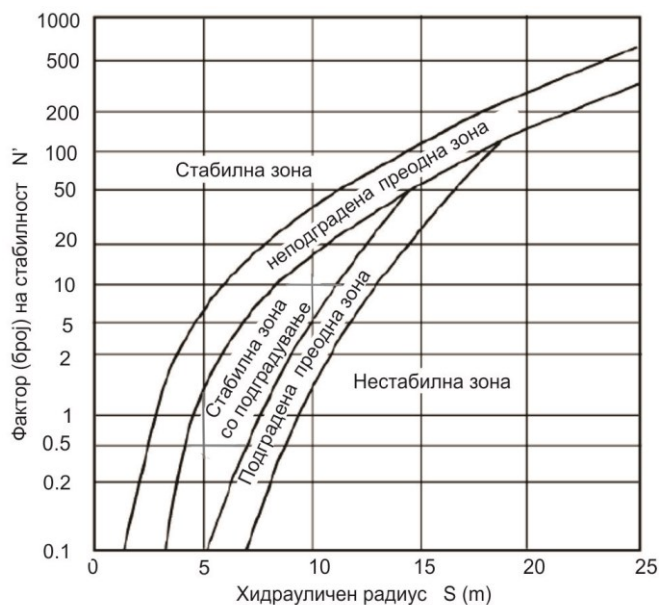
$$N' = Q' \cdot A \cdot B \cdot C$$

Каде што е: Q' е вредност на модифициран Q - индекс на квалитет, според Бартон, A е фактор за напонска состојба; B е фактор за поправка за ориентација на главните пукнатини; C е фактор за корекција поради дејството на гравитација.

Како помошен фактор за примена на оваа метода, се воведува вредноста на т.н. хидраулички радиус (S), кој се пресметува на следниот начин:

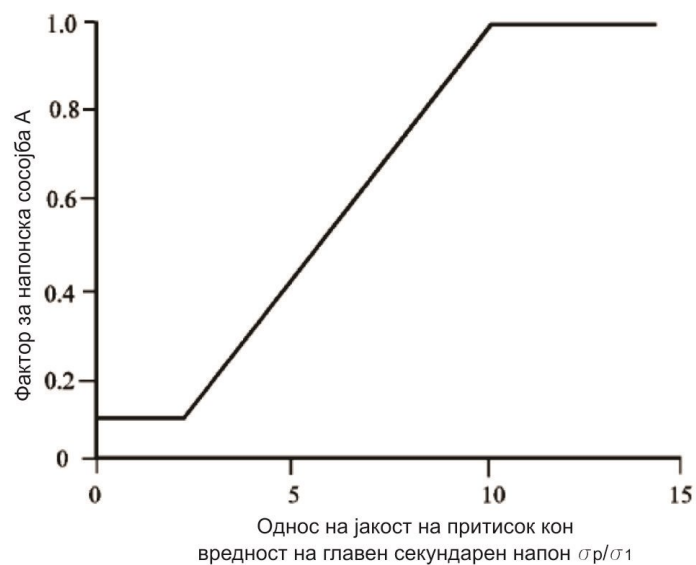
$$S = \frac{\text{Попречен пресек на анализирана површина}}{\text{Периметар на анализираната површина}}$$

Ако се имаат предвид прикажаните дијаграми, на Сликата 22.56 е прикажана суштината на примена на оваа графоаналитичка техника.

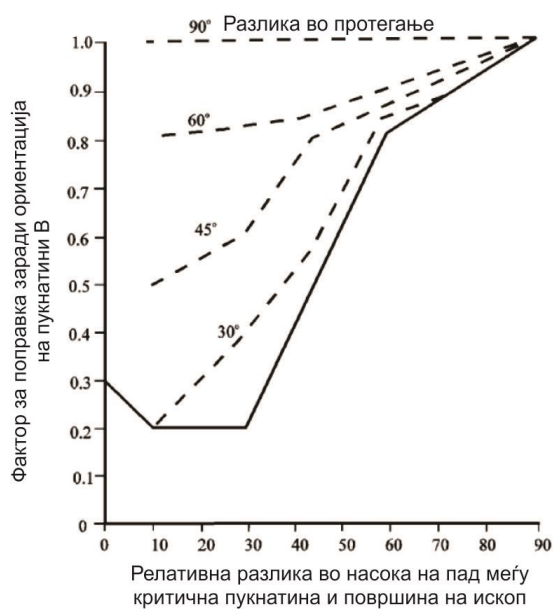


Слика 22.56 Графикон за процена на стабилноста на ископ во зависност од коефициентот на стабилност и хидрауличкиот радиус (Потвин,1988, модифицирано од Никсон, 1992)

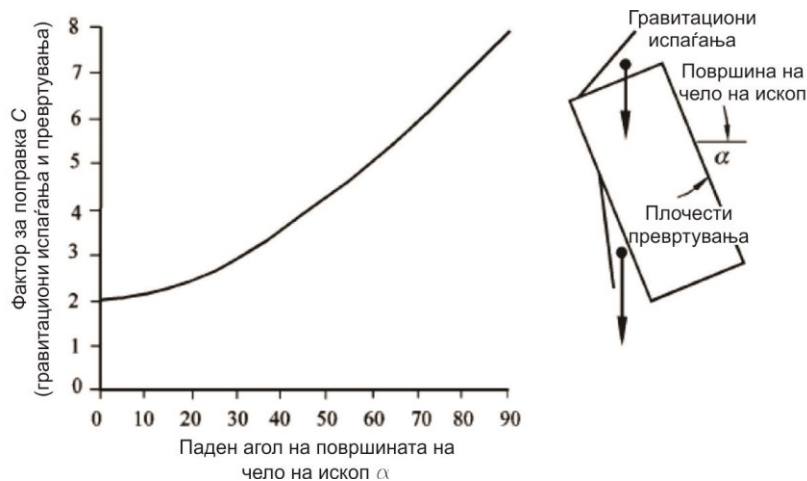
Дијаграмите за процена на факторите за корекција на овие параметри се прикажани на следните слики.



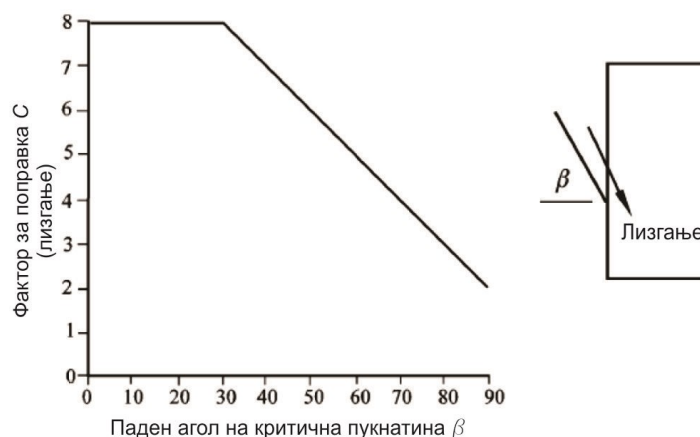
Слика 22.57 Фактор на напонска состојба за различни вредности на јакоста на притисок и главниот нормален напон (σ_c/σ_1)



Слика 22.58 Фактор за корекција на пад на пукнатините (B) во однос на ископот

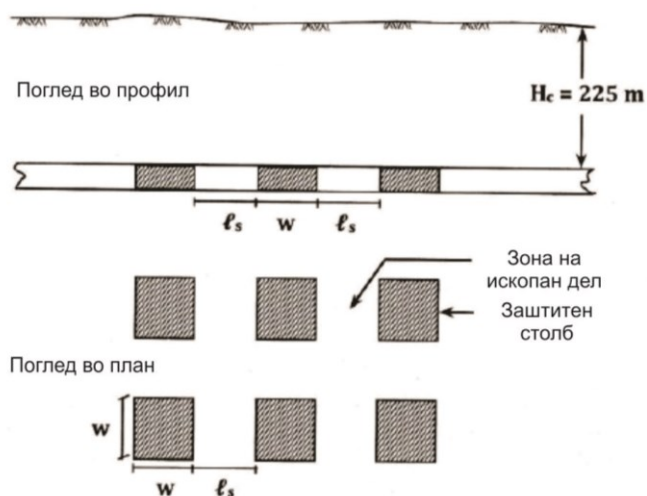


Слика 22.59 Фактор за корекција на гравитација C за гравитациски испаѓања и превртувања



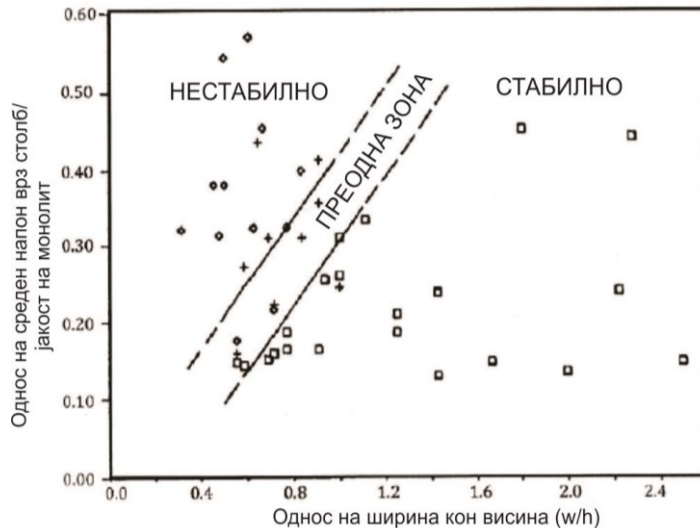
Слика 22.60 Фактор за корекција на гравитација C за услови на смолкнување на нестабилно тело

Покрај прикажаните случаи, во практиката, многу често се применува постапка, каде што рударските ископи се ископуваат со примена на т.н. коморни методи. Посебно оваа постапка е применлива кај слоевити лежишта, но има примена и кај други ископи. Суштината на методот е да се пронајде оптимален сооднос меѓу материјалот, којшто треба да се ископа во комората (анг. room) и материјалот, кој не се ископува, туку останува во т.н. сигурносни столбови (анг. pillar). Еден шематски приказ, којшто ја презентира оваа состојба е прикажан на Сликата 22.61.



Слика 22.61 Приказ на основни елементи на комора и заштитни столбови со одредена ширина (w) поставени на растојание (l_s) во пресек и план (Ергин Ариоглу и Нурај Токгуз, 2011)

Распоредот на заштитите столбови не мора секогаш да е правилен, па нивната ширина (W) и висина (H_s), во зависност од условите, е различна и по форма и по распоред (Слика 22.62).



Слика 22.62 Дијаграм за процена на стабилност на заштитни столбови според Худума (1998) за дијапазон на јакоста на монолит од 70 до 31.6 МПа

Треба да се спомне, дека стабилноста на заштитниот столб обично се дефинира на „едноставен начин“ преку следната формула:

$$SF = S_p / \sigma_p$$

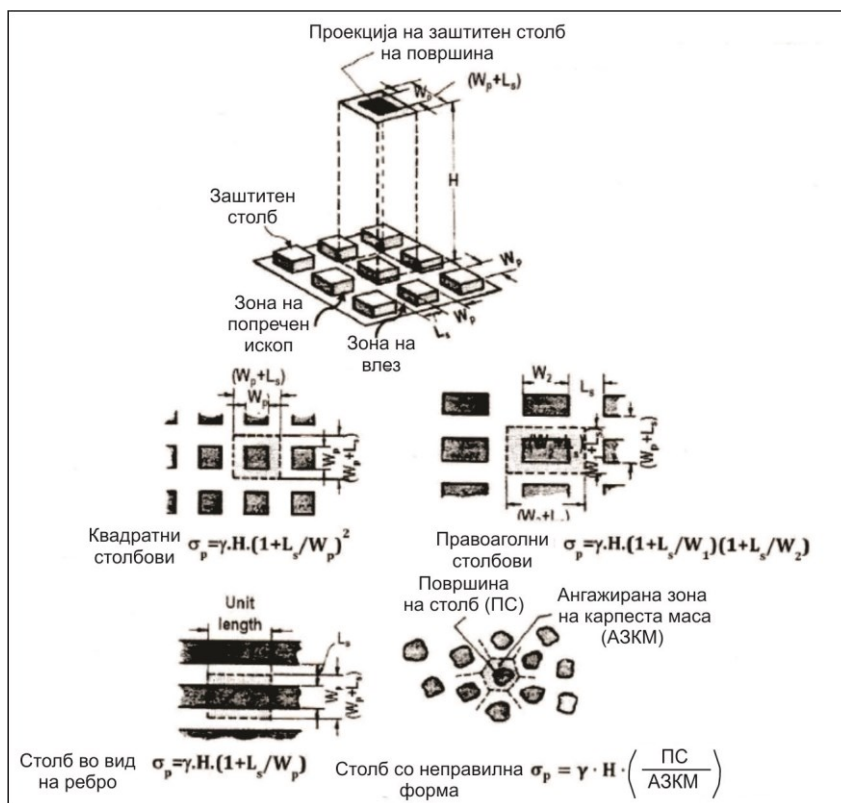
Каде што е: S_p – јакост на карпест масив во заштитен столб, σ_p – средно ниво на напон во заштитниот столб.

За различни димензии на столбот (ширина W_p , висина h , растојание L_s и висина на надслој H) во практиката се среќаваат голем број на решенија, а за илустрација подолу се прикажани неколку основни формули. На пример, за квадратни заштитни столбови се користат следните изрази:

$$\sigma_p = 0.026 \cdot H \cdot \left[\frac{W_p + L_s}{W_p} \right]^2, \text{ MPa} \quad S_p = K \cdot \left[\frac{(w)^{0.46}}{(h)^{0.66}} \right]$$

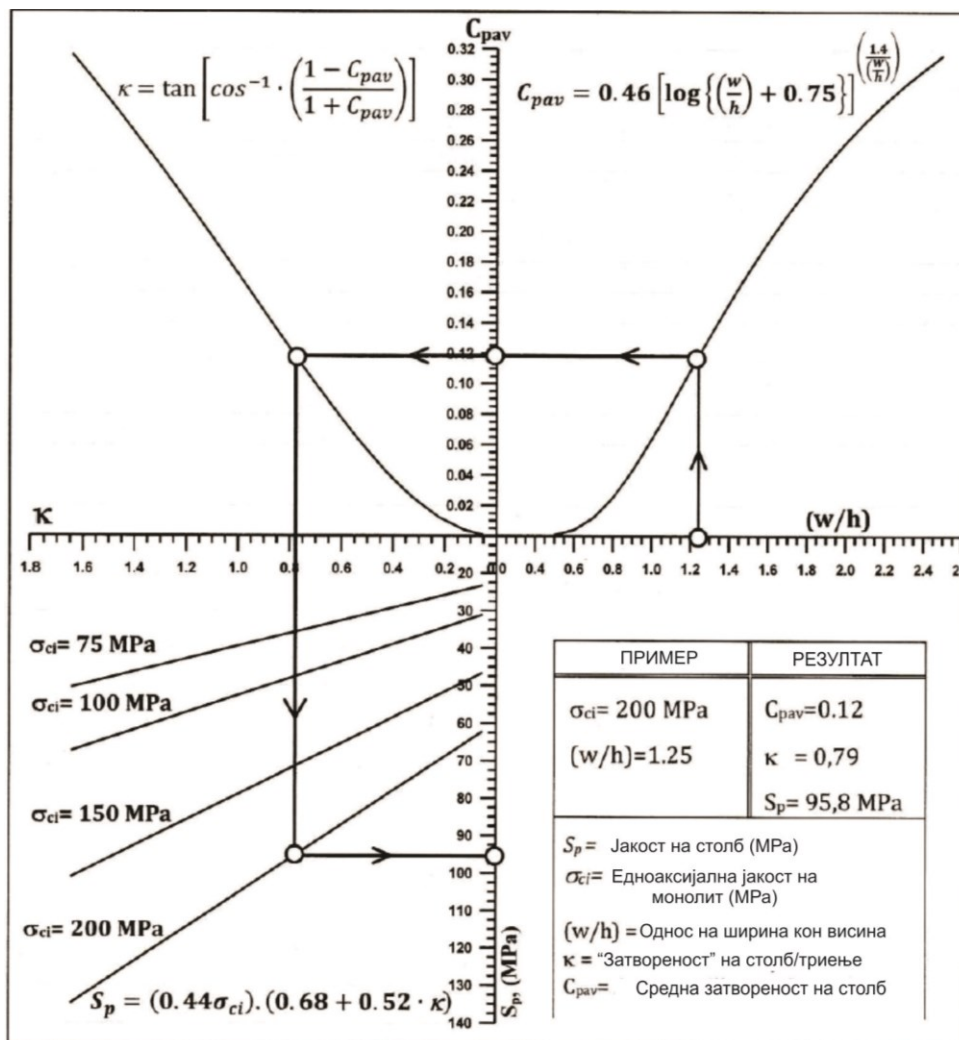
Постојат и препораки за зони на стабилност по сличен принцип како при дефинирање на бројот на стабилност (Слика 22.62).

Треба да се забележи дека детални анализи на економичноста и стабилноста кај рударските ископи обично се прават во главните рударски проекти, при што познавањата од механиката на карпи се од голема помош.



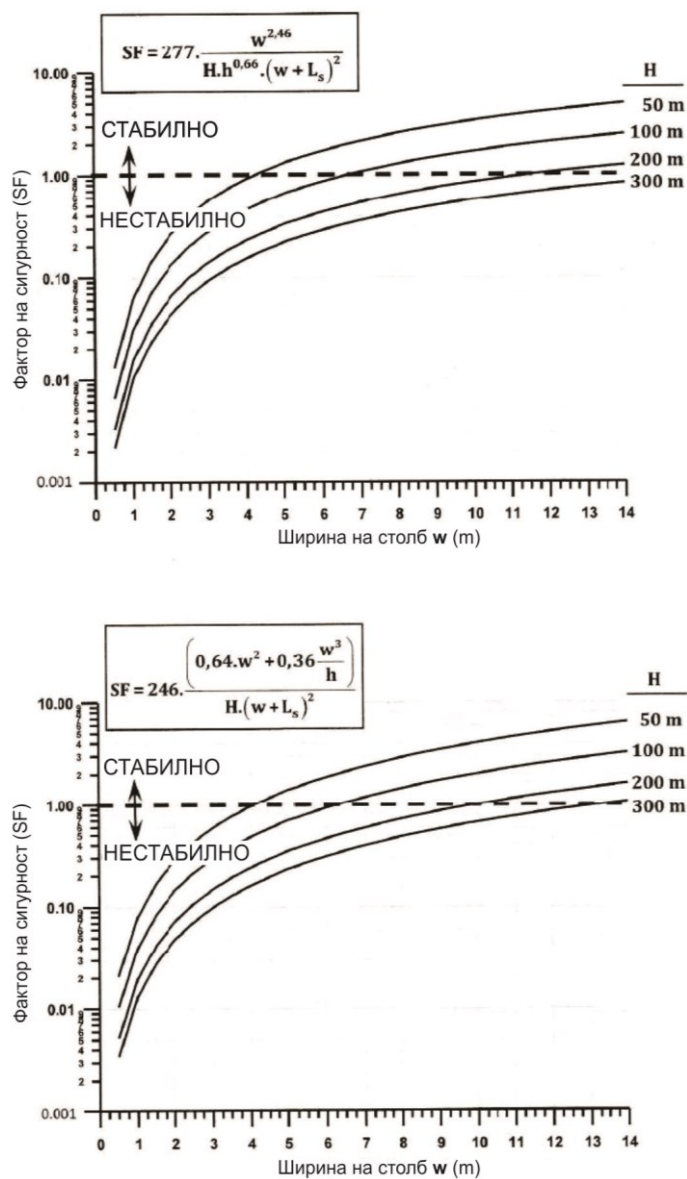
Слика 22.63 Приказ на основни распореди на заштитни столбови со приказ на распределба на напони на притисок во зависност од нивните димензии (Ергин Ариоглу и Нурај Токгуз, 2011)

За вакви намени, во практиката многу се користат и различни дијаграмски решенија (Слика 22.64 и Слика 22.65).



Слика 22.64 Номограм за процена на јакост на заштитни столбови кај цврсти карпи, според Биенавски (Ергин Ариоглу и Нурај Токгуз, 2011)

Анализите во практиката вклучуваат и мерења на: напонската состојба, комплексни нумерички анализи и наблудување, но секако дека искуството од претходно изведувани објекти е многу значајно за донесување на решенија во фаза на работа.



Слика 22.65 Дијаграм за процена на фактор на сигурност, во зависност од ширина на заштитен столб, според Саламон и Мунро (горе) 1967 и Биенавски (1968) за одредена вредност на w и висина h= 2.5 m како и растојание Ls= 6 m (долу), (Ергин Ариоглу и Нурај Токгуз, 2011)

Како и кај градежните објекти е речиси секогаш пресудно да се направи добар избор на методи на сидрење, која, како постапка, е далеку најприменувана кај подземните работи. Во овој контекст, во рамките на ова поглавје се прикажани основните принципи за примена на сидрењето кај подземни работи.

ПРИНЦИПИ ЗА ОДРЕДУВАЊЕ НА ЕЛЕМЕНТИ НА СИДРЕЊЕ КАЈ ПОДЗЕМНИТЕ РАБОТИ

Според Стилборг (1986), при проектирањето на елементите на сидрење е потребно да се воспостави баланс меѓу економичноста и безбедноста, при што теоретските знаења треба да се комбинираат со искуство и инженерско расудување. При тоа, особено треба да се води сметка за следните фактори (Табела 22.6):

Табела 22.6 Фактори од кои зависи начинот на проектирање на подграда кај подземни ископи, според Стилборг (1986)

Цел на ископот	Генерална состојба на напрегањата
Привремена и перманентна подграда	Состојби на карпестата маса
Безбедносни барања	Подземна вода
Практични размислувања	Можни механизми на лом
Геометрија на ископот	Потребен притисок на подградата
Пристапност	Време за активација на подградата
Техника на ископ	Претходни искуства
Близина на соседни ископи	Трошоци и достапност на материјали

Секако дека основа за соодветен избор на видот на сидра кај конкретен проект е да се располага со квалитетни инженерскогеолошки податоци за средината, кои се обезбедуваат со квалитетни инженерскогеолошки и геотехнички истражувања и испитувања.

Тука посебен проблем е да се определи должината и растојанието меѓу сидрата. Кај подземните работи, императив е должината на сидрот да биде помала од половина од отворот/висината на ископот со цел да се избегнат проблеми при инсталацијата. Вообичаено за сидра, кои се инсталираат во сводот и во сидовите на подземен ископ, најчесто треба да се почитуваат следните услови:

$$L_b \leq 0.50H \text{ (за сидра во сводот)}$$

$$L_b \leq 0.50B \text{ (за сидра во сидот)}$$

Каде што е: L_b – должина на сидрот, H – висина на отвор, B – распон на отворот.

Должината на сидрата зависи и од големината на ослабената зона од напоните или димензиите на нестабилниот блок. Доколку слабата зона е ограничена на релативно мало растојание околу ископот, должината на сидрот треба да биде најмалку 1,0 m поголема од нејзината моќност. Во случај на помокна слаба зона, должината на сидрот вообичаено варира од 2 до 3 метри. Некои видови сидра, како што се самодупчеките, можат да се постават на поголем длабини од челото на ископот, бидејќи има можост за наддавање на сидришната шипка. При површинска примена, сидрата можат да имаат најразлична должина, вообичаено: 2, 3, 4, 5, 6, 9 метри, а во одредени случаи можат да бидат и подолги. Сидришните кабли можат да се инсталираат на длабини и до 100 метри и повеќе.

Растојанието кај сидрата треба да се проектира на начин што ќе овозможи поклопување на активната зона на поединечните сидра за да се формира носив лак. Генерално правило е растојанието меѓу сидрата да изнесува $B_s \leq 3 \times S_p$

(S_p – средно растојание меѓу пукнатини) во испукани карпи и половина од должината на сидрата $L_b / 2$ во други услови (Стилборг 1986). Во случај на многу испукани карпи, каде што растојанието меѓу пукнатините е многу мало, растојанието меѓу сидрата може да биде поголемо од $3 \times S_p$.

При пресметка на факторот на сигурност на зоната, која се сидри, постојат некои основни правила. На пример, товарот што се приложува врз сидрата со кои има за цел да се спречи гравитациско поместување на карпести блокови е еднаков на тежината на блоковите. Во ваков случај факторот на сигурност се пресметува како:

$$F_s = \text{максимална носивост на сидрата} / \text{вкупен товар врз сидрата}$$

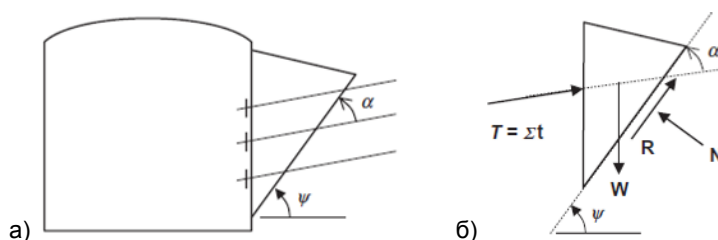
За да се постигне сигурно подградување е потребно вкупниот товар врз сидрата да е помал од нивната максимална носивост, односно да се добие $F_s > 1$. Во согласност со принципите, кои се применуваат при анализите за стабилност на косини, за трајни апликации, е препорачливо оваа вредност да изнесува најмалку $F_s > 1,5$, додека кај проекти со повисоки критериуми во однос на безбедноста, бараниот фактор на сигурност, кој треба да се постигне при подградување, да изнесува $F_s > 2$ или $F_s > 3$.

Бројот на сидра за постигнување на бараниот фактор на сигурност за блокови склони кон гравитациско испаѓање од свод на подземен ископ се одредува според следната равенка:

$$N_{\text{сидра}} = F_s \times (Wg/P_{ult})$$

Каде што е: W – тежина на блокот; g – гравитациско забрзување; P_{ult} – гранична носивост на сидрото.

Кај блокови, кои се склони кон испаѓање од сидовите на подземен ископ, сидрата треба да се инсталираат под одреден агол во однос на дисконтинуитетот по кој блокот „лизга“ (Слика 22.66).



Слика 22.66 Примена на сидра за стабилизација на блок што тежнее да се излизга од ѕид на подземен ископ: блок склон кон смолкнување, заштитен со сидра (лево) и сили што влијаат на блокот (десно)

Вкупната потребна сила за зајакнување со сидрата е $T = \Sigma t$, каде што t е силата на единечно сидро. Силите што дејствуваат на блокот се: гравитациската сила (W), вкупната сила од сидрата (T), нормалната сила на реакција на рамнината на лизгање (N) и силата на отпорот на смолкнување по рамнината на лизгање (R).

Сите сили се во рамнотежа во сите правци во критичната состојба, при која се случува лом на смолкнување по рамнината на лизгање. Со израмнување на силите се добива дека нормалната сила е еднаква на:

$$N=Wg \cos\psi + T \sin\alpha$$

Каде што: $g=9.81\text{m/s}^2$ – земјино забрзување; W – тежина на блокот; T – сила на сидро; ψ – паден агол на рамнина на лизгање; α – агол што го заклопуваат сидрот и рамнината на лизгање.

Доколку се претпостави дека по должината на рамнината на лизгање важи критериумот на Мор-Кулон, тогаш силата што се спротивставува на смолкнувањето се изразува како:

$$R=cA + (Wg\cos\psi + T\sin\alpha)\tan\varphi$$

Каде што е: c – кохезија по должина на рамнината на лизгање; φ – агол на триење; A – базна површина на рамнината на лизгање.

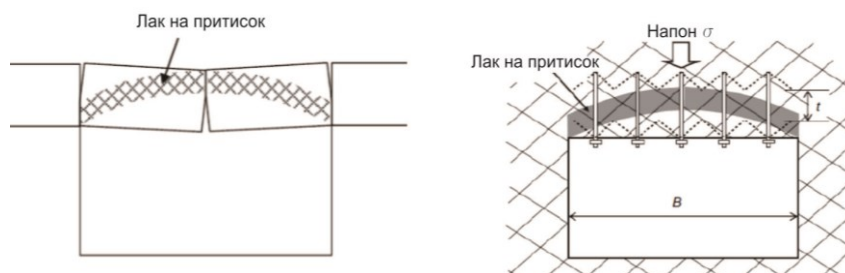
Придвижувачката сила на смолкнување D е еднаква на:

$$D=Wg\sin\psi + T\cos\alpha$$

Ефектот од сидрата е оптимален кога тие се инсталираат под агол $\alpha = \varphi$. Факторот на сигурност на блокот е дефиниран како однос меѓу силата, која се спротивставува на смолкнувањето и придвижувачката сила на смолкнување:

$$FS=R/D$$

Понекогаш се појавува потреба од сидрење кај зони, каде што се формира лак од два блока во сводот. Ваков тип на сидрење се применува доколку во сводот на подземниот ископ е присутна слоевита карпеста маса, која е испукана и поделена на два блока, формирани од три системи на нормални пукнатини. При тоа, еден систем е поврзан за слоевитоста, а другите два се обично ортогонално поставени кон неа. Движењето на блоковите надолу од страните на сидовите на ископот е спречено прати триењето вдолж пукнатините. Поради тоа, двата блока се принудени, под дејството на гравитацијата, да ротираат и да се притискаат меѓу себе во горниот дел од средната пукнатина. Како резултат на ова се формира лак на притисок во двата блока и блоковите се стабилизираат (Слика 22.67).



Слика 22.67 Примена на концепт на формирање лак на притисок кај слоевити карпи (лево) и лак формиран со сидрата, кој се спротивставува на подземниот притисок (десно)

Во случај на постоење на подебела распадната зона, по ископот се формира природен лак на притисок, кој е лоциран далеку од сводот. Во овој случај е потребно да се формира вештачки лак на притисок во рамки на зоната на лом за да се спречи испаѓање на испуканите карпи. Ова се постигнува со сидра, кои се инсталираат во зоната на интеракција. Капацитетот на носивост на еден таков природен лак може да се пресмета според формулата на Крауланд (1983) и Синха (1989):

$$\sigma_{max} = k \sigma_c (t/B)^2$$

Каде што е: σ_{max} – максимален земјен притисок, кој може да го носи природниот лак; σ_c – едноаксијална јакост на притисок од карпата; B – распон на ископот; t – дебелина на зоната на интеракција.

Коефициентот k е пропорционален со моментот што се развива во лакот на притисок. Според Врјат (1973) овој коефициент изнесува ~ 0.9 .

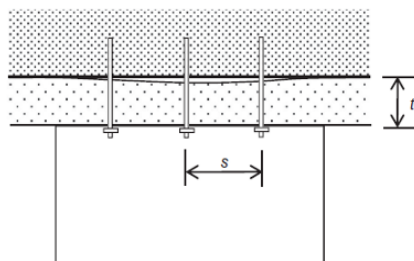
Норвешкиот Институт за техники на минирање, пак, ја предлага следната формула за одредување на должина на сидрата во случај на примена на пасивни сидра:

$$L_b = 1.40 + 0.184B$$

Вообичаено во практиката, шемата на систематско сидрење е таква што растојанието на сидрата во редот е исто со растојанието меѓу редовите. Растојанието меѓу сидрата (s) се препорачува да биде во опсег од 1 до 2.5 м. При одредувањето на растојанието s треба да се земе предвид и состојбата и растојанието меѓу пукнатините. Генерално правило е да растојанието меѓу сидрата е еднакво на 3-4 пати од средното растојание меѓу пукнатините. Во тој случај тоа треба да е во опсегот од 0.3 до 1.0 м. Во случај на помоќна слаба зона, растојанието меѓу сидрата е потребно да се димензионира на начин кој ќе овозможи формирање на вештачки носечки прстен во слабата зона.

Во рудниците за јаглен често се појавува случај, каде што слој од послаби карпи се среќава во сводот на рударските простории. Овој слој може да се обезбеди со негово анкерисување (прикачување) со сидра за стабилен слој, кој се наоѓа над него (Слика 22.68).

Слојот со послаби карактеристики дејствува со својата сопствена тежина поради што проектирањето на сидрата се заснова на определување на дебелината на слојот (t), од што се одредува и растојанијата меѓу сидрата (s).



Слика 22.68 Приказ на систем за сидрење кај ископи за јаглен со анкерисување на помек слој во поцврста карпеста маса над него

Потребниот максимален капацитет на носивост на сидрото е:

$$P_{ult} = FS * (l * s * c) * \rho * g$$

Каде што е: FS – фактор на сигурност, l – моќност на слабиот слој, s – растојание на сидрата во редот; c – растојание меѓу редовите на сидра; ρ – густина на карпата; g – земјино забрзување.

Минималната должина на сидрата е:

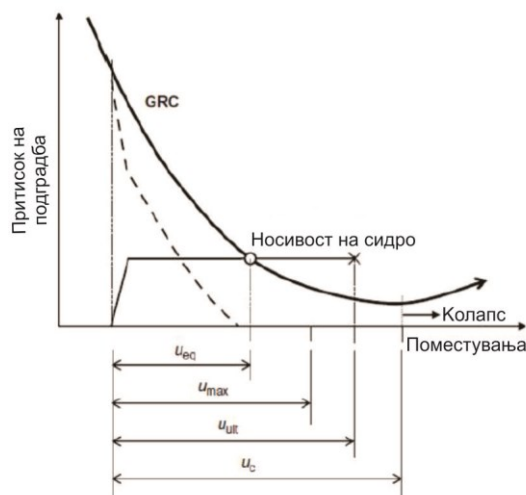
$$L_{min} = t + \text{должина на усидрување}$$

Должината на усидрување во стабилниот слој треба да биде минимум 1,0 m во случај на целосно инјектирани сидра. Принципот е дека мора да биде подолго од критичната должина на вградување со фактор на сигурност од 2 до 4.

ФАКТОР НА СИГУРНОСТ ПРИ СИДРЕЊЕ ВО МЕКИ КАРПИ

При ископ на подземни простории во меки и слаби карпести маси, деформациите што се јавуваат можат да бидат многу големи и да доведат до рушење на подземниот ископ. Оттука, основна сила што придонесува за развој на деформациите се силите на напрегање, односно енергијата што се јавува при ослободување на силите на напрегање. Колку поголеми се овие сили, толку поголеми ќе бидат и деформациите во карпата. Последователно, при големи деформации на карпата може да дојде до нејзин лом. Одговорот на карпата при ископ се опишува со помош на кривата на реакција (GRC) (Слика 22.69).

Системот на работа кај оваа подградба е тие да функционираат заедно со карпата се додека таа не се стабилизира по одреден износ на поместувања. Испрекинатата линија на Сликата 22.69 ја претставува кривата на реакција на карпестата маса по нејзино подобрување со сидра.



Слика 22.69. Крива на реакција на тлото (GRC од англ. Ground Reaction Curve) и карактеристична крива на подграда на сидра со омекнување

Очигледно е дека концептот е сличен со оној прикажан на Сликата 22.33. Факторот на сигурност се одредува по следната равенка:

$$F_s = u_c / u_{eq}$$

Во одредени случаи не е дозволено поместувањата да поминат одредена вредност. Оттука, се воведува таканаречен фактор на сигурност за оперативна состојба, означен како F_{Sop} .

$$F_{Sop} = u_{max} / u_{eq}$$

Каде што u_{max} е максимално дозволеното поместување.

Во услови на меки карпи, не е возможно да се одреди константен товар врз подградата бидејќи товарот врз подградата и поместувањата се во корелација.

Оттука, за разлика од димензионирањето на сидра кај блокови склони на гравитациско поместување, во случај на меки карпи посоодветно е да се дефинира фактор на сигурност, кој ќе биде одреден преку поместувања наместо оптоварувањата и јакоста. За да се постигне стабилна состојба е потребно поместувањето на тунелскиот сид при рамнотежна состојба u_{eq} да биде помало од критичното поместување u_c , по кое ќе се случи лом на карпата.

При задоволување на условите за постигнување на соодветни F_s и F_{Sop} е потребно да се задоволи услов поместувањето на карпата при рамнотежа u_{eq} да биде помало од ултимативното поместување на сидрот u_{ult} за да се спречи преран лом на сидрот. Прелиминарно, кривата GRC може да се исцрта врз база на механичките карактеристики на карпестата маса со помош на аналитички или нумерички методи. Потоа, поместувањето на карпата при рамнотежа може да се одреди врз база на споредба на GRC со карактеристичната крива на подградата на сидрата. Треба да се спомене дека кај меките карпести маси, често се применува техника на заштита со „заштитен чадор“, каде што сидрата имаат значајна улога (Слика 22.70).



Слика 22.70 Шематски приказ на методот на заштитен чадор кај меки карпести маси

Во секој случај, при проектирање и при изведба на систем на заштита во подземјето е неопходна тесна соработка на тимови на експерти од различни области, сè со цел да се дојде до оптимално решение на секој проблем.

ФАКТОР НА СИГУРНОСТ ВО КАРПИ СКЛОНИ КОН ГОРСКИ УДАР

Во средини со високи напрегања, дел од енергијата може да се ослободи ненадејно во вид на горски удар. Примена на сидра што апсорбираат енергија е најефективен начин за подграда на вакви ископи. Кај вакви случаи, капацитетот за апсорбирање на енергија на сидрата мора да биде поголем од кинетичката енергија на карпата, која се продуцира со горскиот удар. Факторот на сигурност треба да се пресмета преку капацитетот за апсорбирање на енергија на сидрата и енергијата што се ослободува при горски удар:

$$F_s = nE_{ab} / E_{ej}$$

Каде што n е број на сидра, E_{ab} е апсорбирачка енергија на секое сидро; E_{ej} е кинетичка енергија на карпата која се исфла; $E_{ej} = \frac{1}{2} m^2$, m е маса на исфрлениот блок; V е брзина на исфрлање.

Сидрата вообичаено се инсталираат систематски, на пример со распоред $s \times s$ (Слика 22.71).



Слика 22.71 Систематско сидрење во карпи склопи кон горски удар

Под претпоставка длабината на исфрлање да е t , должината на сидрот треба да биде најмалку 1,0 m поголема од оваа длабина. Растојанието меѓу сидрата, во тој случај, се одредува со равенката:

$$s^2 = \frac{1}{F_s} \frac{2E_{ab}}{t\rho V^2}$$

Каде што е: F_s – фактор на сигурност; t – длабина на исфрлање; ρ – густина на карпата; V – брзина на исфрлање.

Како и кај другите проблеми во механиката на карпите, изборот на методите за сидрење треба да се заснова на анализа на голем број фактори, но присуството на искусен кадар во фаза на изведба е неопходност.

ПРАШАЊА ЗА ДИСКУСИЈА

- Кои се најзначајните видови на лом кај подземните ископи?
- Набројте ги основните видови структурно-контролирани нестабилности!
- Набројте ги основните видови напонски зависни нестабилности!
- Што се подразбира под термин горски удар и која состојба укажува на можност на дробење и лушпење на карпата?

- Набројте некои специфични аспекти, кои треба да се задоволат при ископ со минирање кај подземните работи?
- Коментирајте ги предностите и ограничувањата при изведба на подземни работи со машини за тунелско дупчење!
- Набројте некои специфични аспекти поврзани со ископ кај подземни рудници!
- Коментирајте ги основните аспекти што се добиваат при заштита на ископот со сидра кај меки карпи и кај карпи склони кон горски удар!

ЛИТЕРАТУРА

- Annandale, G.W. (1995) Erodibility. *J. Hydraulic Research*, 33(4), 471–93.
- Andriani G.F., Parise M. Applying rock mass classifications to carbonate rocks for engineering purposes with a new approach using the rock engineering system, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 2017
- Анђелковић, В. (2001) Анализа модула смицања на контакту бетонских елемената и стенске масе, Монографија: Управљање водним ресурсима Србије 2001.
- Ariogly E., Tokguz N. (2011) *Design Essential of Hard Rock Mass & Coal Strength with Practical Solved Problems*, Evrim Publisher.
- Bandis S.C., Lumsden A.C., Barter, N.R.: *Fundamentals of Rock joint deformation*. *Int. J. Rock.Mech. Sci. Geomech. Abstr.* XX. 6, 1983
- Bar N., Welideniya S., Benefits and limitations of applying directional shear strengths in 2D and 3D limit equilibrium models to predict slope stability in highly anisotropic rock masses, *Eurock 2018*
- Bar N., Barton N. The Q - Slope Method for Rock Slope Engineering, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, August 2017 (DOI:10.1107/s00603017-017-1305-0)
- Bar N., Barton N. Rock Slope Design using Q - slope and Geophysical Survey Data, *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 2018
- Barton N., Chobey V. The shear strength of Rock Joints in Theory and practice, *Rock Mechanics, Austria, Vol.10, N° 1/2, 1977, pp.1-54*
- Barton N., Kjaernsli B. Shear strength of rockfill, *Journal of the geotechnical engineering division, Vol.107, N° GT7, July 1981*
- Barton, N., Bandis, S., Bakhtar, K.: *Strength, Deformation and Conductivity Coupling of Rock Joints*, *Int.J. Rock Mech. Sci. Geomech. Abstr.* XXII. 3, 1985.
- Barton N.: *Physical and discrete element model of excavation and failure in jointed rock*, NGI, Oslo, 1994.
- Barton N., Shear strength criteria for rock, rock joints, rockfill and rock masses: Problems and some solutions, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 5 (2013) 249–261
- Barton N., Shear strength of Rockfill, Interfaces and Rock Joints, and their points of Contact in Rock Dump Design, Invited key note lecture at *Rocfill Australia Rock Dump*, Australia, 2008
- Barton N., *TBM Tunneling under Difficult Conditions: Too Massive, Too Faulted, Too Wet, Too Deep NB&A*, Oslo, Norway, 2018.
- Barton N., Shen B., Bar N., Limited heights of vertical cliffs and mountain walls linked to fracturing in deep tunnels - Qslope application if jointed slopes, *XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica Geotecnia e Desenvolvimento Urbano COBRAMSEG 2018 – 28 de Agosto a 01 de Setembro, Salvador, Bahia, Brasil ©ABMS, 2018.*
- Barton N. A., *Career in Rock Mechanics and Rock Engineering – a choice you will not regret*, Youth Forum Event, ISRM, St. Petersburg, May 2018
- Bell F.G., 1994: *Engineering geology*, University of Natal Durban, Blackwell Science
- Безухов Н.И. Основы теории упругости, пластичности и ползучести, "Вишaja Школа", Москва, 1968.
- Bieniawski, Z. T. (1976) *Rock Mass Classification in rock engineering*. In: *Exploration for Rock Engineering, Proc. Symp. Vol. 1*, Cape Town, Balkema, pp. 97–106.
- Bieniawski Z.T., (1993). *Classification of Rock Masses for Engineering: The RMR System and future trends*. *Comprehensive Rock Engineering*, Pergamon Press
- Bilbija N., 1984, *Tehnička petrografija, svojstva i primene kamena*, Naučna knjiga, Beograd
- Blyth F.G.H., Freitas M.H., 1984: *A Geology for Engineers*, Seventh Edition, Edward Arnold
- Бок X., *Введение в механику скальных пород*, Москва, Мир, 1983
- Bond A., Harris A., *Decoding Eurocode 7*, Taylor&Francis, 2008
- Bond A., Schuppener B., Scarpelli J., Orr T., *Eurocode 7: Geotechnical Design, Worked examples presented at the Workshop Eurocode 7: Geotechnical Design" Dublin, 13-14 June, 2013, Support to the implementation, harmonization and further development of the Eurocodes*, ISBN 978-92-79-33759-8, ISSN 1831-9424, doi: 10.2788/3398, Luxembourg: Publications Office of the European Union, 2013.
- Božičević, S. (1983): *Otkrivanje i proučavanje šupljine pod građevinama u kršu. Mehanika stijena, temeljenje, podzemni radovi, Knjiga 1, Društvo GIT Zagreb, Društvo MSPR Hrvatske, Zagreb, str. 19-53.*
- Brady B.H.G, Brown E.T. *Rock Mechanics for underground mining*, Kluwer Academic, Third Edition, 2004.
- Brown E.T., Hoek E.: *Determination of shear envelope in rock masses*, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.194, 1980.

-
- Burt G. L. Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables © 2007 Taylor & Francis Group, London, UK ISBN 13: 978-0-415-43038-8 (hardback), ISBN 13: 978-0-203-94660-2 (e-book)
- Chaniotis N., Saroglou H., Tsiambos G., Alivizatos A. Excavability of rock masses in tunneling, SEE tunnel, 7th International Symposium on Tunnels and Underground structures, May 35, 2017, Sheraton, Zagreb, Croatia.
- Cavers, D.S. Simple methods to Analyze Buckling of Rock S, Rock Mechanics Vol 14. No 2 august 1981.
- Goel R.K., Singh B., Engineering Rock Mass Classification, Tunneling, Foundations and Landslides, Chapter 20 - Allowable Bearing Pressure for Shallow Foundations, ISBN 978-0-12-385878-8, Copyright © 2012 Elsevier Inc. All, Butterworth-Heinemann
- Guang L.F Sectional velocity model for microseismic source location in tunnels, Thermal monitoring and simulation systems of E18 motorway tunnels. Februar 2 - 3, 2010
- Daring 1999. SME Mining Engineering Handbook, Third Edition
- Dearman, W. R. and Fookes, P. G. F. (1974). Engineering geological mapping for civil engineering practice in the United Kingdom. Quarterly Journal of Engineering Geology, 7, 223-56.
- Deere D.U.: Geological consideration, Rock Mechanics, John Wiley and sons, 1969
- Duncan J.M., "Factors of safety and Reliability in Geotechnical Engineering", Spencer J. Buchanan Lecture, Texas A&M University, 1999
- Duffaut P., The traps behind the failure of Malpasset arch dam, France, in 1959, Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering 5 (2013) 335-341
- Duncan C.W., 1999: Foundations on Rock, Second Edition, E&FN Spon, London and New York
- Dunnicliff J. (1993). Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance, Wiley-Interscience (1993-09-24) (1656)
- Dumurdzanov N., Serafimovski T., Burchfiel C.B. Cenozoic tectonics of Macedonia and its relation to the South Balkan extensional regime, *Geosphere*; August 2005; v. 1; no. 1; p. 1-22; doi: 10.1130/GES00006.1
- Egger P. Zur Abschätzung des Gebirgsdruckes aufgrund des Post-Failure-Verhaltens, 1. Nationale Tagung über Felshohlauban, Essen, 1974.
- Eddleston M., Walthall S., Cripps J., Culshaw MG (eds) (1995) Engineering geology of construction. Geological Society of London (Engineering Geology Special Publication No. 10)
- Ержанов Ж.С. и други: Ползучест осадочних горних порода-теорија и експеримент, "Наука", Алма Ата, 1970.
- Ержанов Ж.С.: Ползучест сољаних порода, "Наука", Бергман Е.И. Алма Ата, 1977.
- Eurocode 7 (1997-1:2004), Geotechnical design. Part 1 and Part 2
- Fell, R. and Hartford, D., 1997, Landslide Risk Management, in "Landslide Risk Assessment", Cruden and Fell (eds.), Balkema, Rotterdam, 51-110.
- Ferentinou M.D., Sakellariou M.G. Computational intelligence tools for the prediction of slope performance. Computers and geotechnics 2007
- Franklin A.J. Observations and Tests for Engineering Description and Mapping of Rock, Second Congress of the International Society for Rock Mechanics, Beograd, 1970
- Franklin A.J. Use of tests and monitoring in design and construction, General report, III International Conference of Engineering geology, Madrid, 1978
- Franklin J.A. & Desseault, M.B., 1991. Rock Engineering Hill. McGraw Hill, 401 pp.
- Frough O., Torabi R.S. An application of rock engineering systems for estimating TBM downtimes Engineering Geology 2013.
- Fookes P.G (1997) Geology for engineers; the geological model, prediction and performance. Q J Eng Geol 30:293-424.
- Gangbing S, Weijie Li, Bo Wang, Siu Chun Michael Ho Sensors (Basel). 2017 A Review of Rock Bolt Monitoring Using Smart Sensors Apr; 17(4): 776. Published online 2017 Apr 5. doi: 10.3390/s17040776.
- Гапковски Н., Деформабилност на карпести масиви кои служат како темелна основа за хидротехнички објекти, Хабилитационен труд, Градежен факултет, Скопје, 1977
- Гапковски Н., Јовановски М., 2007: Општа геологија, Учебник на Универзитетот „Св. Кирил и Методиј“, Скопје, ISBN 978-9989-2469-7-5.
- Гапковски Н., Јовановски М., Витанов В., Елаборат од изведените геотехнички истражувања со директно смолкнување помеѓу основната карпеста маса и материјалите за насипување во телото на браната "Козјак" во голем кутиест апарат со димензии 1*1*0,6 м, Градежен факултет, Скопје, 1995
- Garbognin L., Gatto P., 1986, An overview of the subsidence of Venice, Int.Ass.Hydrol Sci Publ, 151, 321-328
- Gaziev, E.G. Ustojčivost skalnih masivov i metodi ih zakreplenia, "Strojizdat" Moskva, 1977
-

-
- Giani G.P., "Rock slope stability analysis", 1992
- Глушко В.Т.: Реологија горного масива, "Најнова Думна", Киев, 1981
- Goel R.K., Singh B., Engineering Rock Mass Classification, Tunneling, Foundations and Landslides, Chapter 20 - Allowable Bearing Pressure for Shallow Foundations, ISBN 978-0-12-385878-8, Copyright © 2012 Elsevier Inc. All, Butterworth-Heinemann
- Goodman R.E. 2005 Engineering Geology, Rock in Engineering Construction, John Wiley & Sons, 1993
- Goodman R.E., Shi Gen-Hua. (1985) Block Theory and its application to rock engineering, Englewood Cliffs, NJ, Prentice-Hall.
- Goodman R.E. (1989) Introduction to Rock Mechanics, 2nd ed. New York, Wiley.
- Goodman R.E. (1995), Block Theory and its application, Geotechnique, 45(3), 383-423.
- Дудушина К.И. Разрушение и ползучест горних пород, "Наука", Новосибирск, 1970.
- Думуриџанов Н., 1999. Структурна геологија, Учебник на Универзитетот „Св. Кирил и Методиј“, Скопје.
- Думуриџанов Н., Петров Г. 2005 Геолошко картирање, Учебник на Универзитетот „Св. Кирил и Методиј“, Скопје.
- Джегер Ч., Механика горних пород и инженерни соруџениа, Мир, Москва, 1975
- Haswanto W. Adinata., Abd-Ghani R. Kinematic and Block Theory Applications to Rock Slope Stability Analysis at Fraser's Hill Pahang Malaysia
- Hafeezur R., Wahid A., Abdul M.N., Jungjoo Kim, Rini A.A, Hangkyu Yoo Review of Rock – Mass Rating and Tunneling Quality Index Systems for Tunnel Design: Development, Refinement, Application and Limitation, Applied Science, 2018
- Health and safety executive (HSE) (1998). The tolerability of risk from nuclear power stations. HMSO, London.
- Higuchi, K.; Fujisawa, K.; Asai, K.; Pasuto, A.; Marcato, G. (2007) New landslide monitoring technique using optical fiber sensor in Japan. In Proceedings of the 2nd International Workshop on Optoelectronic Sensor-Based Monitoring in Geo-Engineering, Nanjing, China, 18–19 October 2007; pp. 73–76.
- Hoek E., Bray J.W. Rock Slope Engineering, revised third edition, Institution of mining and metallurgy, E&FN SPON, 1997.
- Hoek, E., and Brown E.T., (1997) Practical estimates of rock mass strength. Int. J. Rock Mech. & Mining Sci. & Geomechanics Abstracts. 34(8), pp 1165-1186.
- Hoek E., Brown E.T, The Hoek-Brown failure criterion and GSI e 2018 edition, Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering (2018) 1e19
- Hoek, E., Marinos, P., Benissi, M., (1998) Applicability of the geological strength index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens Schist Formation. Bull Eng Geol Environ (1998) 57, pp 151-160.
- Hoek, E. (2000) Big tunnels in bad rocks, 2000 Terzaghi lecture, ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 127, No. 9. September 2001, pages 726-740.
- Hoek, E. (2000) Rock engineering, Course notes by Evert Hoek, <http://www.rocksciennce.com>.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., Corkum, B, (2002): Hoek-Brown failure criterion-2002 edition. <http://www.rocksciennce.com>.
- Hoek, E., Marinos, P. Marinos, V., (2005): Characterization and engineering properties of tectonically undisturbed but lithologically varied sedimentary rock masses. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 42 (2005), pp 277-285.
- Hoek E, Martin C.D. (2014) Fracture initiation and propagation in intact rock, A review, Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering <http://dx.doi.org/10.1016/j.jrmge.2014.06.001>
- Hoek E., Brown E.T. Hoek-Brown failure criterion and GSI e 2018 edition, Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2018, pp.1-19.
- Hudson J.A. (1992) Rock engineering systems: Theory and Practice, Ellis Horwood, Chichester, 185pp.
- Hudson J.A., Brown, E.T., Fairhurst, C and Hoek E. 1993: Comprehensive Rock Engineering, 5 vol. Pergamon, Oxford
- Hudson, J.A., Harrison, J.P. (1997) Engineering Rock Mechanics. Pergamon Press.
- Hudson J.A, Harrison J.P. Rock Mechanics, Illustrative Worked Examples; Imperial College of Science, Technology and Medicine; University of London, UK;
- Hunt.R.E 2006. Geotechnical Investigation Methods: A Field Guide for Geotechnical Engineers 2006 by CRC Press
- Hyu-Soung Shin, Young-Cheul Kwon, Yong-Soo Jung, Gyu-Jin Bae, Young-Geun Kim 2009, Methodology for quantitative hazard assessment for tunnel collapses based on case histories in Korea. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 46 (2009) 1072–1087
- Ilijovski, Z., Jovanovski, M., Veleviski, A., (2004) Metodologija na inženerskogeološko modeliranje na pregradnoto mesto za brana „Sveta Petka“. Prvi nacionalen kongres za brane, Ohrid.
-

-
- International Society for Rock Mechanics (1981b) Suggested methods of Quantitative description of Discontinuities in Rock masses (ed. E.T.Brown), Pergamon Press, Oxford, UK.
- Jašarević, I. (1999). Prikaz novog klasifikacionog postupka „JAK“ za stijenske mase. Zbornik radova, Simpozij Mehanika stijena i tuneli, Zagreb.
- Janjić M., 1982: Inženerska geologija sa osnovama geologije, Naučna knjiga, Beograd
- Јовановски М., Прилог кон методологија на истражување на карпестите маси како работна средина, докторска дисертација, Градежен факултет, Скопје, 2001
- Jovanovski, M., Gapkovski, N., Ilijovski, Z. (2002) Correlation between Rock Mass Rating and deformability on a profile for arch dam Sveta Petka. 10-th International Conference of the DGKM, Ohrid.
- Јовановски М., Гапковски Н., Локин П., Илијовски З. Принципи на истражување на теренот за проектирање на лачни брани низ примерот на браните Чебрен и Света Петка, Зборник на трудови за прв Симпозиум за геотехника, Охрид, 2002
- Јовановски М., Гапковски Н., 2004. Принципи за истражување на теренот при проектирање на големи брани, Зборник на трудови од прв конгрес за големи брани, Охрид, 2004
- Jovanovski M., Josifovski J. WP7: Laboratory testing on the intact part of stone used in Construction of Large Scale Model for Mustafa Pasha mosque in Skopje, Testing Report, Faculty of Civil Engineering, Skopje, 2006
- Jovanovski M., Kravac-Spago A., Peshevski I. Range of Engineering-geological properties for some carbonate rock complexes from Balkan Peninsula, *Geologica Macedonica*, Vol.24, No.1, pp.23-30, ISSN 0352-1206, 2010.
- Јовановски М., Гапковски Н., Ангелковиќ В., Петровиќ Љ. Некои можности за одредување на јакост на смолкнување на контакт бетон-карпеста маса со НОЕК-ова кутија, Зборник на трудови од Прв Симпозиум за геотехника, Охрид, 2002, pp-78-86.
- Јовановски М., Гапковски Н., Концепт на јакостна анvelopа за појави на нестабилност во цврсти карпести маси, Зборник на трудови на Градежен факултет, книга 14, јуни, 2004
- Јовановски М., Гапковски Н., Витанов В., Горѓевски С., Методологија на испитување на контактите меѓу различни материјали, Прв национален конгрес за големи брани, Охрид, 20-23 Октомври, 2004.
- Jovanovski M., Gjogjevski Sp., Papić Br. J., Josifovski J., Peševski I.: Laboratory geotechnical tests of shearing strength of rockfill for the Rovni dam in the Republic of Serbia, Proceedings from the Second congress on dams, Macedonian Committee of Large Dams, Struga, 2009, pp.55-64 (in Macedonian).
- Jovanovski M., Zilevska P.V., Peshevski I. ERMR System – An Useful Tool In Defining of Technology for Excavation, An International Journal Organization, Technology and Management in Construction, December 2011 DOI: 10.5592/otmcj.2011.2.3
- Јовановски М., Гапковски Н., Пешевски И., Аболмасов Б., Инженерска геологија, 2012: Учебник на Универзитетот „Св. Кирил и Методиј“, Скопје, ISBN, 978-608-4510-13-0
- Jovanovski M., Peshevski I., ERMR system and correlations with known rock mass rating systems, *Rock Mechanics for Resources* Published by Taylor & Francis Group, London, Conference Eurock 2013, ISBN 978-1-138-00080-3, Poland, January 2013
- Jovanovski M., Papić Br. J., Peshevski I., Mitovski S. Some aspects of physical and analytical modeling of interface shear strength in geotechnics, *Geotehnicki aspekti gradjevinarstva*, Vrsac, Serbia, Volume: ISBN 978-86-8897-07-05, 2015.
- Jovanovski M., Peshevski I., Papich J., Abazi S., An approach for slope protection on the access road to arch dam „Sveta Petka“ in Republic of Macedonia GEO-EXPO 2017, Sarajevo, 26.-27. 10. 2017.
- Jovanovski M., Peshevski I., Papic J. Empirical – Static - Dynamic (ESD) methodology for extrapolation in Rock Mechanics, *Geomechanics and Geodynamics of Rock Masses – Litvinenko (Ed.)* © 2018 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-1-138-61645-5
- Jovanovski M., PAPIĆ J., Shesov V., Vitanov V., Talaganov K. Some data about geotechnical engineering in Macedonia, XVI Danube - European Conference on Geotechnical Engineering, 07-09 June 2018, Skopje, R. Macedonia
- Jovanovski M., Peshevski I., Smijlanovska M., Nikolovska A., Experiences from remediation of the grout curtain of rock fill dam “Kozjak” on river Treska GEOTECHNICAL CHALLENGES IN KARST, ISRM Specialized Conference / Međunarodna konferencija, 8. Savjetovanje Hrvatskog geotehničkog društva, Omiš – Split, Croatia, 11.-13.04.2019. ISBN 978-953-95486-8-9
- Jovanovski M., Peshevski I., Papic B. An approach for adapting geotechnical investigations to the cases of Rock Mass Structure Interaction, Applicability to Eurocode 7, Conference: Recent Trends in Rock Mechanics, Workshop meeting in Ljubljana, Slovenia, 31 January, 2020
-

-
- Jaeger J.C., Cook N.G.W., Fundamentals of Rock mechanics, Science Paperbacks, Chapman and Hall, John Willey and Sons, Cambridge, 1976
- Jovčić, Bučo J., Šehinagić, Husić A., Korisni koncepti u primeni Nove Austriske Metode za gradnju tunela (NATM), Gradjevinski materijali I konstrukcije 58 (2015), (21-36)
- Kanji M.A., Critical issues in soft rocks, Polytechnical School, University of São Paulo, Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering 6 (2014) 186e195
- Kavvas M., Proutzopoulos G., Tzivak K., Prediction of Face Stability in Unsupported Tunnels using 3D Finite Element Analyses, EURO TUN 2009, 2nd International Conference on Computational Methods in Tunneling, Ruhr University Bochum, 9-11 September 2009
- Knill JL (2003) Core values: the first Hans-Cloos lecture. Bulletin of Engineering Geology and the Environment 62:1-34
- Kujundžić, B., (1977): Osnovi mehanike stena (I). Građevinski kalendar, SGIJT, Beograd.
- Kujundžić, B.; (1979): Osnovi mehanike stena (II). Građevinski kalendar, SGIJT, Beograd, str 207-370.
- Kujundžić, B., (1973): Sadržina i metodika izrade inženjersko-geoloških preseka i inženjersko-geoloških i geotehničkih modela. Saopštenja IX kongresa Jugoslovenskog komiteta za visoke brane, Zlatibor.
- Kujundžić, B., Petrović, Lj., (1980): Korelacija statičkih i dinamičkih karakteristika deformabilnosti krečnjačkih stenskih masa. V simpozij JDMSPR, 1, 5 -12, Split.
- Kujundžić B.: Ispitivanja fizičko-mehaničkih svojstva stenskih masa, Generalni izveštaj, V Simpozijum, JDSMPR, Split, 1980
- Kujundžić, B., (1983): Opšta fizičko-strukturna svojstva stenskih masa. Mehanika stijena, temeljenje, podzemni radovi, Knjiga 1, Društvo GIT Zagreb, Društvo MSPR Hrvatske, Zagreb, str. 183-209.
- Kujundžić, B., (1983): *Terenska ispitivanja deformabilnosti, čvrstoća i naponskih stanja u stenskim masama*. Mehanika stijena, temeljenje, podzemni radovi, Knjiga 1, Društvo GIT Zagreb, Društvo MSPR Hrvatske, Zagreb, str. 253-280.
- Kujundžić, B., Savic A., (1984) Uputstva za primenu inženjerske geofizike na istraživanju deformabilnosti stenskih masa, Institut Jaroslav Cerni, Beograd, Institut HIDROPROJEKT S.JA.ZUK, Moskva
- Kundu, J., Sarkar, K., Singh, A.K., & Singh, T.N. (2020). QuickRMR beta. A Rock Mass Rating calculator based on continuous functions. <https://jkundu.com/quickrmr> (download date).
- Lapčević R., Lokin P., Grbović C., Petricević M., Geotehnički uslovi za osiguranje bezbednog saobraćaja u području odrona Platije, Treci simpozijum istraživanje i sanacija klizista, Donji Milanovac, 2001
- Lapčević, R., (2005): Čvrstoća, deformabilnost i prirodna napregnutost čvrstih stenskih masa. Posebna izdanja Rudarsko-geološkog fakulteta, Beograd.
- Leandro R. Alejano, Javier Gonzalez, Jose Muralha., Comparison of Different Techniques of Tilt Testing and Basic Friction Angle Variability Assessment, Rock Mech. Rock. Eng. (2012) 45:1023–1035, DOI 10.1007/s00603-012-0265-7
- Legget RF, Karrow P (1982) Handbook of Geology in Civil Engineering. McGraw-Hill, New York
- Lei H., Xia T.F., Xiao Y., Wei Z. Effects of structural planes on rock burst position with respect to tunnel cross-sections: a case study involving a railway tunnel in China Bulletin of Engineering Geology and the Environment, DOI: 10.1007/s10064-019-01593-0
- Lindquist E.S., The strength and deformation properties of mellange., Doctoral Dissertation., University of California, Berkley, 1994
- Lokin P., Lapčević R., Petricević M., : Principi i kriterijumi zoniranja, izbora uzoraka i ekstrapolacije rezultata ispitivanja na stenski masiv kod podzemnih objekata, VII JDMSPR, Beograd, 1989
- Lokin P., (1993), Parametri i klasifikacija stenskih masa, Seminar Principi istraživanja ispućalosti u geotehnici, Beograd
- Lokin P., Lapčević R., Petricević M, Matković O., Identifikacija hazarda i procena rizika od odronavanja na kosinama puteva i pruga, Treci simpozijum istraživanje i sanacija klizista, Donji Milanovac, 2001
- Lokin P., Ostojic S.: Uputstvo za projektovanje i izvodjenje geoloskih istraživanja za potrebe projektovanja hidrotehničkih objekata, Studija, Energoprojekt-Hidroinženjering MDD, Beograd, 1992
- Ломтадзе В.Д., 1977: Инженерна геологија (инженерна геодинамика), Недра, Ленинград, 1977
- Low B.K., "Practical Probabilistic Slope Stability Analysis", 12th Pan-American Conference on Soil Mechanics & Geotechnical Engineering, p.p. 2777 – 2784, 2003
- Low B.K., Tang W.H., "Automated Reliability Based Design of Footing Foundations", Seventh International Conference on Structural Safety and Reliability, Vol. 3, p.p. 1837 – 1840, 1998
- Marinos, P., Hoek, and E., (2000): GSI: A geologically friendly tool for rock mass strength estimation. Proceedings of the International Conference on Geotechnical & Geological Engineering (GeoEng 2000), Technomic Publishing Co. Inc., Melbourne, Australia, pp 1422-1440.
-

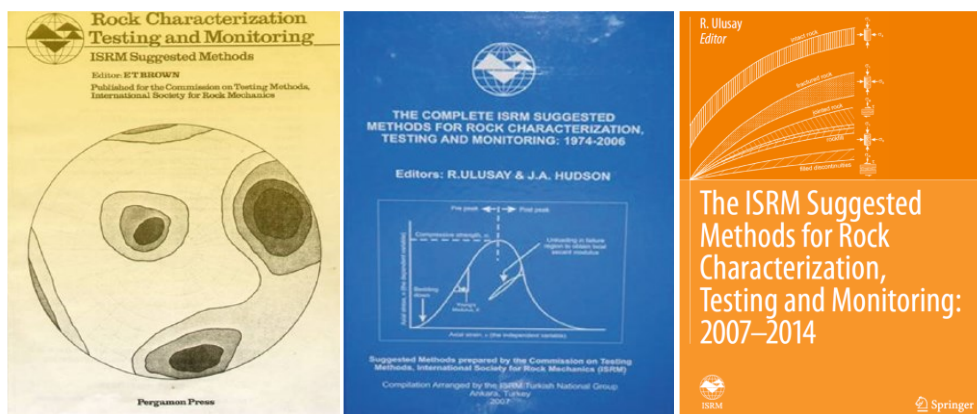
-
- Marinos, P., Hoek, E., (2001): Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch. *Bull Eng Geol Environ* (2001) 60, pp 85-92.
- Marinos V., (2010). Geological behavior of Rock Masses in Underground Excavations, *Bulletin of the Geological Society of Greece*, 43, 1238-1247.
- Marinos V., Tunnel behavior and support associated with the weak rock masses of flysch, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 6 (2014) 227-239
- Matula M., (1976): Principles and types of engineering geological zoning. *Mem. Soc. Geol. Italiana*, 14, Rome, pp.327-336:
- McLean A.C., Gribble C.D, 1985, *Geology for Civil Engineers*, Second Edition, University of Glasgow, E&FN Spon, London
- Medley E.E. *Engineering the Geological Chaos of Franciscan and Other Bimrocks*, U.S. Rock Mechanics Symposium and U.S.-Canada Rock Mechanics Symposium, June 29 - July 2, 2008, San Francisco, California
- Mitovski S. *Statistical analyses of concrete dams*, Doctoral Thesis, Faculty of Civil Engineering, Skopje, 2015
- Müller, L., (1963) *Der Felsbau*, B.I. Ferdinand Enke Verlag, 623, Stuttgart.
- Müller, L., (1969) *Gesteins und Gebirg, Seigenschaften in Abhängigkeit vo Betrachteten Grössenbereich*. Z. deutsch. Geol. Ges., Jahrgang 1967, 119, Hannover.
- Najafi A.B., Farsangi M.A.E Saeedi G.R A fuzzy logic model to predict the out-of-seam dilution in longwall mining. *International Journal of Mining Science and Technology* 2015
- Nikolovski, T. and Ivanov, D. (2013). *Bridge engineering in Macedonia*, HIBE – Handbook of International Bridge Engineering, CRC Francis & Taylor
- Olsson P., Palmström A., Critical review of EC7 concerning prescriptive measures for rock mechanics design, Chapter in book: *Rock Engineering and Rock Mechanics: Structures in and on Rock Masses*, pp.1493-1498
- Palstrom A., 1995. RMI a rock mass characterization system for rock engineering purposes, PhD thesis, Univ.Oslo, Norway,400 (www.rockmass.net)
- Palstrom A., 2005, Measurements of and Correlations between Block Size and Rock Quality Designation (RQD), *Tunnels and Underground Space Technology* 20, pp 362-377 www.elsevier.com/locate/tust
- Pasek J., (1974): *Thesaurus of Engineering Geology*, Bulletin of the International Association of Engineering Geology No 10, pp.5-8, Krefeld
- Panjukov P.N., 1965, *Inzengerska geologija*, Gradjevinska knjiga, Beograd, 1965
- Pan Qiuqing., *Deterministic and Probabilistic Assessment of Tunnel Face Stability* Thesis · July 2017 DOI: 10.13140/RG.2.2.28134.06723
- Pavlović, N., (1996): Interakcija geološke sredine i inženjerske djelatnosti. The International Conference: Trends in the Development of Geotechnics, Beograd, str. 136-145.
- Pavlović, N., (1996): O metodologiji geotehničkog modeliranja. The International Conference: Trends in the Development of Geotechnics, Beograd, str. 239-248.
- Papić J.Br., M. Jovanovski M, Peševski I., Vitanov V., Gjorgjevski S., Josifovski J., *Alternative for large scale testing of interface shear strength*, Institute of Theoretical and Applied Mechanics of the Czech Academy of Sciences, 2011
- Peck, R.B. (1969). Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics. *Geotechnique*, Vol. 19, No. 2, pp 171-187
- Peffer, G.S & Fookes, P.G., 1994. A revision of the graphical method for assessing the excavability of rock. *Quart.Jour.Eng.Geol.* 27, 145-164
- Пешевски. И., *Методологија за примена на интеракциони анализи кај анизотропни карпести маси*, Магистерска теза, Скопје, 2009.
- Pesevski I., Jovanovski M., Papić J., *Analiza stabilnosti anizotropnih stenskih masa primenom interakcionih matrica*, XIV Simpozijum iz inzengerske geologije, Beograd, Srbija, Volume 1, 2012
- Peshevski, I., Jovanovski, M., Guy, M., & O'Hare, N. (2011). Rockfall hazard assessment for access road to dam 'Sveta Petka' using Rockfall Hazard Rating System (RHRS). *Geologica Macedonica*, 25(1-2), 11-20.
- Peshevski I., Jovanovski M., Nedelkovska N., Lepitkova S. One approach in definition of acceptable level of risk for slopes in hard XVI Danube - European Conference on Geotechnical Engineering, 07-09 June 2018, Skopje, R. Macedonia
- Pesevski I., Jovanovski M. Point load test database of the Republic of Macedonia, 14th International Congress on Rock Engineering and Rock Mechanics, Brasil, 2019
- Phoon K.K. *Reliability Based Design in Geotechnical Engineering*, Taylor & Francis, 2008
-

-
- Pierson, L. A., Davis, S. A., and Van Vickie, R. (1990) Rockfall Hazard Rating System – Implementation Manual, Federal Highway Administration (FHWA), Report FHWA-OR-EG-90-01, FHWA, U.S. Dep. of Transp.
- Poulos, H.G., Davis, E. H., (1974): Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics, John Wiley & Sons, New York.
- Price D.G. (1983): Engineering Geology, Principles and Practice, Springer-Verlag, Berlin Heidelberg
- Работнов Ю. Н.: Элементы наследственной механики твердых тел., "Наука", Москва, 1977
- Rafiee R., Ataei M., Kakaie R.K. A new cavability index in block caving mines using fuzzy rock engineering system, International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences
- Ramsay J. G., 1967: Folding and Fracturing of Rocks. New York, Mc Graw- Hill, 567 pp.
- Роза С.А., Зеленский Б.Д., Исследование механических свойств скальных оснований гидротехнических сооружений, Энергия, Москва, 1967
- Роза С.А.; Особенности деформаций скальных оснований "Гидротехническое строительство", 12, 1969
- Read R.S., Martin C.D., Technical Summary of AECL's Mine-by Experiment Phase 1: Excavation Response, February, 1996
- Reiner M.: Rheology, Springer-Verlag, Berlin-Göttingen-Heidelberg, 1958.
- Ржаницин А.П.: Теория ползучести, "Строиздат", Москва, 1968.
- Salak P., Gakis A., John A.St. Taking the strain, coping with pressure or shooting targets? An objective comparison between monitoring solutions with sprayed concrete lined tunnels at crossrails Farringdon Station, London, ICE Publishing Publication Date: 31/08/2016
- Sarfraz H., Khosravi M.H., Amini M., Numerical analysis of slide-head-toppling failure, Journal of Mining and Environment (JME), journal homepage: www.jme.shahroodut.ac.ir, Published online: 19 October 2019., DOI: 10.22044/jme.2019.8521.1731
- Saroglou H., Shengwen Qi Gu S., Wu F., ARMR, a new classification system for the rating of anisotropic rock masses., Bulletin of Engineering Geology and the Environment, <https://doi.org/10.1007/s10064-018-1369-4>
- Saroglou H., Bar N., The ARMR Classification System and the Modified Hoek-Brown Failure Criterion Compared to Directional Shear Strength Models for Anisotropic Rock Masses, October 2019,
- Savic A.I., Kujundzic B., Koptev V.I., Ivanovic K. Uputstva za istrazivanje naponskog stanja u stenskim masama seizmoakusticnim metodama, Posebna izdanja, Institut za vodoprivredu Jaroslav Cerni, Beograd i Institut Hidroprojekat S.Ja.Zuk, Moskva, Beograd-Moskva, 1985
- Selimović, M., (1974): Statical Analysis of Percentage of Failed Rock for the Purpose of Selecting the Location on the Salakovac Diversion Tunnel. Proceed, Third Congr., ISRM, II/B, Denver, pp.1326-1331.
- Selimović, M., (2003): Mehanika stijena, Prvi dio, Teoretske osnove. Građevinski fakultet Univerziteta „Džemal Bijedić“ u Mostaru, Mostar.
- Selimović, M., (2004): Mehanika stijena, Drugi dio, Istraživanja stijenskih masa. Građevinski fakultet Univerziteta „Džemal Bijedić“ u Mostaru, Mostar
- Shi, B.; Sui, H.; Liu, J.; Zhang, D. The BOTDR-based distributed monitoring system for slope engineering. In Proceedings of the 10th IAEG International Congress, Nottingham, UK, 6–10 September 2006; Volume 683
- Simons N., Menzies B., Matthews M., A short course in Geotechnical Site Investigations, Thomas Telford, 2002
- Sisgeo. Anchor load monitoring for the New Bözberg Railway Tunnel, Application note, July 2016
- Song G., Li E., Wang B., Siu Chun Michael Ho., A Review of Rock Bolt Monitoring Using Smart Sensors, Sensors · April 2017, DOI: 10.3390/s17040776
- Sonmez H, Kasapoglu & A. Coskun. Medley E.W., Zimmerman R., A Conceptual empirical approach for the overall strength of unwelded bimocks., ISRM Regional Symp. "Rock Eng. in Difficult Ground Conditions, Soft Rock and Karst"; Dubrovnik, Croatia, 29-31 Oct. 2009
- Spasojevic, A., Susic N.; Koriscenje anvelope parametara smicuce otpornosti u utvrđivanju faktora sigurnosti nakon obavljenog klizanja, II Simpozijum Istraživanje i sanacija klizista, D. Milanovac, 1995
- Spago A., Jovanovski M., Spago S., FORMATION OF THE NUMERICAL MODEL AND INTERACTION MATRIX FOR CARBONATE ROCK MASS AROUND HYDROTECHNICAL TUNNEL
- Spago A., Jovanovski M., Applicability of the Geological Strength Index (GSI) classification for carbonate rock mass, GEOTECHNICAL CHALLENGES IN KARST, ISRM Specialised Conference / Međunarodna konferencija 8. Savjetovanje Hrvatskog geotehničkog društva, Omiš – Split, Croatia, 11.-13.04.2019.ISBN978-953-95486-8-9
- Stillborg B., Professional user's handbook for Rock Bolting, Trans Tech Publications, 1986
- Talobre J.: La mecanique des Roches, Paris, 1957, 1967.
-

-
- Tsiambos G., Saroglou H., Excavability assessment of rock masses using the Geological Strength Index, (GSI), Bull. Eng.Geol.Environ. (2010), 69:1327 (DOI 10.1007/s10064-0090235-9)
- Tziallas P. Saroglou H., Tsiambaos G., Determination of mechanical properties of flysch using laboratory methods Engineering Geology 166 (2013) 81–89
- Ulusay R, Hudson JA, editors. The complete ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring: 1974-2006. Ankara: ISRM Turkish National Group; 2007.
- Ulusay ed. (2015) - The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 2007-2014; ISBN 978-3-319-07712-3 ISBN 978-3-319-07713-0 (eBook)
- DOI 10.1007/978-3-319-07713-0, Springer Cham Heidelberg New York Dordrecht London
- Library of Congress Control Number: 2014941508, Springer International Publishing Switzerland 2015
- Ulusay R. Present and future of testing, rock characterization and monitoring with emphasize on ISRM Suggested methods, Eight International Conference Geotechnics in Civil Engineering, Conference proceedings, Vrnjacka banja, 2019
- US Army Corps of Engineers, Technical Letter "Introduction to Probability and Reliability Methods for Use in Geotechnical Engineering", Washington, 1995
- Vasić M., Inženjerska geologija, S print, Novi Sad, 2001
- Vasarhelyi B., Somodi G., Krupa A., Kovach L., Determining Geological Strength Index using different methods, EUROCK, 2016
- Виттке В., Механика скальных пород, Москва, Недра, 1990
- Vrkljan I., Inženjerska mehanika stijena, Građevinski fakultet Sveučilišta u Rijeci, Institut građevinarstva Hrvatske d.d. Zagreb
- V.Vujanić, P.Lokin, L.J.Rokić: Geotehnika u putnom inženjerstvu, Zbornik radova sa naučnostručnog savetovanja „Geotehnički aspekti građevinarstva“, Kopaonik, 2005.
- Чолић, Б., 1977. Прилог познавању чврстоће на смицање стенских маса са гледишта нових схватања у инжењерској геологији, Докторска дисертација, Београд
- Шпаго А., Јовановски М., Пешевски И. (2010): Физички модели за анализа на карбонатни маси со примена на GSI класификација. Зборник од третиот симпозиум на Друштвото за геотехника на Македонија, Струга, 351-358
- Waltham T., 2002: Foundations of Engineering Geology, Second Edition, Spon Press, London and New York
- Walter H., Consideration of Rock Engineering in Eurocode 7 (EN 1997), Current state of the amendment, Workshop: Rock Mechanics in EC7, 66th Geomechanics Colloquium of Austrian Society for Geomechanics, 2017
- Ухов С. Б.: Скалние основанија гидратехнических сооружений, "Енергија", Москва, 1975
- Yagiz S., Rostami J., Kim., Ozdemir L., Merguerian C., Factors influencing performance of hard rock tunnel boring machines, Rock Engineering in Difficult Ground Conditions – Soft Rocks and Karst – Vrkljan (ed), © 2010 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-80481-3
- Zanbac, C.: Design charts for Rock Slopes Susceptible to toppling failure, Journal of Geotechnical Engineering, Vol 109, No 8, 1983
- Čolić B., Marjanović M., Prilog metodologiji istraživanja stenskih masa na pregradnom mestu jedne hidroelektrane, 5th Simpizujum Jugoslavenskog društva za mehaniku stijena i podzemne radove, Split, 1980

АНЕКС 1 ЛИСТА НА ПРЕПОРАЧАНИ МЕТОДИ СПОРЕД ISRM

Меѓународното друштво за механика на карпи во негови изданија има издадено Жолта, Сина и Портокалова книга на во вид на **Препорачани методи за опис на карпестите маси, нивно испитување и набљудување** (анг. The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring). Жолтата книга е издадена во 1981 година, Сината во 2007, додека Портокаловата во 2015 година (Слика 1).



Слика 1 Насловни страни на Препорачани методи за опис на карпестите маси, нивно испитување и набљудување (лево т.н Жолта книга, средина Сина книга и десно Портокалова книга)

Досега анализираните методи во наведените книги се прикажани во следните Табели.

Табела 1 Препорачани методи (ПМ) издадени од 1974 до 2014 год.
(по хронолошки редослед)

1. ПМ за одредување на јакост на смолкнување, 1974
2. ПМ за испитување на сидра, 1974
3. ПМ за одредување на влажност-порозност-густина-впивање и пратечки својства, индекс на бабрење и индекс на трајност на карпите (Slake-Durability Index), 1977
4. ПМ за мониторинг на поместувања во карпест масив со примена на инклинометри и тилтметри, 1977
5. ПМ за одредување на брзина на простирање на звук, 1978
6. ПМ за одредување на јакост на затегнување на карпести материјали, 1978
7. ПМ за одредување на тврдина и абразивност на карпите, 1978
8. ПМ за одредување на јакост на карпите во услови на триаксијална компресија, 1978
9. ПМ за мониторинг на поместувања во карпа со употреба на екстензометри вградени во дупнатини, 1978
10. ПМ за петрографска детерминација на карпите, 1978
11. ПМ за квантитативен опис на дисконтинуитети во карпестите маси, 1978
12. ПМ за одредување на in Situ деформабилност на карпите, 1979

13. ПМ за одредување на едноосијална јакост на притисок и деформабилност на карпести материјали, 1979
14. ПМ за набљудување на притисок со употреба на хидраулички ќелии, 1980
15. ПМ за геофизичко одредување на материјалите во дупнатини, 1981
16. ПМ за одредување на јакост на карпест материјал во услови на триаксијална компресија: ревидирана верзија, 1983
17. ПМ за површно набљудување на поместувања кај дисконтинуитети, 1984
18. ПМ за одредување на индекс на точкаста јакост (Point Load Strength), 1985
19. ПМ за тестирање на анкери, 1985
20. ПМ за дефинирање на деформабилност со употреба на голем хидрауличен јастук, 1986
21. ПМ за дефинирање на деформабилност со употреба на флексибилен дилатометар, 1987
22. ПМ за дефинирање на напонска состојба во карпестите маси, 1987
23. ПМ за одредување на јакост на пукнатина, 1988
24. ПМ за сеизмички прозрачувања меѓу дупнатини, 1988
25. ПМ за лабораториски испитувања на аргилитски карпи склони кон бабрење, 1989
26. ПМ за опробување во голема мерка и триаксијални испитувања на испукани карпи, 1989
27. ПМ за набљудување на вибрации од минирање, 1992
28. ПМ за брза идентификација на карпи кои се склони кон бабрење и распаѓање, 1994
29. ПМ за начин на дефинирање на јакост на пукнатини со употреба на диск за определување на јакост со бразилски тест, 1995
30. ПМ за дефинирање на деформабилност со употреба на крут дилатометар, 1996
31. ПМ за дефинирање на индекс на тврдина на карпест материјал, 1998
32. ПМ за дефинирање на целосна крива напон-деформација за монолитни (интактни) карпи при едноосијална компресија, 1999
33. ПМ за мерење на природни напони со употреба на техника на јадрување во дупнатини, 1999
34. ПМ лабораториски испитувања на карпи склони кон бабрење, 1999
35. ПМ за одредување на индекс на јакост при удар, 2001
36. ПМ за дефинирање на напонска состојба, дел 1: Стратегија за проценка на напонската состојба, 2003
37. ПМ за дефинирање на напонска состојба, дел 2: метод со јадрување, 2003
38. ПМ за дефинирање на напонска состојба, дел 3: метод на создавање на хидрауличка пукнатина и/или хидраулично испитување на претходно-постоечки пукнатини, 2003
39. ПМ за дефинирање на напонска состојба, дел 4: контрола на квалитет при проценка на напонската состојба, 2003
40. ПМ за површински геофизички мерења во инженерството на карпи, 2004
41. ПМ за определување на тврдина со метод на Шор за карпи, 2006 (иновирани верзија)
42. ПМ за определување на тврдина со метод на Шмитов чекан, 2009
43. ПМ за определување на динамички јакостни параметри и начин 1 на одредување на јакост на пукнатини кај карпи, 2012
44. ПМ за определување според начин 2 на одредување на јакост на пукнатини кај карпи, 2012
45. ПМ за проценка на напонска состојба, дел 5: Воспоставување на модел за мерење на природни напони за зададена состојба, 2012

<p>46. ПМ за критериуми на лом кај карпите (шест критериуми на лом), 2012:</p> <p>а. ПМ за Mohr-Coulomb –ов критерим на лом</p> <p>б. ПМ за Hoek-Brown – ов критериум на лом</p> <p>в. ПМ за 3D Hoek-Brown –ов критериум на лом</p> <p>г. ПМ за Drucker-Prager –ов критериум на лом</p> <p>д. ПМ за Lade-ов и модифициран Lade-оф 3D критериум на лом</p> <p>ѓ. ПМ за критериум на лом врз основа на реални триаксијални тестови</p> <p>47. ПМ за мерење на поместувања во карпест масив со употреба на лизгачки микрометар, 2013</p> <p>48. ПМ за набљудување на пукнатини со употреба на дигитална оптичка камера во дупнатини, 2013</p> <p>49. ПМ за одредување според начин 1 на статичка јакост на пукнатини со употреба на полукружен наглавок, 2014</p> <p>50. ПМ за евидентирање на тестови од механика на карпи во лабораторија во електронска форма, 2014</p> <p>51. ПМ за одредување на брзина на еластични бранови со метода на ултразвук, иновирана верзија, 2014</p> <p>52. ПМ за одредување на карактеристики на ползење кај карпите, 2014</p> <p>53. ПМ за набљудување на поместувања во карпите со употреба на GPS (Global Positioning System), 2014</p> <p>54. ПМ за лабораториско одредување на јакост на смолкнување по пукнатини: иновирана верзија, 2014</p> <p>55. ПМ за одредување на абразивност на карпите со Черчар тест, 2014</p> <p>56. ПМ за метод на чекор по чекор инјектирање за пукнатини во теренска состојба: употреба на 3 - компоненти мерења на деформации, 2014</p> <p>57. ПМ за тест со продирање на игла во карпата, 2014</p> <p>а Публикуван во ISRM (1981, Жолта книга)</p> <p>б Публикуван во ISRM (2007, Сина книга)</p> <p>с Публикуван во ISRM (2014, Портокалова книга)</p>
--

Препорачани методи на ISRM во фаза на изработка од работни групи формирани во 2013 се прикажани во Табела 2.

Табела 2 Препорачани методи во изработка

<p>1. ПМ за одредување на термички својства на карпести примероци</p> <p>2. ПМ за набљудување на акустични својства</p> <p>3. ПМ за тест на едноосијална деформација при компресија кај т.н. геомеханика на резервоари</p> <p>4. ПМ за Lugeon – ов тест на водопропустност</p> <p>5. ПМ за теренско микросеизмичко набљудување на својства на пукнатини</p>

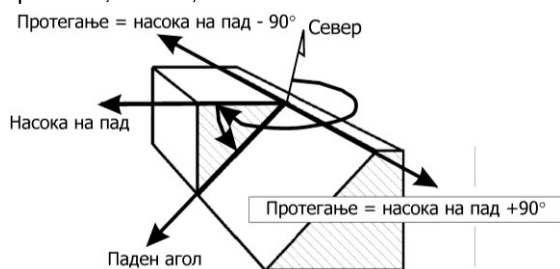
АНЕКС 2 КАТАСТРИ ЗА ОПИС НА ПУКНАТИНИ И КАРПЕСТА МАСА

ЛИСТ ЗА ОПИС НА КАРАКТЕРИСТИКИ НА КАРПЕСТА МАСА									
ЛОКАЦИЈА: (ОБЈЕКТ)		СТАЦИОНАЖА (ДУПНАТИНА)		ДАТА:		КАРТИРАЛ:			
Тип на локалитет:		Должина на косина		Скала		Фотографија бр.:			
		Висина на косина		0. Не 1. Да		Број на соодветен лист за катастар на пукнатини кој одговара на локацијата:			
		Дијаметар на дупнатина							
		Забелешки: (вид на изданок, старост, појави на нестабилност, проектни карактеристики и др.)							
ИНФОРМАЦИИ ЗА ТИП НА КАРПА:		Јакоста на притисок (MPa)		Начин на проценка		Тип на карпа			
		SI-многу мек глина (<0.025) S2-мек глина (0.025-0.05) S3-Конс. глина (0.05-0.1) S4-Цврста глина (0.1-0.25) S5-Цврста глина (0.25-0.5) S6-Цврста глина (>0.5) R0-Најслаба карпа (0.25-1) R1-Многу слаба карпа (1-5) R2-Слаба карпа (5-25) R3-Средно цврста к. (25-50) R4-Цврста карпа (50-100) R5-Многу јака к. (100-250) R6-Екстремно јака (>250)		1. Мерна 2. Описно		Квалитативен опис на карпа			
		Големина на зрна:		1. Многу грубозрни (>60 мм) 2. Грубозрни (2-60 мм) 3. Среднозрни (60 x 2 мм) 4. Ситнозрни (2-60 x) 5. Финозрни (<2 x)					
БОЈА:		1. РОЗЕВА 2. ЦРВЕНА 3. ЖОЛТА 4. КАФЕАВА 5. МАСЛИНЕСТА 6. ЗЕЛЕНКАВА 7. СИНА 8. БЕЛА 9. СИВА 10. ЦРНА							
ИНФОРМАЦИИ ЗА КАРАКТЕРИСТИКИ НА КАРПЕСТ МАСИВ:									
Трцба (структура)		Големина на блокови		Состојба на распаднатост		Број на главни пукнатински системи		Ориентација на линија за мерење	
1. Блоквита 2. Призматична 3. Столбеста 4. Хаотична		1. Многу големи (>8 м ³) 2. Големи (0.2-8 м ³) 3. Средни (0.008-0.2 м ³) 4. Мали (0.0002-0.008 м ³) 5. Многу мали (<0.0002 м ³)		1. Свежи 2. Слабо изменети 3. Средно изменети 4. Високо изменети 5. Комплетно изменети 6. Резидуална почва				Број на пукнатини	
						Линија 1 Линија 2 Линија 3		Растојанија	
								Забелешка	

АНЕКС 3 - ПРЕТСТАВУВАЊЕ НА СТРУКТУРНИТЕ ЕЛЕМЕНТИ НА ГЕОЛОШКИТЕ СТРУКТУРИ

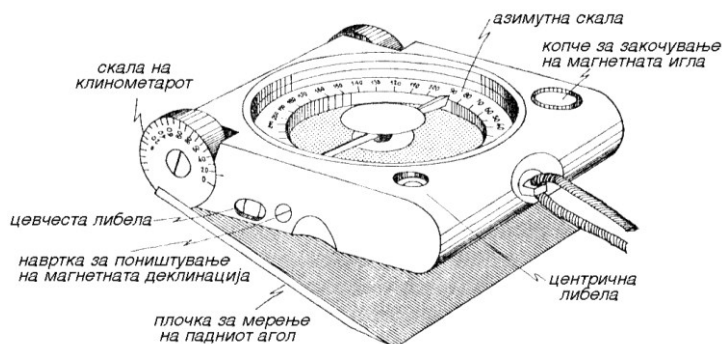
ОПШТО

Просторната ориентација на планарните структури, т.е. на слоевитоста, фолијацијата, границите, раседите, пукнатините, кливажот, шкрилавоста и др., и на линеарните, т.е. на оските на наборите, линеацијата, стриите и др., се дефинира со нивните елементите на пад (ЕП) и со падниот агол. Елементите на пад (ЕП) на структурите се испишуваат на следниот начин: азимут на падна насока/паден агол. На пример: 90/10; 130/65, 210/45 .



Слика 1
Илустрација на протегање, насока на пад и паден агол на една рамнина

Положбата во просторот на структурните елементи од тип на раседи, пукнатини, слоевитост, фолијација, линеација и кливаж, на терен се мерат со **геолошкиот компас**. Геолошкиот компас е конструиран за директно читање на азимутите на насоката на пад и падните агли. За разлика од географскиот компас (бусола), на геолошкиот компас исток лежи на западната страна, а запад на источната страна (Слика 2).

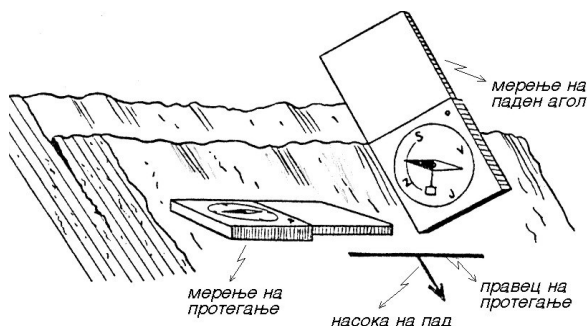


Слика 2
Геолошки компас од типот Clar

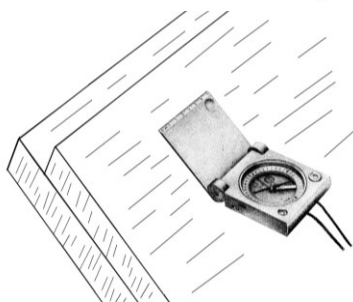
Со компасот **елементите на пад или падната насока (ЕП)** се мерат на следниот начин: компасот се поставува така што 0° е свртен кон падната насока на слојот или било каква друга рамнина (пукнатина, расед, фолијација), додека куќиштето на компасот е во хоризонтална положба (со помош на либелите) допрен на слојот ко го мериме. По смирување на магнетната стрелка на нејзиниот северен дел се отчитува азимутот на падната насока на слојот (планарата). **Азимутот на протегање** се добива со додавање или одземање 90° на азимутот на падната насока или директно се мери на следниот начин: страната С–Ј на куќиштето на компасот се поставува паралелно со протегањето на слојот или планарата и по смирувањето на стрелката се отчитува едниот или двата азимута на стрелката (Слика 3).

Падниот агол на рамнините мери со клинометар кој е составен дел на геолошкиот компас. Компасот со клинометарот-плочката се наслонува на мерената површина (слој или друго) и се нивелира во хоризонтална положба, потоа

истовремено се чита азимутот на падната насока и падниот агол на планарата (ЕП) (Слика 4).



Слика 3 Начин на мерење азимут на протегање и паден агол на планара



Слика 4 Начини на мерење на падна насока и паден агол на рамнина (слој, пукнатина)

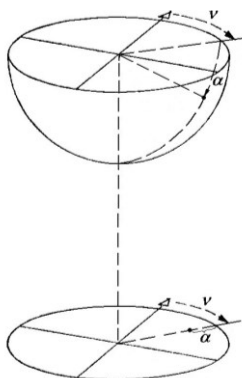
СТЕРЕОГРАФСКА АНАЛИЗА СО ПОМОШ НА ШМИТОВА МРЕЖА

Ориентацијата на геолошките структури во просторот најлесно и многу прегледно се прикажува со помош на Шмитовата мрежа. На оваа мрежа се врши т.н. стереографска проекција и стереографска анализа на структурите. Денес постојат и готови компјутерски програми за изработка на различните видови на стереограми. Во рамките на Анексот, ќе бидат прикажани само основните постапки кои треба да се познаваат за прикажување на дијаграми на траси на прави, рамнини, полови на права и рамнина, нивни пресеци, дефинирање на агли меѓу рамнини и др., кои се значајни за кинематските анализи на стабилност. За таа намена и решавање на задачите во книгата, може да се користат поларната и екваторијалната мрежа на Слика 9.

Проекција на права на Шмитова мрежа

Секоја права е просторно определена со своите ЕП. На позиционата топка со својот продор низ нејзината обвивка, тој продор се нарекува **пол на правата**. Полот на правата се нанесува на следниот начин:

- Врз поларната мрежа се поставува пауз или просирна хартија, се исцртува периферниот круг, се означува центарот и северот и на тој начин се добива **олеата**;
- На така исцртаната и поставена олеата се отчитува азимутот на падната насока и на соодветниот полупречник се обележува точка оддалечена од периферијата за падниот агол на правата (Слика 5);
- Полот на вертикална права лежи во центарот на дијаграмот.



Слика 5 Пол на права на позициона топка и на дијаграм;
 v -азимут на права,
 α -паден агол на права

Проекција на рамнина на Шмитова мрежа

Рамнините може да се прикажат со **полот на падната права**, со својата **траса** и со полот на **нормалата на рамнината**. **Полот на падната права на рамнината** ја дефинира секоја рамнина, со исклучок на хоризонталните и вертикалните, бидејќи хоризонталните рамнини немаат падни прави, а вертикалните сите имаат иста падна права без оглед на различното протегање. Полот се нанесува на ист начин како полот на правата.

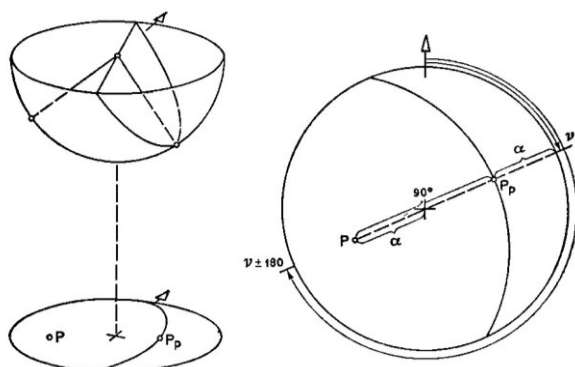
Траса на рамнината (анг. great circle) претставува круг со кој рамнината ја сече површината на топката. Трасата се нанесува на следниот начин:

- На олеатата врз поларната мрежа се обележува полот на падната права,
- Олеатата се префрлува на екваторијалната мрежа и се ротира полот да падне на источниот или западниот полупречник на екваторот. Се исцртува меридијанот на кој лежи полот и се добива трасата на рамнината (Слика 6 и Слика 8).

Полот на падната права на рамнината ја дефинира секоја рамнина, освен вертикалните и хоризонталните рамнини. За да можат на дијаграмот да се прикажат вертикалните и хоризонталните рамнини се користи пол на рамнината. За таа цел низ центарот на позиционата топка се извлекува нормала, а продорот на таа нормала на површината на топката го дава **полот на рамнината**. Полот на рамнината се наоѓа на истиот пречник, но на спротивниот полупречник во однос на полот на падната права, а е оддалечен од центарот за падниот агол. Што значи, полот на рамнина лежи на полупречник кој одговара на азимутот на падната права на рамнината изменет за 180° , а оддалечен од центарот на мрежата за вредноста на падниот агол на рамнината. Најлесен начин на нанесување на полот на рамнината е следниот (Слика 6):

- Се исцртува олеата на поларната мрежа и истата се ротира така што северната ознака е свртена за 180° (на југ). На тој начин и вредностите на сите азимути се изменети за 180° .
- Полот на рамнината се нанесува како точка на полупречникот кој на мрежата одговара на азимутот на падната насока, оддалечен од центарот на мрежата за вредноста на падниот агол;
- По нанесувањето на полот на рамнината, олеатата се враќа во почетната положба и полот лежи на своето место.

Половите на хоризонталните рамнини лежат во центарот на дијаграмот, а половите на вертикалните рамнини се наоѓаат на периферијата на дијаграмот.

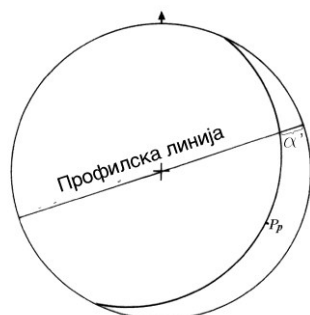


Слика 6 Приказ на рамнина на позициона точка: Pp-пол на падна права, P-пол на рамнина, ν -азимут на падна насока на рамнина, α -паден агол на рамнина

Одредување на привидниот пад на планарите

Привиден пад (α') Пронаоѓањето на привидниот пад е потребно при повеќе геолошки операции, а најчесто при конструкција на геолошки профил, на блокдијаграм и др. Аголот на привидниот пад може да се одреди на повеќе начини, и тоа, по геометриски пат, со помош на Шмитовата мрежа и на други начини. Со помош на Шмитова мрежа постапката се состои во следното:

- На поларната мрежа се извлекува азимутот на профилската линија,
- Се извлекува трасата на правиот пад на планарата (на екваторијалната мрежа),
- Привидниот пад има агол даден со пресекот на трасата на планарата со профилската линија, читано од периферијата на екваторијалната мрежа (Слика 7).



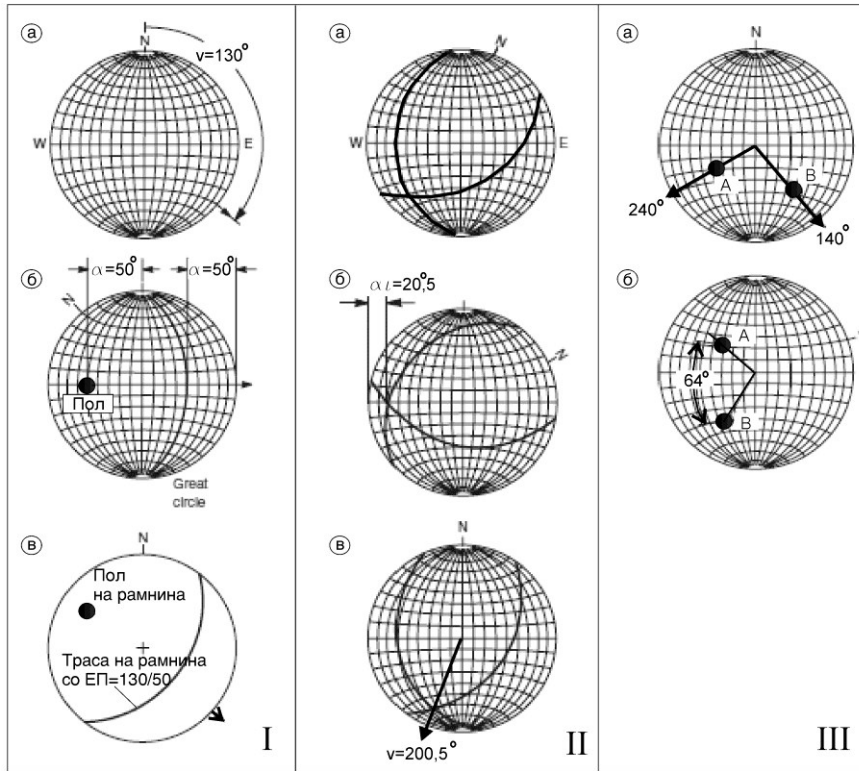
Слика 7. Одредување на агол на привидниот пад (α') за некоја профилска линија со Шмитова мрежа

Прикажување на пресеци и агли на рамнини на стререографска проекција

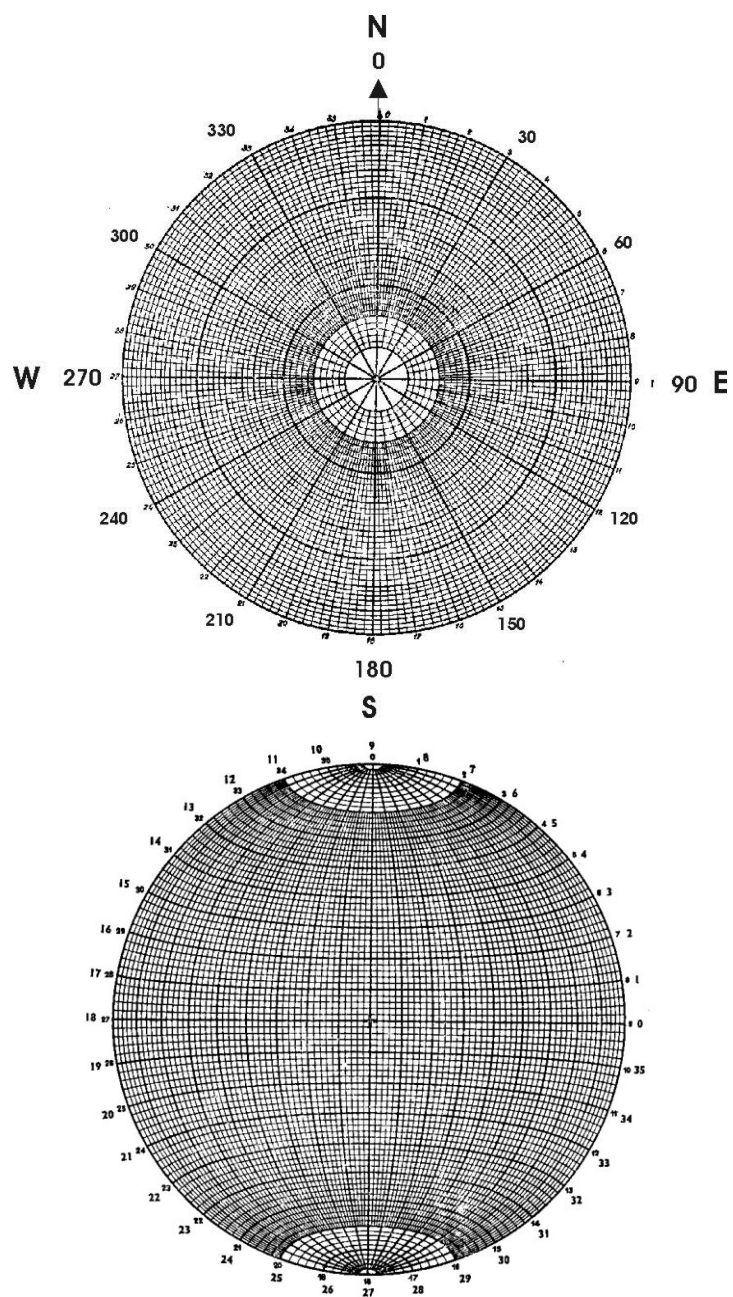
За проценка на условите за лом во геотехниката, често е потребно да се дефинираат пресечните прави помеѓу две рамнини и аглите меѓу нив. Ова е од посебно значење кај **кинематските анализи на стабилност**. Постапката се состои од нанесување на трасите на секоја рамнина, при што во нивниот пресек се формира пресечна права која со својот продор низ полутопката. Пример за дефинирање на пресек е прикажан за две рамнини со ЕП=130/50 и ЕП=250/30 на слика 8. Овие две рамнини прават пресек со насока на пад од $\nu_i=200,5^\circ$ и паден агол од $\alpha_i=20,5^\circ$.

Кога е потребно да се пронајде агол меѓу некои прави или рамнини се пористи ротација на половите на рамнините А и В со цел да паднат на еден заеднички меридијан на екваторијалната мрежа. Пример за дефинирање на агол меѓу две прави

со ЕП=240/54 и ЕП=140/50 е прикажан на Слика 8III. Овие две прави зафаќаат агол од $\theta = 64^\circ$.



Слика 8 I-Прикажување на траса и пол на рамнина на позициона топка со елементи на пад ЕП=130/50; II - Прикажување на пресек на траса на две рамнини со ЕП=130/50 и ЕП=250/30; III Прикажување на начин за дефинирање на агол меѓу две линии со елементи на пад ЕП=240/54 и ЕП=140/50



Слика 9. Поларна и екваторијална Шмитова мрежа

АНЕКС 4 - КЛАСИФИКАЦИИ НА КАРПЕСТИТЕ МАСИ**Табела 1** Класификација на индивидуалните параметри кои се употребуваат во пресметка на индексот на квалитет на карпеста маса-Q (по Бартон и др. 1974)

Опис	Вредност	Забелешки
1. Показател на квалитет на карпеста маса RQD %	RQD	1. ако RQD е пресметан или добиен со вредност ≤ 10 се усвојува номинална вредност од $RQD=10$ при пресметка на Q 2. Интервали за RQD од 5, на пример 100, 95, 90 се доволно прецизни за пресметка
А. Многу слаба	0-25	
Б. Слаба	25-50	
В. Поволна	50-75	
Г. Добра	75-90	
Д. Многу добра	90-100	
2. Параметар за број на системи на пукнатини	Jn	1. За места на пресеци на подземни отвори, се употребува (3xJn) 2. За портали се употребува (2xJn)
А. Масивна карпеста маса, без системи или по некоја случајна пукнатина	0.5-1	
Б. Еден пукнатински систем	2	
В. Еден систем плус некоја случајна пукнатина	3	
Г. Два пукнатински системи	4	
Д. Два системи плус случајни пукнатини	6	
Е. Три пукнатински системи	9	
Ж. Четири или повеќе системи, случајни пукнатини, многу испукана карпеста маса,	15	
З. Здробена карпеста маса, до степен на почва	20	
3. Показател за рапавост на пукнатините	Jr	
а. Контакт на ѕидовите на пукнатините		
б. Контакт на ѕидовите пред смолкнување од 10 cm		
А. Дисконтинуални (прекинати) пукнатини	4	
Б. Рапави и нерегуларни, брановидни	3	
В. Рамни и брановидни	2	
Г. Мазни и брановидни	1.5	
Д. Рапави и неправилни, планарни	1.5	
Е. Рамни, планарни	1	
В. Мазни и планарни	0.5	
в. Нема контакт меѓу ѕидови при смолкнување		
Ж. Зони кои содржат глиновити минерали, доволно дебелина да оневозможат контакт меѓу ѕидовите	1	
З. Песокливо чакалеста зона, доволно дебела да оневозможи контакт меѓу ѕидовите	1	
4. Показател за изменетост на пукнатините	Ja	агол на триење ϕ_r (приближно)
а. Контакт на ѕидовите		
А. Цврсто стиснати, со тврд наполнител на пример кварц или епидот	0.75	-
Б. Неизменети пукнатински површини, со појава само на слаба површинска измена	1	25-35°
В. Слабо изменети пукнатински површини, без обвивка од меки минерали, со песокливи честичи, без глина и слично	2	25-30°

АНЕКС 4 КЛАСИФИКАЦИИ НА КАРПЕСТИ МАСИ

Опис	Вредност	Забелешки
Г. Превлаки од песоков или песоковито-прашинест материјал слабо присуство на глиновита фракција	3	20-25°
Д. Меки или глиновити минерали со слаб отпор при триење, како каолинит, хлорит, талк, гипс, графит, со мало присуство на глини кои бубрат (дебелина на превлаките 1-3 mm)	4	8-16°
б. Со допир на сидовите на карпата пред смолкнување до 10 cm		
Г. Ситна распадина од карпата, без глина	4	25-30°
Е. Јак преконсилидиран тврд глинено-минерален наполнител (континуиран, дебелина < 5 mm)	6	16-24°
Ж. Средно или ниско преконсилидиран мек глинесто-минерален наполнител (континуиран, дебелина < 5 mm)	8	12-16°
З. Наполнител од глина која што бубри како монтморионит (континуиран, дебелина < 5 mm), Вредноста на Ја зависи од процентот на глинената фракција и можноста за впивање на вода	8-12	6-12°
в. Кога нема допир на сидовите на карпата при смолкнување		
С,И,Ј. Зона во која карпестата маса е интензивно физичко-хемиски изменета (здробена карпеста маса или глина, види Е,Ж,З за опис на квалитет на глинената)	6, 8 или 8-12	6-24°
К. Зона на заглинета ситна дробина, мало количество на глинената фракција која не е мека	5	-
Л,Љ. Голема континуирана зона на глина (види Е,Ж,З за опис на квалитет на глинената)	10,13 или 13-20	6-24°
б. Фактор за редуција заради влијание на водата		
А. Ископи во суво или помал доток на вода т.е. < 5 l/min локално	1	<0.1
Б. Среден доток на вода или притисок во повремено заситени пукнатини со вода	0.66	0.1-0.25
В. Голем доток на вода или висок притисок во карпеста маса со незаполнети пукнатини	0.5	0.25-1
Г. Голем доток или притисок на вода, со знатна презаситеност на пукнатинскиот наполнител	0.33	0.25-1
Д. Посебно зголемен доток или притисок од вода во тек на минирање кој во тек на време опаѓа	0.2-0.1	>1
Ѓ. Посебно зголемен доток или притисок од вода кој трае без нагласено опаѓање	0.1-0.05	>1
Забелешки: (I) Факторите В до Г се груби проценки, така што ако постојат дренажи, да се зголеми Јw (II) Специјални проблеми кои настануваат со формирање на мраз не се разгледувани		
б. Фактор за редуција на напонот		SRF
а. Ослабени зони го пресекуваат ископот, а можат да поредизвикаат негова нестабилност		
А. Повеќе слаби зони кои содржат глина или хемиски изменета карпеста маса, (без разлика на длабина)	10	1. Да се намалат овие вредности за 25-50 % ако релевантните зона на смолкнување само влијаат но не го пресекуваат ископот
Б. Поедини слаби зони кои содржат глина или хемиски изменета карпа (длабина на ископ <50 m)	5	
В. Поедини слаби зони кои содржат глина или хемиски изменета карпа (Длабини на ископ >50 m)	2.5	
Г. Повеќе зони на смолкнување во дадена карпеста маса (без глина со слаба околна карпеста маса без разлика на длабина)	7.5	

МЕХАНИКА НА КАРПИ

Опис	Вредност			Забелешки
Д. Поедини зони на смолкнување (без глина, длабина на ископ <50 м)			SRF 5.0	
Г. Поедини зони на смолкнување (без глина, длабина на ископ >50 м)			2.5	
Е. Отворени пукнатини, силно испукана карпеста маса во блокови (без разлика на длабина)			5	
б. Цврста компактна карпеста маса, проблеми на јакост				
	σ_r/σ_1	σ_z/σ_1	SRF	2. за јако анизотропно поле на напонот (ако се мери) кога $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, да се редуцираат σ_r до 0.8 и σ_z до 0.8 кога $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, да се редуцираат σ_r до 0.6 и σ_z до 0.6 σ_r -јакост на притисок; σ_z -јакост на затегање; σ_1 -главен нормален напон; σ_3 -минимален нормален напон.
Ж. Низок напон, блиску до површина	>200	>13	2.5	
З. Среден напон	200-10	13-0.66	1.0	
С. Висок напон, многу цврста структура (обично поволна за стабилност, поретко неповолна за стабилноста на сидовите)	10.-5	0.66-0.33	0.5-2	
И. Масивна карпа со слаба можност за горски удар	5-2.5	0.33-0.16	5-10	
Ј. Масивна карпа со висока можност за горски удар	<2.5	<0.16	10-20	
в. Интензивно физичко-хемиски изменети карпи, пластично течење на карпата дури и при слаби до средни притисоци				
К. Слаби подземни притисоци			5-10	3. кога дебелината на надслојот е помала од ширината на тунелот, SRF да се зголеми од 2.5 на 5 (види Ж)
Л. Јаки подземни притисоци			10-20	
г. Карпа која бубри, активноста на бубрењето зависи од присуството на вода				
Љ. Слаби притисоци заради бубрење на карпата			5-10	
М. Јаки притисоци заради бубрење на карпата			10-15	
Дополнителни генерални забелешки за употреба на претходните табели				
При проценката на вредноста на Q индексот, покрај деталните забелешки од табелата, би требало да се следат и следните препораки:				
1. Кога не е достапно јадро од дупнатини, RQD може да се пресмета преку бројот на пукнатини на единица волумен, каде се користи следната формула за случај на карпести маси без глина: $RQD=115-3.3xJ_v$ (приближно), каде: J_v =вкупен број на пукнатини на m^3 ($RQD=100$ за $J_v<4.5$)				
2. Параметарот J_p го претставува бројот на пукнатински системи а зависи од фолијацијата, шкрилавоста, слоевитоста и др. Доколку се изразито развиени овие паралелни „пукнатини“ треба да се бројат како пукнатински систем. Меѓутоа, доколку само мал дел од ваквите „пукнатини“ е видлив, или се ретки во јадрото, тогаш при пресметката на J_p посоодветно би било да се сметаат како „случајни пукнатини“				
3. Параметрите J_r и J_a (кои ја репрезентираат јакоста на смолкнување) треба да бидат релевантни на <i>најслабиот пукнатински системи или дисконтинуитетите пополнети со глина</i> во дадената зона. Меѓутоа, доколку пукнатинскиот системи со најниска вредност на (J_r/J_a) е поволно ориентиран во поглед на стабилноста, тогаш вториот, помалку поволно ориентиран пукнатински систем или дисконтинуитет понекогаш може да биде позначаен, а неговата повисока вредност на J_r/J_a треба да се користи при пресметката на Q.				
4. Кога карпестата маса содржи глина, треба да биде пресметан фактор SRF кој е соодветен на оштотварувањата од растресена зона. Во такви случаеви јакоста на монолитот е од мал интерес. Меѓутоа, кога испуканоста е минимална и глината е целосно отсутна, јакоста на монолитот може да претставува најслаба врска, и стабилноста, тогаш ќе зависи од односот карпа-напрегања/карпа-јакост. Силно анизотропно поле на напрегања е неповолно во поглед на стабилноста, и за истото е дадена редуција (забелешката 2 во табелата за одредување на SRF).				
5. Јакостите на притисок и затегање (σ_r и σ_z) на монолит треба да бидат пресметани во заситена состојба доколку тоа е соодветно за постигнување на сегашните или идни „in situ“ состојби. Многу конзервативна пресметка на јакоста треба да се направи за карпите кои, при влажење или заситена состојба, се распаѓаат многу лесно.				

АНЕКС 4 КЛАСИФИКАЦИИ НА КАРПЕСТИ МАСИ

Додаток на класификацијата за дефинирање на параметри во Q-slope класификацијата (според Бар и Бартон 2018)

$$Q_{slope} = \frac{RQD}{J_n} \times \left(\frac{J_r}{J_a} \right)_0 \times \frac{J_{wice}}{SRF_{slope}}$$

Каде е:

- RQD/J_n е дел кој се однесува на т.н. големина на блок
- J_r/J_a за најнеповолен систем или средна големина ако се работи за можен случај на клиновиден лом за пукнатиски системи (J_r/J_a)¹X (J_r/J_a)²
- Надворешни фактори (J_{wice}/SRF_{slope})
- Јакоста на смолкнување на пукнатините е дефинирана приближно како $\tau = \sigma \tan^{-1} (J_r/J_a)$

Табела 1.1 Дефинирање на фактор за ориентација на најнеповолен систем на пукнатини за кој се дефинираат параметрите J_r и J_a (т.н. O фактор)

Опис на O фактор	Систем А	Систем Б
Многу поволна ориентација	2.0	1.5
Доста поволна	1.0	1.0
Неповолна	0.75	0.9
Многу неповолна	0.5	0.8
Доведува до лом ако не се применат мерки за заштита	0.25	0.5

Табела 1.2 Фактор на околината зависен од климатски подрачја и геолошки услови (надворешни фактори) т.н. J_{wice} (*)

J _{wice} (*)	Пустински услови	Влажна клима	Тропски бури	Ладни краишта со зони на мрзнење
Стабилна градба на терен, цврста карпа	1.0	0.7	0.5	0.9
Стабилна градба на терен, слаба карпа	0.7	0.6	0.3	0.5
Нестабилна градба на терен, цврста карпа	0.8	0.5	0.1	0.3
Нестабилна градба на терен, слаба карпа	0.5	0.3	0.05	0.2

Забелешка:

- Ако има инсталирано локални дренажи се употребува J_{wice}*1.5
- Ако има локални заштини мерки за потпирање се употребува J_{wice}*1.3
- Ако се применети и дренажни и мерки за потпирање се комбинираат двата фактори J_{wice}*1.5*1.3

Табела 1.3 – Фактор SRF_a дефиниран преку физички услови

Опис	SRF _a
А - Слаби измени поврзани со површински зони или пореметувања од минирање или ископ,	2.5
Б- појава на потенцијално нестабилни блокови со тензиони пукнатини и смолнување, склоност кон распаѓање, знатни измени од минирање	5.0
В- како Б, но со знатна склоност кон распаѓање на карпите	10
Г-Косината е во напредна фаза на ерозија и растресување поради периодично ерозии од врнежи или ефекти од мрзнење и одмрзнување	15
Д- Целосно изменети зони до степен на резидуална почва со знатен транспорт на материјал низ косините	20

МЕХАНИКА НА КАРПИ

Табела 1.4 Фактор SRF_b дефиниран преку напонска состојба и јакост

Опис	σ_p/σ_1^*	SRF _b
Г - Среден дијапазон на јакост/напон	50-200	2.5-1
Е- Висок однос	10-50	5.0-2.5
Ж- Локални појави на лом на монолит	5-10	5-10
З-Дробење до пластично течење	2.5-5	10-15
И-Пластично течење до појава на омекнување	1-2.5	15-20

Забелешка * σ_p е јакост на притисок на материјалот, а σ_1 е главен максимален напон

Табела 1.5 Фактор SRF_c дефиниран за главни системи на дисконтинуитети

SRF _c *	Поволна ориентација	Неповолна	Многу неповолна	Доведува до лом ако не се применат мерки за заштита
Ј- Главни дисконтинутети без или со многу ниско присуство на глина	1	2	4	8
К- Главни дисконтинутети со RQD100=0 заради присуство на глина или здробена карпеста маса	2	4	8	16
Л- Главни дисконтинутети со RQD300=0 заради присуство на глина или здробена карпеста маса Локални појави на лом на монолит	4	8	12	24

Забелешка *

- RQD100 се однесува на 1 метар попречно на ориентација на дисконтинутетите
- RQD300 се однесува на 3 метри попречно на ориентација на дисконтинутетите

Генерален водич за проценка на стабилна косина според Qslope:

- Ако Qslope=10 стабилен агол на косина е 85°
- Ако Qslope=1 стабилен агол на косина е 65°
- Ако Qslope=0.1 стабилен агол на косина е 45°
- Ако Qslope=0.01 стабилен агол на косина е 25°

АНЕКС 4 КЛАСИФИКАЦИИ НА КАРПЕСТИ МАСИ

Табела 2 Класификација на карпести маси за оценка на можност за риперување според Weaver 1975 (Rippability rating chart)

Параметар за класификација	Класа I (многу добра карпа)	Класа II (добра карпа)	Класа III (поволна карпа)	Класа IV (слаба карпа)	Класа V (многу слаба карпа)
Брзина на Vp бранови (m/s)	>2150	2150-1850	1850-1500	1500-1200	1200-450
Поени	26	24	20	12	5
Јакост на притисок (MPa)	>70	20-70	10-20	3-10	1.7-3
Поени	10	5	2	1	0
Распаднатост	Без измени (нераспадната)	Слабо изменета	Изменета	Високо изменета	Целосно распадната
Поени	9	7	5	3	1
Растојание меѓу пукнатини (мм)	>3000	3000-1000	1000-300	300-50	<50
Поени	30	25	20	10	5
Континуираност на пукнатини	Неконтинуирани	Слабо континуирани	Континуирани-без наполнител	Континуирани со слабо присуство на наполнител	Континуирани со наполнител
Поени	6	5	3	0	0
Заполнител	Без отвор (стиснати)	Слабо изразен отвор	Отвор <1 мм	Заполнител <5 мм	Заполнител >5 мм
Поени	5	5	4	3	1
Ориентација на дисконтинуитети	Многу неповолна	Неповолна	Релативно неповолна	Поволна	Многу поволна
Поени	15	13	10	5	3
Вкупен рејтинг	100-90	90-70	70-50	50-25	<25
Оценка за можност за риперување	Минирање	Екстремно тешко риперување и минирање (*)	Многу тешко риперување	Тешко риперување	Лесно риперување

*- За случаи на поголема вредност од 75 не може да се риперуват без употреба на претходно минирање со растресување

Табела 3 Класификационен систем за риперување (Rippability Classification Chart (Singh, 1987))

Параметар	Класа 1	Класа 2	Класа 3	Класа 4	Класа 5
Јакост на притисок (MPa)	<2	2-6	6-10	10-15	>15
Поени	0-3	3-7	7-11	11-14	14-17
Распаднатост	целосна	висока	средна	слаба	нераспадната
Поени	0-2	2-6	6-10	10-14	14-18
Брзина на елстични бранови (m/s)	400-1100	1100-1600	1600-1900	1900-2500	>2500
Поени	0-6	6-10	10-14	14-18	18-25
Абразивност	Многу мала	Мала	Средна	Висока	екстремна
Поени	0-5	5-9	9-13	13-18	18-22
Растојание меѓу пукнатини (m)	<0.06	0.06-0.3	0.3-1	1-2	>2
Поени	0-7	7-15	15-22	22-28	28-33
Вкупен рејтинг	<30	30-50	50-70	70-90	>90
Проценка за можност за риперување	лесно	средно	тешко	многу тешко	минирање

МЕХАНИКА НА КАРПИ

Табела 4 Модификација на RMR класификација за косини (т.н. SMR-Slope mass rating), според Romana, 1985)

А. Параметри за класификација и нивни рејтинг								
Параметар		Дијапазон на вредностите						
1. Јакост на монолитните делови	Индекс на јакост Js (МПа)	>10	4-10	2-4	1-2	За ниски вредности, едноаксијална јакост е попогодна		
	Јакост на притисок σ_p (МПа)	>250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	<1
поени		15	12	7	4	2	1	0
2. Показател на квалитет RQD (%)		90-100	75-90	50-75	25-50	<25		
поени		20	17	13	8	3		
Параметар		Дијапазон на вредностите						
3. Растојание меѓу пукнатини		>2 м	0.6-2м	0.2-0.6 м	60-200 мм	<60 мм		
поени		20	15	10	8	5		
4. Состојба на пукнатините		Многу рапави пукнатини Неконтинуирани, Без отвор Свежи пукнатински ѕидови	Брановидни пукнатински површини Отвор < 1мм Слабо изменети пукнатински ѕидови	Брановидни и пукнатински површини Отвор < 1мм Силно изменети пукнатински и ѕидови	Равни и глатки пукнат. површ. или наполнител со дебелина < 5 мм или отвор на пукнат. 1-5 мм Континуирани	Мек наполнител >5 мм дебелина или отвор >5 мм Континуирани		
Поени		30	25	20	10	0		
5. Состојба на подземна вода		Генерална состојба	Целосно суво	Слабо провлажување	Влажно	Капење	Течење	
поени		15	10	7	4	0		
Б. Поправка заради ориентација на пукнатините								
Случај на лом		Многу поволна	Поволна	Добра	Неповолна	Многу неповолна		
Рамнински лом (Р)	(a1-as)	>30	30-20	20-10	10-5	<5		
Превртување (П)	(a1-as-180)	>30	30-20	20-10	10-5	<5		
Р/П	F1	0.15	0.4	0.7	0.85	1		
Р	(b1)	<20	20-30	30-35	35-45	>45		
Р	F2	0.15	0.4	0.7	0.85	1		
П	F2	1	1	1	1	1		
Р	b1-bs	>10	10-0	0	0-(-10)	<-10		
П	b1-bs	<110	110-120	>120				
Р/П	F3	0	-6	-25	-50	-60		

АНЕКС 4 КЛАСИФИКАЦИИ НА КАРПЕСТИ МАСИ

В. Поправка за начин на ископ на косините					
Метод на ископ	Природна косина	Пресплит минирање (претходно оконтуривање)	Глатко минирање	Вообичаено минирање	Многу лошо минирање
фактор на поправка F4	+15	+10	+8	0	-8
SMR=RMR-(F1*F2*F3)+F4					
Опис на SMR класи					
Класа бр.	V	IV	III	II	I
SMR	0-20	21-40	41-60	61-80	81-100
Опис	Многу слаба карпа	Слаба карпа	Поволна карпа	Добра	Многу добра
Стабилност	Многу нестабилна	Нестабилна	Делумно стабилна	Стабилна	Целосно стабилна
Начин на лом	Големи планарни ломови или во вид на почва	Рамнински лок или големи клонови	Лом вдоль некои од пукнатини или неколку клонови	Само некои блокови	Без појава на лом
Подградување	Растретување или целосен ископ	Корективни мерки од голем обем	Систематски подградување	Повремено подградување	Без подграда

Забелешки од табелата 4:

as-насока на пад на косина

bs-паден агол на косина

a1-насока на пад на пукнатина

b1-паден агол на пукнатина

F1-фактор за поправка кој се однесува на степен на паралелност меѓу косината и протегањето на дисконтинуитетот

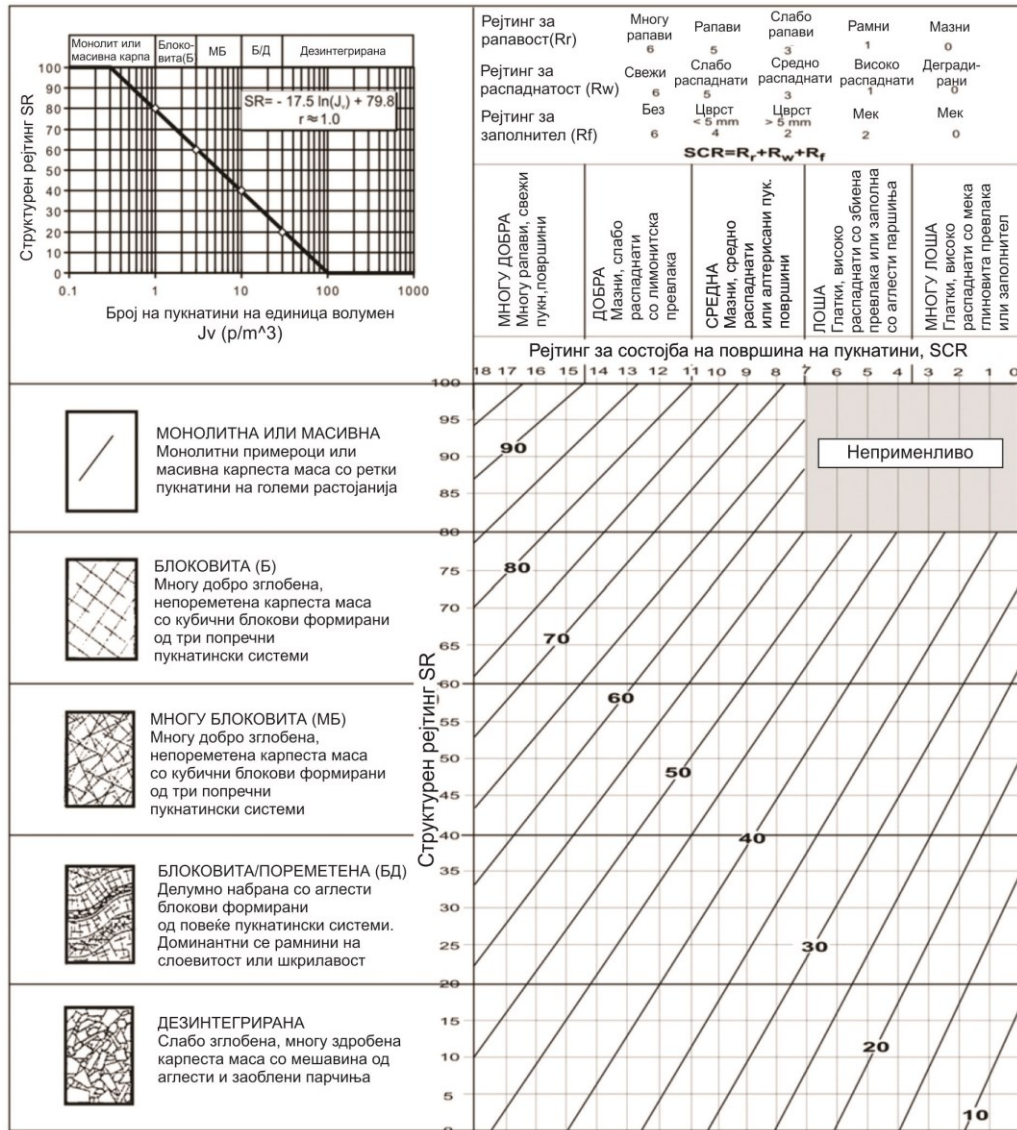
F2-фактор кој се однесува на падниот агол на дисконтинуитетот во однос на наклонот на рамнината на лом (можен тип на лом)

F3-фактор кој се однесува на односот меѓу паден агол на косината и пукнатината

F4-фактор за поправка во зависност од методот на ископ







МЕХАНИКА НА КАРПИ

Табела 5. Варијанта на GSI класификација според Сомнез и Улусај, 2008 (во класификацијата е вметната можност за квантитативен опис на состојбата на пукнатините преку параметрите SCR (од ang. Surface Condition Rating) и SR (од ang. Structure Rating).



АНЕКС 4 КЛАСИФИКАЦИИ НА КАРПЕСТИ МАСИ

Табела 6. Модифицирана класификација за карбонатни карпи без изразена карстификација (Јовановски, Гапковски, Крвавац, Илијовски 2006)

ТИП НА КАРПА: КАРБОНАТНИ КАРПИ (ВАРОВНИЦИ, ДОЛОМИТИ, МЕРМЕРИ) ВРЕДНОСТ НА GSI		СОСТОЈБА НА ПУКНАТИНСКИ ПОВРШНИНИ									
		Намалување на квалитет на површините. →									
СТРУКТУРА		ЈАКОСТ НА МОНОЛИТ (МПа)									
		Многу добра	Добра	Доста добра	Лоша	Многу лоша					
		>10	4-10	2-4	1-2	<1					
		>250	100-250	50-100	25-50	5-25 1-5 <25					
	НЕПОРЕМЕТЕНА ИЛИ МАСИВНА КАРПА-монолитни примероци или масив изделен со неколку пукнатини на големо растојание	>2	90	80	70	60	50	40	30	20	10
	БЛОКОВИТА- многу добро зглобена нештетена карпеста маса од правоаголни блокови формирани од три пукнатински системи	0,6-2	70	60	50	40	30	20	10		
	МНОГУ БЛОКОВИТА- зглобена, делумно оштетена карпеста маса со плочести и аглести блокови формирани од четири или повеќе пукнатински системи, релативно свежа во монолит	0,2-0,6	50	40	30	20	10				
	ОШТЕТЕНА-БЛОКОВИТА, аглести блокови, формирани од голем број пукнатини.	0,06-0,2	30	20	10						
	ЗДРОБЕНА- слабо поврзана, многу испукана карпеста маса, мешавина од аглести и заоблени монолити, локално глинизирана	0,02-0,06	10								
	ЗОНИ НА СМОЛКНУВАЊЕ блоковитоста не е застапена поради многу блиско растојание кај површините на шкрилавост или површините на смолкнување, масата е глинизирана	<0,02	НМ	НМ							

МЕХАНИКА НА КАРПИ



Табела 7. Модифицирана класификација за карбонатни карпи А.Шпаго (Кравац), 2008, (додаток на Табела 6)

n \ GSI	A n<2%	B n=2-5%	C n=5-10%	D n=10-20%	E n>20%
I GSI=81-100	A-I	B-I	R/M	N/M	N/M
II GSI=61-80	A-II	B-II	C-II	R/M	N/M
III GSI=41-60	R-M	B-III	C-III	D-III	R/M
IV GSI=21-40	N/M	R/M	C-IV	D-IV	D-V
V GSI=10-21	N/M	N/M	R/M	D-V	E-V

Забелешка:

n –порозност на карпеста маса

Табела 8. Модифицирана класификација за карпести маси со низок и многу низок квалитет, Осуги и др., 2010

Определување на модифициран GSI за карпести маси со низок и многу низок квалитет SR - Структурен рејтинг BSTR - Состојба на здробеност на структурата на карпата ICR - Степен на јадрување на монолити	Индекс за состојба на пукнатини (Ijс)	
	ICR<25 Лоша без наполнител	ICR<25 Многу лоша со наполнител
	SR	16 15 14 13 12 11 10 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0
А  Слабо зглобена, силно здробена карпеста маса со мешавина на аглести и заоблени карпести парчиња RQD < 20 Слаба карпеста маса како резултат на интензивна испуканост или ниска јакост на монолити BSTR 3 / 4 / 5	BSTR 5	27 26 25 24 23 22 21 20 19 18 17 16 15 14 13 12 11 10 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0
	BSTR 4	
	BSTR 3	
	BSTR 2	
	BSTR 1	
Б  Тектонски здробена многу слаба карпеста маса со здробена структура која доминира над системите на пукнатини, без појава на блоковитост RQD=0 Тектонски здробени и смолкнати пукнатини, до степен на почвена маса BSTR 1 / 2	BSTR 2	10 9 8 7 6
	BSTR 1	

А - ИЗМЕНЕТА ДЕЗИНТЕГРИРАНА КАРПА

Б - ЕКСТРЕМНО ЗДРОБЕНА / ЗОНИ НА СМОЛКНУВАЊЕ

АНЕКС 4 КЛАСИФИКАЦИИ НА КАРПЕСТИ МАСИ

Табела 9 Класификација за анизотропни карпести маси (ARMR), според Сароглу и др. (2018)

Параметар		Дијапазон на вредностите						
1. Rc, Индекс на анизотропија на јакоста		< 1. 1 Изотропна	1.1-2 Слаба анизотропија	2-3 Средна анизотропија	3-5 Висока анизотропија	>5 Многу висока анизотропија		
ARMR Rc-поени		20	17	13	8	3		
2. Јакост на монолитните делови	Индекс на јакост Is (MPa)	>10	4-10	2-4	1-2	<1		
	Јакост на притисок σ_p (MPa)	>250	100-150	50-100	25-50	5 - 25	1 - 5	<1
ARMR-поени		15	12	7	4	2	1	0
3. Вредност коригирано RQD (%)		90-100	75-90	50-75	25-50	<25		
ARMR-поени		15	10	7	4	2		
4. Средно растојание кај елементи на анизотропија (мм)		>1200	600-1200	200-600	40-200	<40 мм		
ARMR-поени		20	15	10	8	5		
5. Состојба на пукнатините по главните елементи на анизотропија		Многу рапави пукнатини Неконтинуирани Без отвор Свежи пукнатински ѕидови	Брановид. пукнатински површини Отвор < 1мм Слабо изменети пукнатински ѕидови	Брановид. пукнатин. површини Отвор < 1мм Силно изменети пукнатински ѕидови	Рамни и мазни пукнатини или заполнител < 5 мм Отвор 1-5 мм Континуир.	Мек наполнител >5 мм дебелина или отвор >5 мм Континуирани		
ARMR-поени		15	10	7	4	0		
6. Состојба на подземна вода Генерална состојба		Целосно суво	Слабо провлажување	Влажно	Капење	Течење		
ARMR-поени		15	10	7	4	0		
Поправка за поени поврзани со напонска состојба	Ниско ниво на природни напони	$\sigma_1/\sigma_c < 0.15$			Нема промена во ARMР-рејтингот			
	СРЕДНО НИВО	$0.15 \leq \sigma_1/\sigma_c \leq 0.4$			Се врши поместување за една ќелија кон лево за Rc-поени (+5, +4 или +3)			
	ВИСОКО НИВО	$\sigma_1/\sigma_c > 0.4$			Се врши поместување за две ќелии кон лево за Rc-поени			
Класи на карпести маси одредени од вкупниот збир на бодови								
ARMР-рејтинг	100-81	80-61	60-41	40-21	<20			
Класа бр.	I	II	III	IV	V			
Опис	Масивни и изотропни	Слабо анизотропни	Средно анизотропни	Високо анизотропни	Многу високо анизотропни до листести к. маси			

МЕХАНИКА НА КАРПИ

Табела 10 Водич за проценка на фактор на пореметеност на масивот D (disturbance factor), www.rockscience.com

Појава на карпеста маса	Опис на карпестата маса	Препорачана вредност на D
	Минирање со одличен квалитет, контролирано минирање или ископ со тунелска машина за дупење, што резултира со минимални пореметувања на карпестата маса во околина на тунелот	$D=0$
	Машински или рачен ископ во карпести маси со слаб квалитет без минирање што доведува до со минимални пореметувања на карпестата маса во околина на тунелот. При појава на придвижување на карпести маси од подот, можни се големи пореметувања ако не се остави заштитен подножен свод како на сликата.	$D=0$ $D=0.5$
	Многу лошо минирање кај цврсти карпи што може да доведе до големи локални оштетувања кои се простираат и до 2-3 метри во околната карпеста маса	$D=0.8$
	Минирање во помал обем во градежништвото што доведува до средно оштетување, посебно ако се примени контролирано минирање како кај лева страна на фотографијата. Понекогаш, сепак има појави во одредени напрегнати зони	$D=0.7$ $D=1.0$
	Масовни минирања кај површински копови со знатни пореметувања на масивот поради интензивна експлоатација, чести минирања и промена на напонска состојба заради одстранување на надслој. Кај помеки карпи при ископ со дозер и рипер оштетувањата се помали	$D=1.0$ $D=0.7$

АНЕКС 4 КЛАСИФИКАЦИИ НА КАРПЕСТИ МАСИ

Табела 11 Споредба на тврдина и абразивност според Мосова и Росевалова скала (www.wikipedia.com)

Тврдина по Мосова скала	Минерал	Абразивност (тврдина) по Росивал
1	Талк	0.03
2	Гипс	1.25
3	Калцит	4.5
4	Флуорит	5
5	Апатит	5.5
6	Фелдспат	37
7	Квар	120
8	Топаз	175
9	Корунд	1,000
10	Дијамант	140,000

Забелешка - Методот на Росивал (некаде и Делис-Росивалов метод) се прави врз основа на петрографска анализа и со гребене на измазнети (полирани) површини при познато оптоварување со прибор за гребене со позната геометрија, а се изразува, како волумен на изгребен материјал. Како релативна квантитативна мерка се зема вредноста за индекс по Росивал за минералот корунд од 1000, како мерка без димензија.