



DOI: [10.71167/uaceg.2024.570106](https://doi.org/10.71167/uaceg.2024.570106)

Получена: 28.02.2023 г.

Приета: 27.03.2023 г.

ДИСПЕРСНО АРМИРАНИ ТУНЕЛНИ ОБЛИЦОВКИ В ЗДРАВИ СКАЛНИ МАСИВИ. МЕТОДИ ЗА ПРОЕКТИРАНЕ

М. Петков¹

Ключови думи: тунелна облицовка, здрави скални масиви, пръскан бетон с фибри, дисперсно армирани тунелни облицовки, скална механика, наблюдационен метод

РЕЗЮМЕ

Представени са два взаимно алтернативни метода за проектиране на тунелни облицовки, съгласно изискванията на система от конструктивни еврокодове, в съответствие с изискванията за стоманобетонни конструкции с редена, прътова армировка и по наблюдационен метод за проектиране на геотехнически конструкции, с прилагане на деформируеми крепежи в здрави скални масиви, състоящи се от скални анкери и дисперсно армиран пръскан бетон. Разглежданият тунел представлява подземна железопътна гара, с много големи размери на напречното сечение: широчина, достигаща до 45 m и височина до 15 m, с площ на напречното сечение повече от 500 m². Инженерно-геоложките условия се оценяват съгласно Q-system в диапазона от лоши до добри, с Q индекс от 1 до 4, в здрав скален масив с три основни пукнатини системи.

1. Въведение

Проектирането на тунелни облицовки в здрави скални масиви е предизвикателна задача поради факта, че този тип конструкции следва да бъдат проектирани така, че да удовлетворят едновременно две условия: за конструктивна сигурност – носеща способност и дълготрайност; за приложимост – ефективно и лесно изпълнимо решение за тунелната облицовка. Тези две условия поставят изисквания едновременно за корави конструкции, поемащи пълния размер на планинския натиск, но също така и гъвкави конструкции, работещи съвместно със заобикалящия почвен масив.

¹ Мартин Петков, инж. докторант, кат. „Хидротехника и хидромелиорации“, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, e-mail: marto@bgg.bg

Прилагането на тунелни облицовки от пръскан бетон с армировка, прътова или дисперсна, и скални анкери е най-разпространеният метод за укрепване на подземни изработки – тунели и каверни. Въпреки силното развитие на технологиите, материалите и методите за изпълнение на тунели, някои въпроси относно теоретичната основа на прилаганите методи за проектиране остават недостатъчно обосновани.

Представените методи и резултати в настоящата статия следва да се разглеждат с внимание и не трябва да бъдат прилагани без допълнителен анализ за приложимост на решението. Необходимо за прилагането на геотехническия метод е и надлежното провеждане на постоянен геотехнически мониторинг на настъпващите деформации и тяхното съответствие с прогнозираното от резултатите, получени с числените модели.

2. Нормативни изисквания

Проектирането на строителните конструкции на строежите, сгради и съоръжения, следва да бъде изпълнено чрез прилагане на европейската система за проектиране на строителни конструкции – Еврокод, в съответствие с изискванията на частите на EN от 1990 до 1999, и съответните национални приложения и национално определени параметри. В системата Еврокод и по-конкретно в [1, 2] е заложен методът на граничните състояния, с частни коефициенти за сигурност и осигуряване на две гранични условия – сигурност – носеща способност и контрол на експлоатационна годност – настъпващи деформации и пукнатини. Изчислителните стойности на въздействията контролират сигурността на строителните конструкции. Допълнително следва да се отчете и това, че Еврокод 7: „Геотехническо проектиране“ [3] поставя изисквания за проверка – да не са надвишени граничните условия за геотехническата част на конструкцията.

В тунелната практика съществуват и други методики и модели за проектиране на тунелни облицовки, съществено различаващи се от изискванията на [1, 2] относно принципа на проектиране, но основаващи се на наблюдение и анализ (Observation method) на вече изпълнените тунели. Като пример за такива методи може да се представи NGI Q system [4]. В методиката е отчетен опитът от повече от 2000 примера за изпълнено тунелно строителство. Методиката се прилага при скални почвени масиви и се основава на принципа на сравним опит – при установена информация за дадена земна основа и конструкция, за която се очаква да има сравнимо геотехническо поведение, спрямо вече изградени конструкции.

3. Основание за прилагане на проектно решение

Съгласно Раздел 2 на [3], граничните състояния могат да бъдат проверени и по следните методи (самостоятелно или в комбинация):

- Чрез изчисления. Аналитичен метод – числено моделиране, критерии на разрушение.
- Адаптация на предписани мерки. Емпиричен метод – класификационна система, опит.
- Експериментални модели и тестване.
- Метод на наблюдението. Мониторинг на място, специални геоложки наблюдения. Конструктивни мерки – проучване, предварително инжектиране, специални процедури за изкопаване.

Препоръки и метод за оценка на поведението на скалния масив и метода за проектиране са представени в [5] и могат да се обобщят по следният начин спрямо потенциалния проблем:

- Пукнатини в скалния масив – прогнозира се проявата на следните потенциални проблеми – разхлабване на масива, изпадане на скален клин/блок, изсипване и обрушване.
- Ниска якост на масива спрямо напреженията в масива – прогнозира се появата на: претоварване и последващо изкълчване, разкъсвания, дефолиация, напукване, появата на пластични деформации или набъбване на скалния масив.
- Неблагоприятни условия като: изветряване, набъбване, зони с алтернация, раздробяване, съществено водно налягане.

4. Описание на разглеждания случай

Разглежданият тунел е част от Подземна железопътна гара, разположена в град Гьотеборг, Швеция. Напречното сечение е с нарастваща ширина, с форма в план като пресечен конус, с малък размер 30,15 m в източния край, постепенно разширяващ се до размер 44,77 m. Височината на напречното сечение също така нараства от 11,20 m до 15,00 m, следвайки разширението на профила. В средата на напречния профил се изпълняват вертикални, монолитни стоманобетонни колони и надлъжна стоманобетонна греда, с цел частично поемане на скалния натиск.

Първоначално е съставено решение за тунелна облицовка, включващо: пръскан бетон с обща дебелина, по-голяма от 250 mm, четириделна прътова стоманена армоферма през разстояние от 1,5 m, двойна заварена армировъчна стоманена мрежа и системни скални анкери. Поради значителните размери на напречното сечение е предвидена етапност при изпълнение, започващо с изкопаването на три пилотни тунела (посочени с цифрата 1 във фигура 2), полагане на пръскан бетон – първи пласт. В етап 2 се свързват пилотните тунели с напречни връзки през определено разстояние. В етап 3 се изпълняват монолитните стоманобетонни конструкции – колони и надлъжна централна греда (означени с 3 във фигура 2). В Етап 4 се изпълнява окончателно откопаване на профила с премахването на временните скални колони (посочени с 4 във фигура 2).

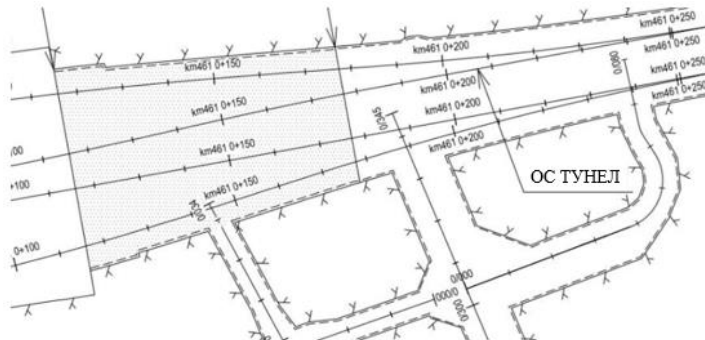
Връзката между пръскания бетон и надлъжната монолитна греда е предвидена като корава – прехвърляща надлъжни и напречни сили, както и огъващи моменти от тунелната облицовка към монолитната греда.

В участъка скалното покритие е малко и с променлив размер, но не по-малко от 12,5 m, което е повече от половината на широчината на напречното сечение от стената до колонадата.

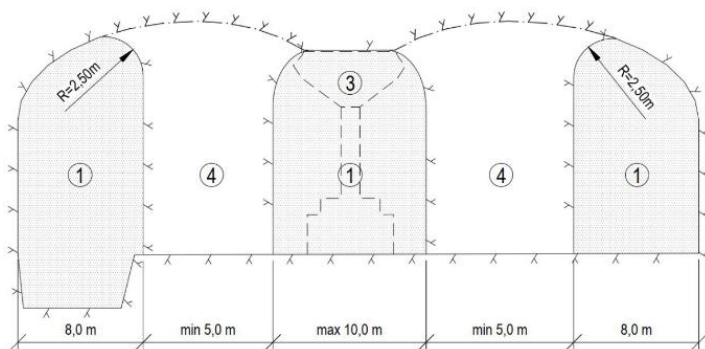
За определяне на разрезните усилия в тунелната облицовка е съставен пространствен (триизмерен) модел по Метод на крайните елементи в програма за геотехнически конструкции Bentley Plaxis 3D. В модела скалният масив е дефиниран като непрекъснат, с показатели съгласно теорията на Mohr-Coloumb, с кохезия $c = 1,80$ МПа, ъгъл на вътрешно триене 50° , модул на Еластичност 23,7 GPa, коефициент на Поасон 0,25 и опънна якост от 0,62 МПа.

След провеждане на изчисления за различните случаи на напрегнато състояние на масива и обобщаване на резултатите са проведени оразмерителни проверки по метода на граничните състояния съгласно изискванията на Еврокод 2 [1, 2]. Резултатите от

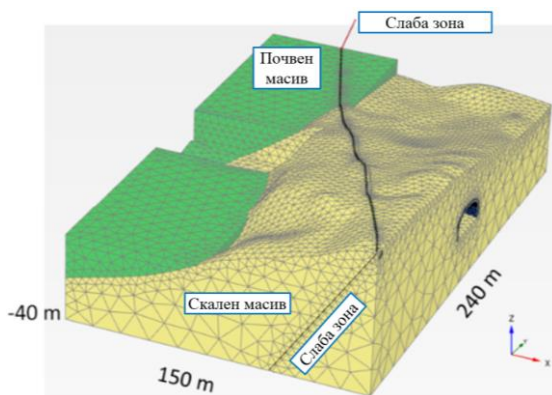
оразмерителните проверки (тунелната конструкция беше разделена на ивици по дължина с размер 10,0 m) показаха, че сеченията, армирани с четириделна стоманена армоферма и заверени мрежи тип Q335, пръти с диаметър 8 mm разположение през 150 mm, имат капацитет за разрезните усилия в радиална посока, но в големи участъци се налага прилагането и на допълнителна напречна армировка за срязване (стремена).



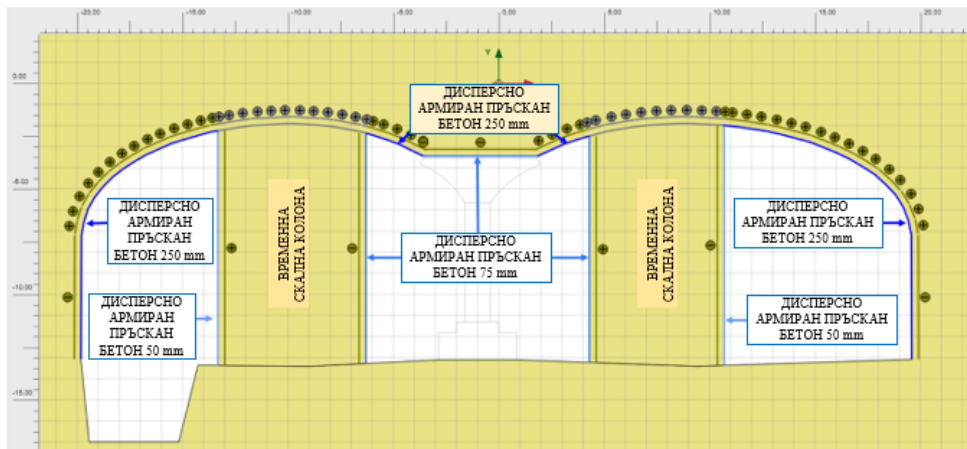
Фиг. 1. План на разглеждания тунел



Фиг. 2. Напречен профил и етапи на изпълнение



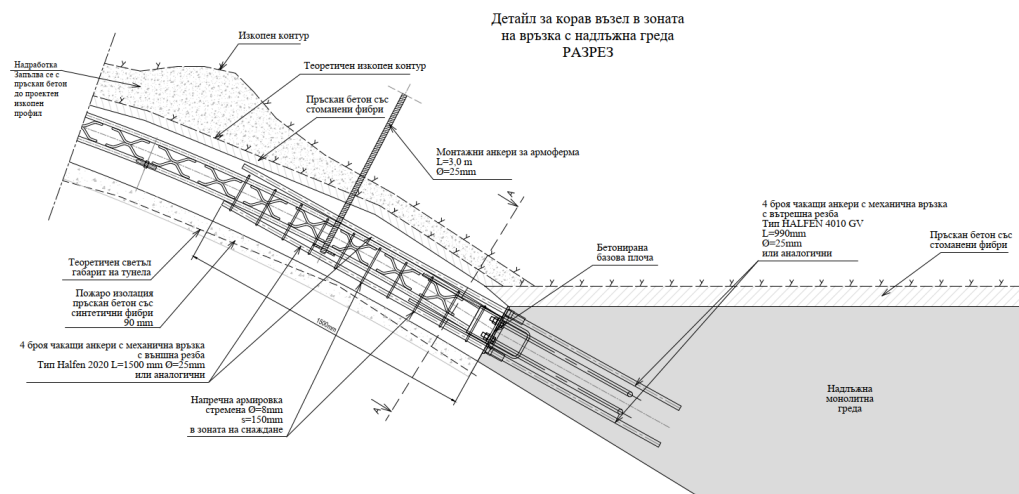
Фиг. 3. Модел МКЕ за участъка



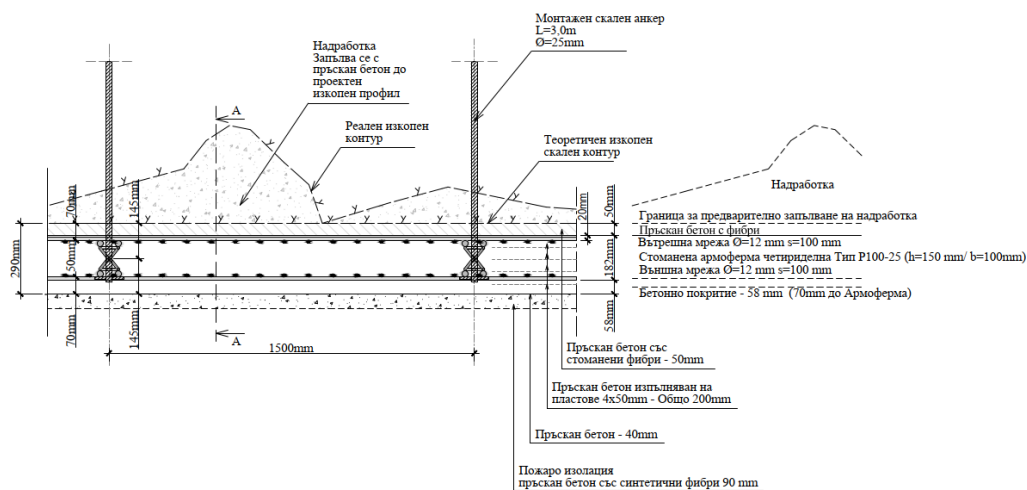
Фиг. 4. Изчислителен модел, дефиниран в Plaxis

Неочакван и нелогичен резултат от числения модел е реализирането в надлъжна посока на значителни и по-големи спрямо радиалните, разрезни усилия в конструкцията – основно значителни опънни усилия, но също така и множество локални концентрации на разрезните усилия. Ефектът от тези големи опънни/надлъжни сили в тунелната облицовка, достигащи до повече от 2,0 MN нецентричен опън, изисква прилагането на изключително голямо количество надлъжна армировка, например пръти диаметър 32 mm, полагани през разстояние от 100 mm, за което беше невъзможно да се прилагат заварени стоманени мрежи. Също така около слабата зона в скалния масив има допълнително усилване на резултатите – локални пикове на разрезните усилия, които изискват допълнително увеличаване на напречното сечение.

Получените резултати бяха оценени за достоверност на базата на опит при подобни обекти, като за обект аналог беше разгледан Gjøvik Olympic Cavern Hall, спрямо информацията, представена в [6].



Фиг. 5. Оформяне на корав възел.
Детайл за връзка на армиран пръскан бетон с надлъжна монолитна греда



Фиг. 6. Надлъжен разрез на тунелната облицовка

В резултат на сравнителния анализ беше идентифицирано, че в проекта за Gjøvik Olympic Cavern Hall е приложено значително по-малко количество скални анкери и дисперсно армиран със стоманени фибри пръскан бетон, при по-големи размери на напречното сечение, приблизително еднакви условия и без наличието на колонада в средата на свода. Това заключение и повече от 30 години безпроблемна експлоатация на обекта аналог наложи преоценка на приложението на проектирането и търсенето на по-адекватно решение, което обаче следва да е проверено за съответствие с изискванията за безопасност и експлоатационна годност.

5. Ново проектно решение

В основата на съставянето на новото проектно решение е оценка на възможните механизми на разрушение и преоценка кой е основният носещ елемент. Определи се скалният масив и неговото свойство за естествено засводяване, около отвори (образуване на натискови дъги около тунелното сечение) за основен носещ елемент, имащ голям капацитет, нарастващ допълнително при големите хоризонтални натискови напрежения в него, характерни за участъка. След като се определи, че основният носещ елемент е скалният масив (геотехническа конструкция), се съставиха мерки за „армиране на скалният масив“, което е същността на предложението за подход, вместо за армиране на бетон.

За новото проектно решение е оценено, че механизъм на разрушение би настъпил от образуването на скален клин в свода на тунела, задвижван от гравитационната сила. Спрямо този механизъм бяха определени необходимите анализи и проверки за получаване на стабилно и дълготрайно тунелно укрепване, определяне на гранични нива за преместванията, определяне на мерки за първоначална реакция, ако поведението на масива се различава съществено от прогнозното.

За да се докаже, че със съставения набор от мерки за тунелен крепеж може да се постигне стабилността на скалния масив бяха проведени следните анализи:

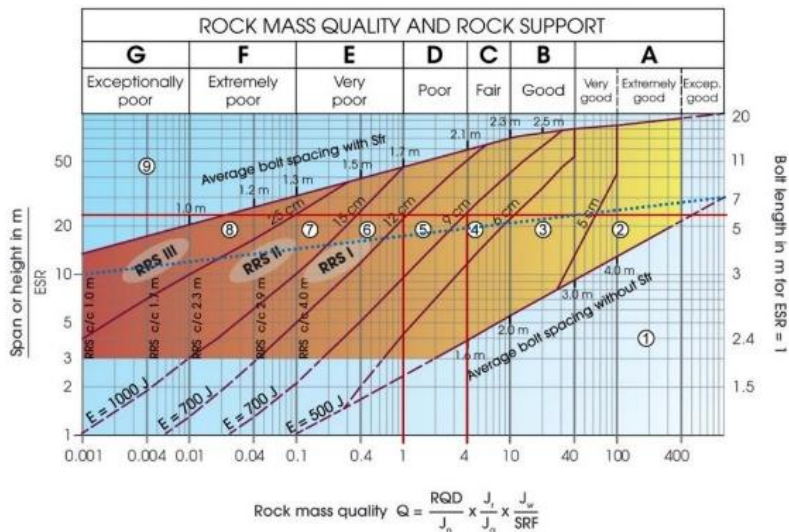
- Емпиричен анализ за определяне на необходимите мерки за скален крепеж. Анализът е проведен съгласно [4].

- Анализ за определяне дебелината на дисперсно армиран със стоманени структурни фибри пръскан бетон.
- Числен анализ – с числено моделиране за стабилност на скалната маса, скална армировка – скални анкери и за определяне на преместванията в характерни точки за определяне на граничните нива.
- Локален блоков анализ за стабилност на скални блокове по метод на граничното равновесие.
- Определяне на граничните стойности за преместванията, въз основа на численият анализ и програма за мониторинг на преместванията и конвергенцията/затихването на преместванията.

5.1. Емпиричен анализ

Въз основа на опита от прилагането може да се посочи, че с използването на NGI Q-system [4] получаваните решения са по-консервативни, в сравнение с аналитичните решения/методи, което пък означава, че в NGI Q-system [4] има вградена сигурност, например за вариации в качеството на изпълнение. Скалната армировка ще бъде постоянна с проектен експлоатационен срок 120 години.

С вертикални червени линии на фигура 7 е представен интервала на очакваните скални условия, с червена хоризонтална линия е нанесена проектната ширина на тунела 22,5 m, представляваща 50 % от реалната, поради наличието на централна колонада от монолитни стоманобетонни колони, предвидена да поема и планински натиск. Със синя линия е представена граница над която се препоръчва използването на системата в комбинация с друг метод за анализ, например с числени модели. В табл. 1 е представен отчетения по фиг. 7 необходим скален крепеж. Може да се посочи, че дебелините на пръскания бетон $t \leq 120$ mm са значително по-малки, спрямо първоначалното решение $t = 250$ mm, при еднаква дължина и разпределение на скалните анкери.



Фиг. 7. Емпирична диаграма за скален крепеж с интервали според очакваните скални условия [4]

При условия $Q = 1$ е необходимо приложение допълнително на ребра от пръскан бетон с дебелина 400 mm, с два реда, с по 6 броя армировъчни пръти с диаметър 16 и 20 mm. Ребрата се изпълняват през разстояние от 4,0 m.

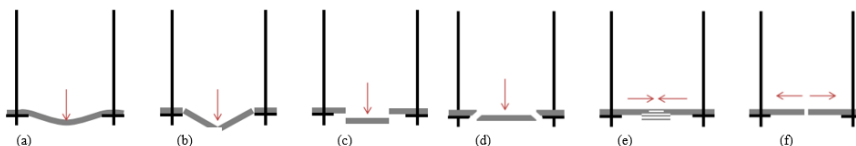
Поради технологични обстоятелства се състави адаптирано решение, консервативно определено, за скален крепеж, приложим изцяло в очаквания диапазон на скални условия. Крепежът, съгласно адаптираното решение, беше проверен с допълнителни анализи за неговата достатъчност. Допълнителен анализ е необходим и поради сложната връзка с колонадата в средата на тунела, и поемането и прехвърлянето на натоварване от планински скален натиск върху монолитните колони, имащо съществено отношение за сигурността и устойчивостта.

Таблица 1. Необходим скален крепеж съгласно фиг. 7

Категория крепеж (Q value)	Описание на необходимия крепеж съгласно [4]	Адаптирано решение, приложимо за цялата дължина в интервала на прогнозни геоложки условия
A ($Q = 1$)	Дисперсно армиран пръскан бетон и скални анкери Дебелина 9 до 12 cm ($E = 700$ J) Ребра от пръскан бетон и армировъчни пръти клас I през разстояние от 4 m Скални анкери през разстояние 1,7 m в двете посоки с дължина $L = 6$ m	За по-лесно прилагане на скалния крепеж се състави адаптирано решение, приложимо за цялата дължина на Източна станция, при очакваните инженерно-геоложки условия
B ($1 < Q < 4$)	Дисперсно армиран пръскан бетон и скални анкери Дебелина 9 до 12 cm ($E = 700$ J) Скални анкери през разстояние 1,7 до 2,1 m в двете посоки с дължина $L = 6$ m	Дисперсно армиран пръскан бетон и скални анкери Дебелина 15 cm ($E = 700$ J) Скални анкери през разстояние 1,5 m в двете посоки с дължина $L = 6$ m
C ($Q \geq 4$)	Дисперсно армиран пръскан бетон и скални анкери Дебелина 6 до 9 cm ($E = 500$ J) Скални анкери през разстояние 2,1 m в двете посоки с дължина $L = 6$ m	Адаптираният крепеж следва да бъде проверен с допълнителни изчисления/анализи, поради различието от заложеното в [4]

5.2. Анализ на дисперсно армирания пръскан бетон

Съгласно [7] съществуват шест възможни модела на разрушение на пръскан бетон, прилаган за тунелен крепеж в здрав, блоково напукан скален масив: адхезия, огъване, срязване, продъвване, натиск, опън. Отделните модели са представени на фиг. 8. Съществуват и други възможни модели на разрушение, както и комбинации между изброените, но наблюденията при реализирани процеси показват, че посочените шест модела са причина за повече от 90 % от разрушенията.



Фиг. 8. Модели на разрушаване на пръскан бетон [7]

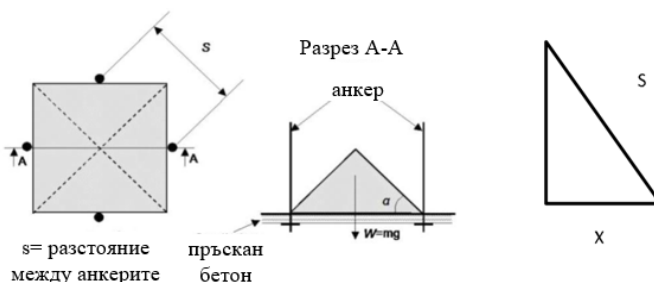
Наблюденията за падащи скални клинове показват, че нарушенията в пръскания бетон настъпват от недостатъчна адхезия (а), огъване (b), срязване (c), продънване (d), натиск (e) и опън (f).

Таблица 2. Физико-механични показатели за дисперсно армиран пръскан бетон

Параметър	Характеристична стойност
Обемна плътност ρ_c [kg/m ³]	2300
Модул на еластичност E_c [GPa]	16,0
Коефициент на Поасон ν_c [-]	0,25
Якост на срязване τ_b [MPa]	2,0
Якост на опън при огъване f_{fl} [MPa] (преди първа пукнатина)	4,0
Остатъчна якост на опън при огъване $f_{fl,res}$ [MPa] (след отваряне на деформация до 2 mm)	3,0
Якост на натиск f_{cc} [MPa]	30,5
Якост на опън f_t [MPa]	2,0
Сцепление/Адхезия между пръскан бетон и скален масив σ_{ad} [MPa]	0,5
Сцепление/Адхезия между отделните пластове на пръскания бетон $\sigma_{ad,sh}$ [MPa]	1,0

Резултатите от проведените емпирични анализи потвърждават, че определеното решение с прилагането на системен анкерен крепеж, през разстояние 1,5 m, в двете посоки, и дисперсно армиран пръскан бетон с дебелина 15 cm, е достатъчно да се предотврати образуването на вторични клинове, разположени между скалните анкери. Приложена е процедура за аналитичен анализ в четири стъпки, съгласно насоките на [8].

Първата проверка е за достатъчност на адхезията между дисперсно армирания пръскан бетон и скалния масив. Разглежда се скален клин с пирамидална форма, образуващ се непосредствено между два скални анкера, следователно неограничен от скалните анкери, представен на фиг. 9.



Фиг. 9. Скален клин, образуващ се между скалните анкери, част от системния анкерен крепеж, натоварващ дисперсно армирания пръскан бетон

При приемане на добра адхезия/сцепление между дисперсно армирания пръскан бетон и скалния масив, се препоръчва използването на следното уравнение, съгласно [8]:

$$W_d \leq \frac{\sigma_{adk} \delta_m O_m}{\gamma_C} \rightarrow \sigma_{adk} = \frac{W_d \gamma_C}{\delta_m O_m} \quad (1)$$

$$W_k = mg \quad (2)$$

$$W_d = W_k \gamma_d \gamma_{G;dst}, \quad (3)$$

където W_d е оразмерителното натоварване от скалния клин;

σ_{adk} – характеристична стойност на сцеплението между скалния клин и пръскания бетон;

δ_m – ширина на поемане на натоварването между пръскан бетон и скала;

O_m – периметър на скалния клин. Периметърът на носещата повърхност между пръскан бетон и скала;

γ_C – частен коефициент за носеща способност на пръскания бетон, съгласно [1];

W_k – характеристично тегло на скалния клин;

γ_d – коефициент на сигурност;

$\gamma_{G;dst}$ – частен коефициент за натоварването, съгласно [3];

m – маса на скалния блок;

g – земно ускорение.

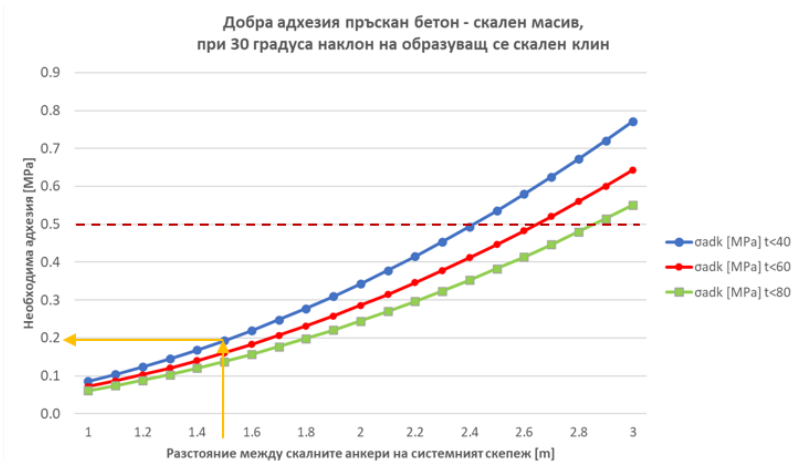
Таблица 3. Ширина на поемане на натоварването, съгласно [9]

Дебелина на пръскания бетон t_c , mm	Ширината на поемане на натоварването δ_m , mm/m
40	25
60	30
80	35

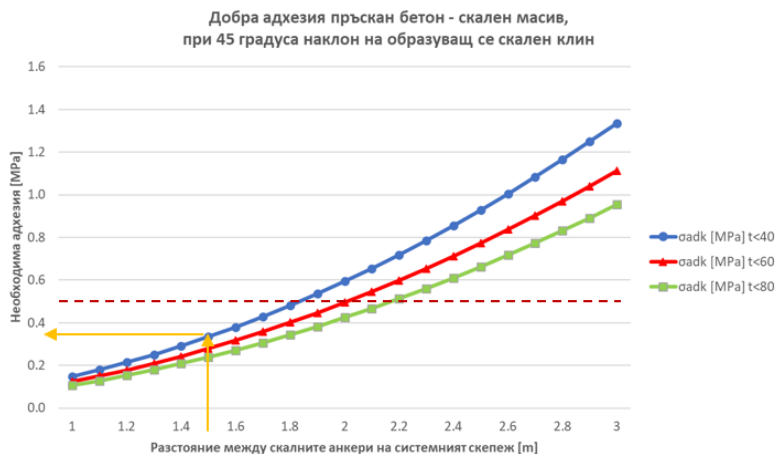
Ширината на поемане на натоварването, δ_m е функция на дебелината на пръскания бетон, t_c , съгласно таблица 3. Ширината δ_m е дадена като ширина в mm на метър дължина по протежение на равнината на пукнатината, пренасяща натоварването.

Анализът се провежда при редица предпоставки относно: характеристичната якост на сцепление, големината на натоварване. За различни разстояния между анкерите от системния крепеж, като се определя размерът и теглото на скалния клин при образуване при 30 и при 45 градуса ъгъл на наклона в скалния масив. След това се изчислява необходимата стойност на сцеплението/адхезията.

За добра адхезия се счита якост на сцепление със стойност, по-висока от 0,5 МРа (здрав скален масив).



Фиг. 10. Нарушаване на адхезията в пръскания бетон, поради разхлабен скален блок с ъгъл 30 градуса, при добри условия на сцепление. Червената пунктирна линия определя силата на адхезия в контакта бетон – скала (0,5 MPa)



Фиг. 11. Нарушаване на адхезията в пръскания бетон, поради разхлабен скален блок с ъгъл 45 градуса, при добри условия на сцепление. Червената пунктирна линия определя силата на адхезия в контакта бетон – скала (0,5 MPa)

Втората проверка се провежда за случай на лошо сцепление или при силно напукан скален масив. При тези условия може да се предположи, че дисперсно армираният бетон поема въздействията чрез огъване, и пръсканият бетон е закрепен към масива със скални анкери. Капацитетът за поемане на огъващи моменти от дисперсно армирания пръскан бетон се определя от якостта на опън при огъване. За ненапукано сечение тази стойност на напрежението съответства на якостта на опън на бетона до образуването на първа пукнатина.

Способността за поемане на огъващи моменти на дисперсно армиран пръскан бетон може да се определи от допускането, че е по-голяма или равна на характеристичната носеща способност за максимален огъващ момент, определена съгласно [10].

$$M_d \leq \frac{f_{flcrk} t_c^2}{\gamma_C b} \rightarrow t_c = \sqrt{\frac{M_d \gamma_C b}{f_{flcrk}}} \quad (4)$$

$$M_d = M_k \gamma_d \gamma_{G;dst}, \quad (5)$$

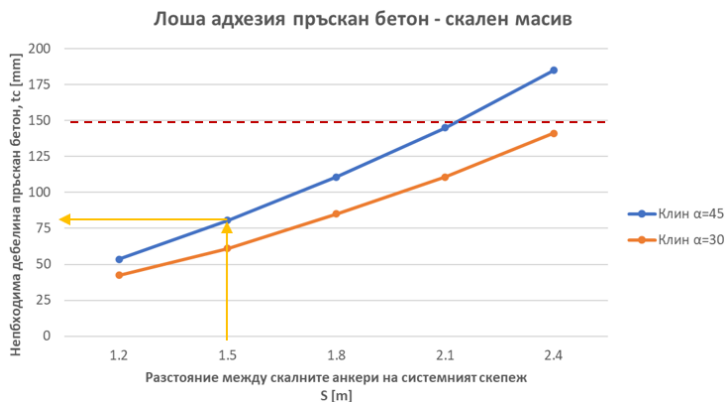
където f_{flcrk} е характеристична стойност на якостта на опън на бетона до образуването на първа пукнатина;

t_c – дебелина на дисперсно армирания пръскан бетон;

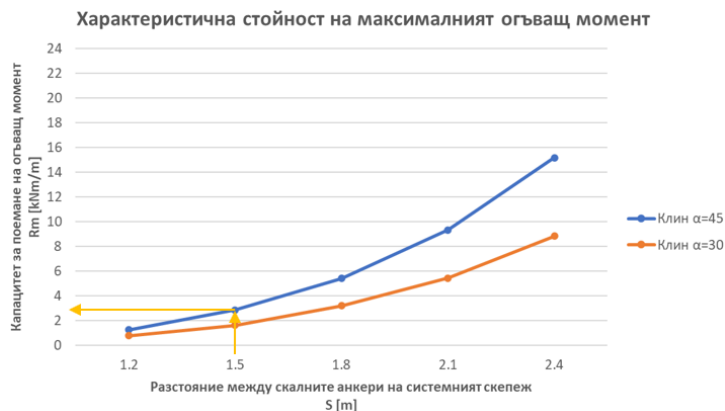
M_d – оразмерителен огъващ момент.

Размерът на максималния оразмерителен огъващ момент зависи от размера на разхлабената зона, натоварваща облицовката между анкерите. Максималният момент може да се реализира в средата на разглежданото поле/зона, или при точките на прикрепване – скалните болтове, и по-конкретно при стоманените плочи на анкерите.

За определяне на резултата от анализа е определена характеристичната стойност на огъващия момент, при различни разстояния между скалните анкери и размера на разхлабената зона, под два ъгъла – 30 и 45 градуса. След съставяне на диаграми с резултатите се отчита необходимата дебелина на облицовката и характеристичната стойност на максималния огъващ момент.



Фиг. 12. Необходима дебелина за предотвратяване на повреда от огъване, при лоша адхезия (0 MPa). Червената пунктирната линия определя проектната дебелина на пръскания бетон



Фиг. 13. Характеристична стойност на максималния огъващ момент, при лоша адхезия

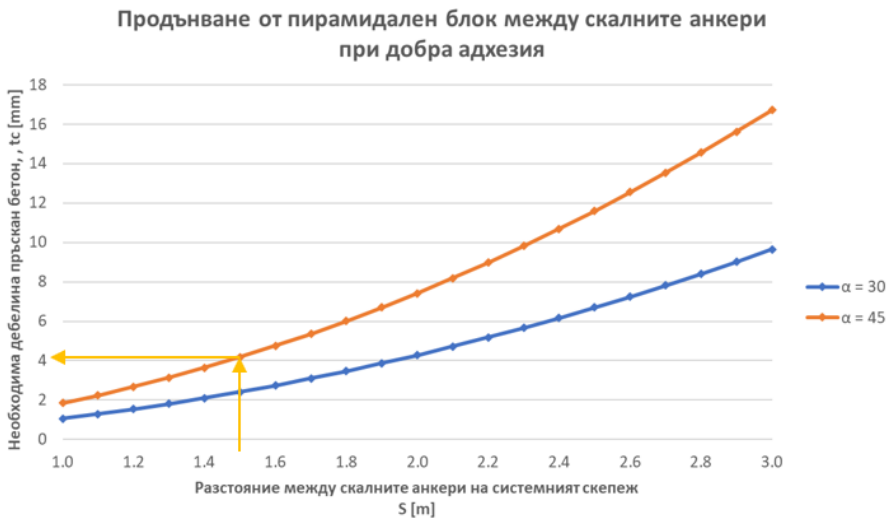
Третата проверка е, за да се провери достатъчността на сечението срещу продънване на пирамидален скален клин, образуващ се между скалните анкери, съгласно [8].

$$W_d \leq \frac{\tau_{bk} t_c O_m}{\gamma_C} \rightarrow t_c = \frac{W_d \gamma_C}{\tau_{bk} O_m} \quad (6)$$

$$W_d = W_k \gamma_d \gamma_G; dst, \quad (7)$$

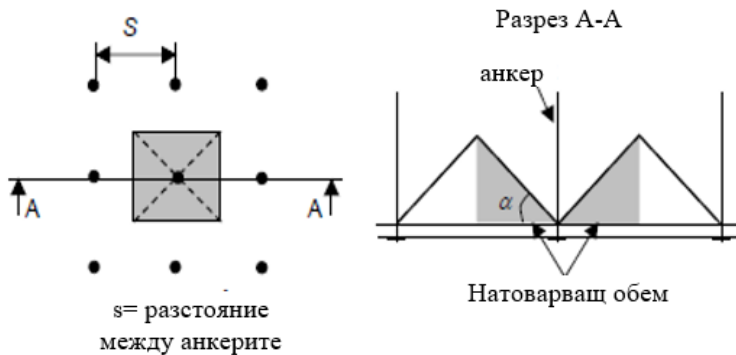
където τ_{bk} е характерна якост на срязване на пръскан бетон;

O_m – периметърът на носещата повърхност между пръскан бетон и скала.

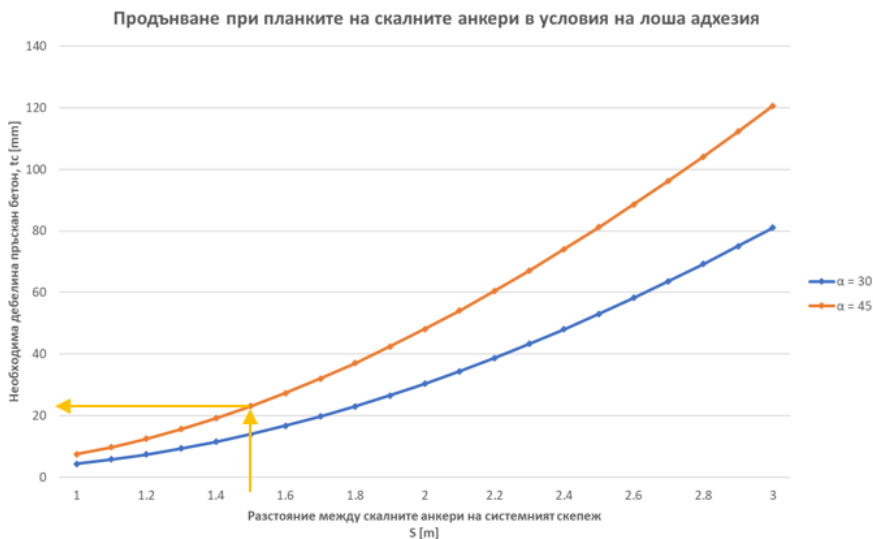


Фиг. 14. Необходима дебелина за предотвратяване на продънване от пирамидален блок между скалните анкери, при добра адхезия

Последната четвърта проверка е за продънване през опорните плочи на анкерите, при условията на лошо сцепление, съгласно [8].



Фиг. 15. Натоварване върху анкерната плоча



Фиг. 16. Необходима дебелина за предотвратяване на продъвяване при планките на скалните анкери, при лоша адхезия

$$W_d \leq \frac{\tau_{bk} \pi t_c (2b + t_c)}{\gamma_C}. \quad (8)$$

За целите на проверката се съставя диаграма (фиг. 16) за необходимата дебелина на пръскания бетон, във функция на различни разстояния между скалните анкери и при натоварвания от скален клин, образуващ се по ъгъл 30 или 45 градуса.

5.3. Проверка за гравитационно натоварен свод

При ниско скално покритие, когато скалният масив няма носеща способност да поеме възникващите усилия и засводи, в следствие на изпълнението на тунел, или при ниска якост на скалния масив, е необходимо дисперсно армираният пръскан бетон да поеме изцяло планинския натиск. В този случай се изследва геометрията на свода на тунела, така че да бъде осигурено възникването само на натискови напрежения в сечението и тяхното предаване към стените на профила. Следните зависимости, посочени в [11, 12], могат да бъдат използвани за първоначално определяне на необходимата дебелина на пръскания бетон:

$$t_c = \frac{2Bq}{6.3f_{cd}} \sqrt{1 + \frac{B^2}{10f^2}}, \quad (9)$$

$$t_c = \frac{B^2 q}{9ff_{cd}}. \quad (10)$$

Уравнение 9 се прилага при синусоидално/променливо натоварване върху свода, Уравнение 10 – при равномерно натоварване в свода.

$$t_c = \frac{Bq}{2f_{cd}} \sqrt{1 + \left(\frac{B}{4f}\right)^2}. \quad (11)$$

Уравнение 11 представлява необходимата дебелина в началото на свода.

След прилагането на частните коефициенти за сигурност за материала и въздействието, както и определянето на въздействието, уравненията 9 и 10 се преобразуват в:

$$t_c = \frac{2BW_k \gamma_d \gamma_{G;dst}}{6.3 \left(\frac{f_{ck}}{\gamma_k} \alpha_{cc} \right)} \sqrt{1 + \frac{B^2}{10f^2}}, \quad (12)$$

$$t_c = \frac{BW_k \gamma_d \gamma_{G;dst}}{2 \left(\frac{f_{ck}}{\gamma_k} \alpha_{cc} \right)} \sqrt{1 + \left(\frac{B}{4f}\right)^2}, \quad (13)$$

където t_c е дебелината на пръскания бетон;

f – височина на свода на обрушване, определен съгласно изрази 14 и 15;

f_{cd} – проектна якост на натиск на бетона;

f_{ck} – характеристична якост на натиск на бетона;

γ_C – частен коефициент за носеща способност на пръскания бетон, съгласно [1];

γ_d – коефициент на сигурност;

$\gamma_{G;dst}$ – частен коефициент за натоварването, съгласно [3];

B – широчина на тунелния профил;

W_k – характеристична стойност на въздействието от скалния масив, може да бъде определена като произведение на обема и обемната плътност на скалния масив за един метър дължина.

Височината на свода на обрушване може да бъде определена по класическа геотехническа теория, уравнение 14, или по модифициран метод [13] с уравнение 15.

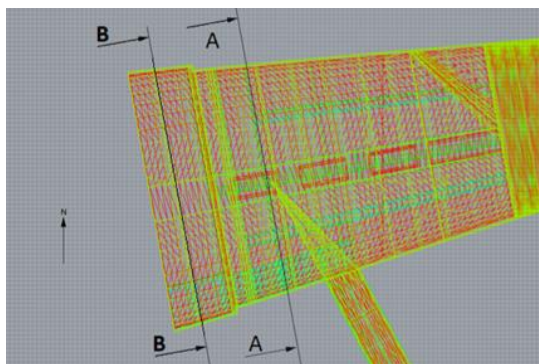
$$f = \frac{B}{2} \tan \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (14)$$

$$f = B \sqrt{\frac{q_v}{8q_h}}, \quad (15)$$

където q_v , q_h са стойности на вертикалното, съответно хоризонталното въздействие от планински натиск, съответстващо на измерените и получените стойности в перпендикулярно на тунелната ос направление.

5.3. Числен анализ

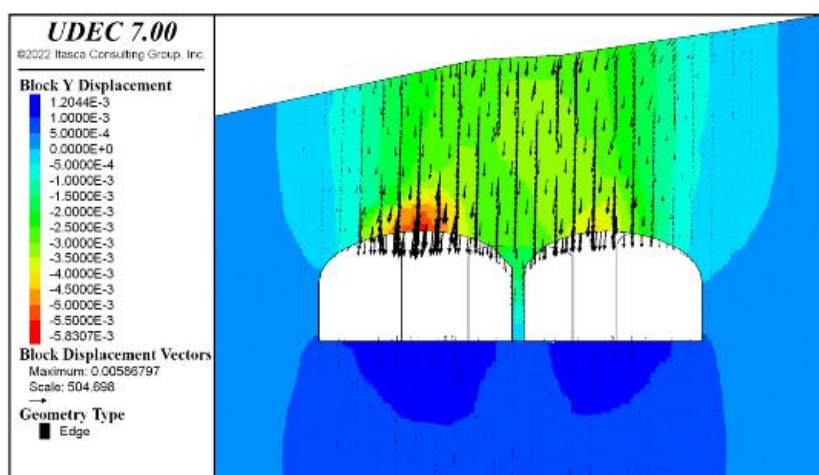
Достатъчността на скалния крепеж и стабилността на тунела са анализирани със специализиран софтуер за двуизмерен числен анализ UDEC/ Itasca, в две характерни за тунела местоположения – стандартно сечение, и при най-ниско скално покритие (12,5 m).



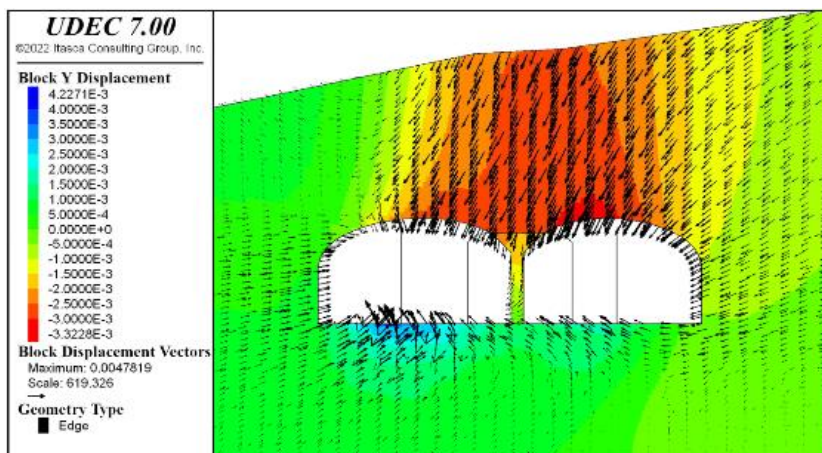
Фиг. 17. Ситуационно разположение на разглежданите сечения

UDEC е двумерна числена програма, базирана на метода на дискретните елементи (МДЕ). Методът на дискретните елементи (МДЕ) се основава на законите за движение на твърдите тела и взаимодействието между тях и се базира на концепцията, че периодът от време, през който се движат твърдите тела, се разделя на определен брой изчислителни интервали. Методът има важно приложение при моделирането на разрушението на монолитни тела (в случая здрав скален масив), изградени от дискретни елементи (отделните скални блокове, определени от основните пукнатинни системи в масива), поради възможността да опише и представи поведението на разхлабения скален масив в зоната около тунела, от което да се получат стойностите за вероятните движения.

Определените от анализа премествания в свода на тунелния профил достигат стойност 9,3 mm. Усилията в скалните анкери не надвишават 130 kN и са в рамките на допустимите, съгласно избрания тип пасивен анкер с котва и епоксидно антикорозионно покритие (PC bolt M27) – 214 kN. Допълнително са анализирани и преместванията, хлъзгане и отваряне на пукнатините в масива. Максималните премествания са хлъзгане до 5 mm, а максималната стойност за отваряне на пукнатините е до 2,7 mm, и двете реализиращи се в отделни, локални участъци около тунела.



Фиг. 18. Резултати от анализ за сечение А-А. Вертикални премествания в скалния масив при гравитационно напрегнато състояние (ляво)



Фиг. 19. Резултати от анализ за сечение А-А. Вертикални премествания в скалния масив при хоризонтално напрегнато състояние

В резултат на проведените анализи и изведените резултати и за двете сечения по метода на дискретните елементи може да се посочи, че сеченията са стабилни, като подобреният брой анкери, разпределение и дължина на скалните анкери е достатъчен за реализирането на новото равновесно състояние в масива.

Доказа се, че е важно постигането на плътен контакт между скалния масив и бетонните колони, с цел ограничаване на преместванията в скалната маса при откопаване на последните етапи от изкопа – премахването на временните скални колони. Направено е сравнение на резултатите спрямо първоначалното напрегнато състояние на масива:

- гравитационно-вертикалните напрежения са равни на произведението на обемното тегло на масива и височината на покритието z . Хоризонталните напрежения са функция на вертикалните и коефициента за страничен земен натиск, $k_0 = \vartheta / (1 - \vartheta)$;
- големи хоризонтални напрежения – значителни стойности на хоризонталните напрежения, останали в масива от етапа преди отдръпването на ледената покривка $\sigma_h = 3,5 + 0,02z$, в МПа.

Вертикалните напрежения са еднакви както при гравитационното състояние.

Може да се направи заключение, че гравитационното състояние е меродавно и определящо необходимия скален крепеж. Началните хоризонтални напрежения в масива оказват благоприятно влияние върху устойчивостта на скалния масив около тунелния профил с образуване на натиснати скални дъги.

5.4. Блоков анализ

За проследяване на механизма на разрушение настъпващ от образуването на скален клин в свода на тунела е извършен блоков анализ за образуване на скални клинове, по метода на гранично равновесие. За да бъде идентифициран най-големият отделен блок, създаден от взаимното пресичане на основните пукнатинни системи, със съответните геотехнически показатели, описващи състоянието на пукнатините,

определени при картографиране на изпълнените работи и геоложките проучвания. Консервативно е прието, че кохезията в тези пукнатини е 0 kPa и скалният крепеж се състои само от скални анкери.

Анализът е проведен със софтуер Rocscience UnWedge, позволяващ анализи на подземни тунелни изкопи с пресичащи се пукнатинни системи. Определи се стабилността със съответния коефициент на сигурност, на тетраедрични скални клинове, оформени по периметъра на блока и контура на тунела.

Тунелният профил е анализиран с три отделни модела: Ляв тунел – частта вляво от колонадата, Десен тунел – частта вдясно от колонадата и пълен профил, без колонадата в средата. Моделът на пълен профил описва състоянието, ако не е постигнат пълен контакт между монолитните стоманобетонни колони и скалния масив.

Скална армировка – скалните анкери са моделирани със своята проектна носеща способност на опън и срязване. Носещата способност на опън е определена по формулата:

$$F_{yd} = \frac{F_{yk}}{\gamma_s} = \frac{246}{1,15} = 214 \text{ kN}, \quad (16)$$

където F_{yd} е проектна якост на опън на стоманата на скалния анкер;

F_{yk} – характеристична якост на стоманата на скалния анкер;

γ_s – частен коефициент на сигурност за стоманата.

Носещата способност на срязване за скален анкер е определена съгласно [14]:

$$B \geq \frac{\sigma_s d^2 \pi}{4} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) = \frac{500000 \cdot 0,025^2 \pi}{4} (\tan 30 \sin 90 + \cos 90) = 141,7 \text{ kN}, \quad (17)$$

където B е максималната характеристична сила в скалния анкер;

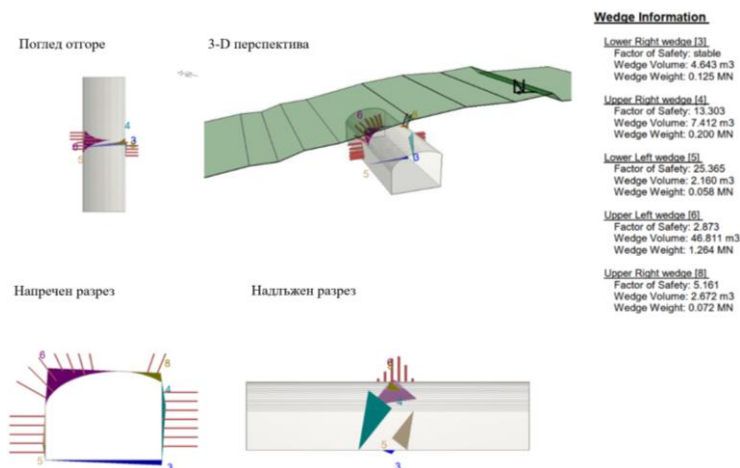
μ – „коефициент за срязване“, при кохезия 0 kPa е определен на $\mu = \tan \theta$;

θ – ъгъл на триене в пукнатината. Прието 30 градуса;

σ_s – характеристична якост на опън на стоманата;

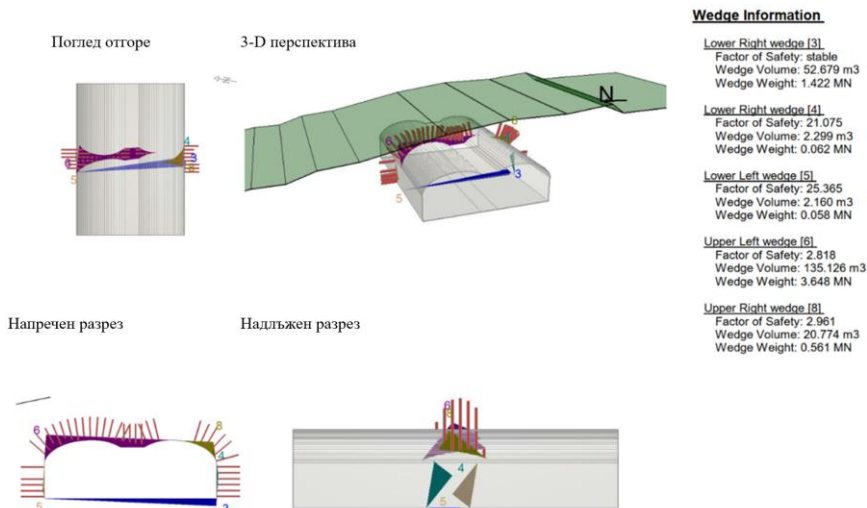
d – диаметър на анкера;

α – ъгъл на анкера спрямо равнината – повърхността на прекъсване. При 90 градуса е механизъм на чисто срязване.



Фиг. 20. Резултати от блоков анализ за ляв тунел

Скалният клин № 6 е с размери: височина при върха 3,66 m, обем 46,8 m³, отпечатък по тунелния контур 43,4 m² и тегло 1,26 MN. Коефициентът на сигурност при прилагане на избрания скален крепеж е 2,87.



Фиг. 21. Резултати от блоков анализ за пълен профил, без колони

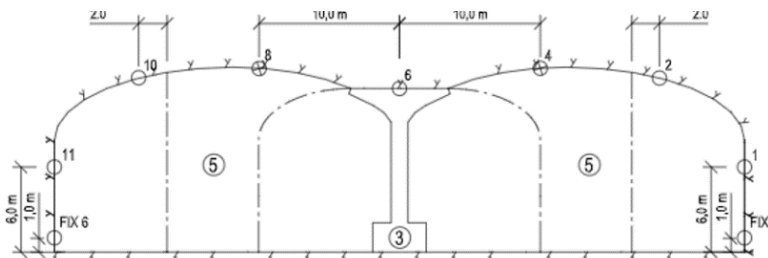
Скалният клин № 6 е с размери: височина при върха 4,33 m, обем 135 m³, отпечатък по тунелния контур 125 m² и тегло 3,65 MN. Коефициентът на сигурност при прилагане на избрания скален крепеж е 2,81.

Освен стандартния анализ е проведен и вероятностен анализ за чувствителността на решението на вариация/отклонение на входните данни за ориентацията на пукнатините системи – наклон и направление. Използвано е стандартно отклонение в размер на една трета от вариацията, за наклона на пукнатината система ± 15 градуса, за тяхното направление ± 20 градуса. Резултатите от вероятностния анализ показват, че коефициентът на сигурност може да бъде значително повлиян, намален до 1,1 за ляв тунел и 0,55 (неустойчив) за пълен профил. Поради това се предвиждат допълнителни мероприятия, като например допълнително инжектиране на фугата, за да се осигури пътен контакт между монолитните колони и скалния масив.

5.5. Определяне на гранични стойности на преместванията

По време на изпълнение на тунелите следва да се наблюдават и анализират задълбочено резултатите от реализираните премествания и конвергенцията. Спрямо резултатите от проведените числени анализи са съставени три нива за оценка на поведението на масива, спрямо прогнозното и съответните мерки спрямо отделните нива.

Введена е следната организация за третиране на резултатите от наблюденията. При алармено ниво 1 се прави констатация за достигането му и се прави запис в документацията на строежа. При достигане на Алармено ниво 2 се уведомява проектанта за становище. При достигане на алармено ниво 3 работите в участъка се преустановяват, докато не се установи дали условията са безопасни и работите могат да продължат съгласно проекта, или след допълнителни модификации, допълнително укрепване или допълнителни анализи за реализираното обстоятелство.



Фиг. 22. Точки за наблюдение, по тунелния профил

Таблица 4. Гранични нива за преместванията

Участък	Вид на деформацията и участък	Очаквана стойност на деформацията (mm)	Алармено ниво 1 (mm)	Алармено ниво 2 (mm)	Алармено ниво 3 (mm)
Основно сечение	Вертикална	5,8	4	5	7
	Хоризонтална	2,2	2	3	4
При ниско скално покритие	Вертикална	9,4	6	9	12
	Хоризонтална	2,6	2	3	4

5.6. Обобщение на резултатите

От съставянето на новото проектно решение са реализирани следните резултати:

- Не се налага запълването на надработки, допуснати при пробивно взривните работи, поради липсата на стоманени армо-ферми, изискващи строго спазване на тунелния контур съгласно теоретичния профил, което позволява бързо изпълнение и постигане на устойчиво решение от екологична точка.
- Не се налага прилагането на прътова армировка, стоманени армо-ферми, заварени стоманени армо-мрежи. Това води до прости технологични и циклични операции за полагане на тунелния крепеж, което е съществено предимство, спрямо началното решение.
- Конструктивната дебелината на дисперсно армираната облицовка – пръскан бетон със стоманени фибри – беше редуцирана повече от два пъти.

6. Заключителни бележки и констатации

При проектирането на подземни съоръжения, анализът следва да започва с идентифициране на възможните механизми за повреда и за авария. Често спрямо този анализ може да се наложи провеждането на допълнителни проверки или използването на напълно алтернативни на общо приетите такива методи.

Не винаги е възможно геотехническите конструкции да бъдат проектирани изцяло съгласно нормативните изисквания, съставени за сгради и мостове. Има специфични аспекти – като взаимното действие на масив – конструкция, както и други фактори, неотчетени в първите части на Еврокод (приложими за сгради и мостове).

Прилагането на нормативни документи като Еврокод 2 следва да става след оценка на получаваното решение, особено при скални масиви. Нерядко това води до съществено преоразмеряване на стоманобетонната част, но едновременно с това до критично недооценяване на геотехническите условия и потенциални опасности – например образуването на скални клинове, което чрез прилагането на модели в непрекъснатата среда няма да констатира и да бъдат предвидени съответните системни мерки.

Използването на огромния набор от програмни продукти следва да се контролира и оценява спрямо поставената задача и геотехническите условия. Калибриране на модела (например съпоставяне на получени резултати с такива, определени на базата на наблюдения от подобни съоръжения при приблизително еднакви условия и последващ мониторинг при изпълнение) следва да се разглежда като нормална практика и трябва да се прилага след анализ на риска, както и от експерти с опит от изпълнение на подобни обекти. Това е заложено и в основата на приложения обсервационен метод, като са определени границите на възможното поведение и е съставен план за наблюдение.

Резултатите следва да бъдат оценявани за достоверност и при необходимост допълнително проверени с други налични методи. Моделите на почвения масив, метода за моделиране, вида на „нарушенията в масива“, включени в анализа могат да доведат до нелогични резултати, значително надхвърлящи възможните или недооценяващи определени параметри – например настъпващите деформации.

Коравите конструкции, приложени в модели с голяма коравина, често водят до значително преоразмеряване на тунелните съоръжения, като това може да ги направи неизгодни, неизпълними или много опасни за изпълнение, поради сложни технологични процеси и работни операции в опасна среда – неукрепен масив например, както и работа на височина.

Прилагането на стоманобетонни конструкции за тунелни облицовки следва да се осъществява след анализ за ефекта и необходимостта от това решение.

За прилагане на представения метод за дисперсно армирани тунелни облицовки е съществено анкерните плочи да бъдат поставени върху последния носещ пласт пръскан бетон, а това изискване често е игнорирано при изпълнение.

По време на изпълнение е важен и мониторингът на настъпващите премествания и периодичната оценка дали те са съгласно прогнозираните стойности в проекта.

7. Насоки за следващо развитие по темата

Като насока за развитие на темата е извършването на детайлни наблюдения на настъпващите премествания и констатации за настъпващата конвергенция на тунелното сечение, т.е. новото равновесно състояние. Въз основа на тези наблюдения, следва методично да се преглеждат данните за съответствие с получените при приложения подход за проектиране. В случай на различия да бъдат идентифицирани причините за възникването, както и какви мерки са приложени за справяне със събитията. След изпълнението на тунела да се обобщят резултатите и да се състави проектно становище за резултатите от приложения метод и прогноза за дългосрочното поведение.

Поради наличието на все по-голям набор от възможности за прилагане на различни програмни продукти, включително вече и на изкуствен интелект, следва да бъде допълнително разгледано и влиянието на използвания програмен продукт: тип на модела, метод за изчисление, фактори, имащи съществено въздействие върху резултатите, материални модели, входни данни, както и да се оценят резултатите за тяхната достоверност.

ЛИТЕРАТУРА

1. EN 1992-1-1:2004. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings.
2. EN 1992-2:2005. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 2: Concrete bridges – Design and detailing rules.
3. EN1997-1:2004. Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules.
4. *Barton, N.* Using the Q-system. Rock mass classification and support design. Handbook, 2022.
5. *Hoek, E.* Putting numbers to geology – an engineer’s viewpoint. Published in the Quarterly Journal of Engineering Geology, 1999, 32(1): 1-19.
6. *Barton, N.* Forty Years with the Q-system – Lessons and Developments. // Nick Barton and Associates, 2015.
7. *Barrett, S.V.L., McCreath, D.R.* Shotcrete support design in blocky ground: towards a deterministic approach. // Tunnelling and Underground Space Technology, 1995 10(1): 78-99.
8. Projektering av bergkonstruktioner. Rapport. Trafikverket. Publikationsnummer 2019: 062, ISBN: 978-91-7725-412-6.
9. *Holmgren, J.* Shotcrete, Punch-loaded Shotcrete Linings on Hard Rock. // Stiftelsen Bergteknisk Forskning – BeFo, 1979, 7(2).
10. *Fredriksson, A.* Bergmekanik. Dimensionering av sprutbetong som ytförstärkning. 1995.
11. *Holmgren, J.* Bergförstärkning med sprutbetong. Vattenfall. 1992, ISBN 91-7186-298-6.
12. *Stille, H., Holmberg, M., Nord, G.* Support of weak rock with grouted bolts and shotcrete. // Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 1989, 26 (1): 99-113.
13. *Stille, H.* Valvbildning i sprickigt hårt berg – Del 1: Teori. Institutionen för jord-och bergmekanik, KTH, Stockholm, 1980.
14. *Stål, T., Wedel, P.O.* Handboken Bygg G Geoteknik. Stockholm: LiberFörlag. 1984.

FIBER REINFORCED SHOTCRETE TUNNEL LININGS IN HARD ROCK. DESIGN METHODS

M. Petkov¹

Keywords: *tunnel lining, design methods, fiber reinforced shotcrete, disperse reinforcement, rock mechanics, observation method*

ABSTRACT

The paper presents two mutually alternative methods for designing tunnel linings, according to the requirements of Eurocode system and in compliance with the requirements for reinforced concrete structures (with reinforcement bars, wire meshes, etc.) and according to an alternative approach (also Eurocode) for designing geotechnical structures – the observation method, applying flexible rock support in hard rock with rock anchors and fiber reinforced shotcrete. As a case study we investigate an underground railway station (underground tunnel) with extraordinary large cross-section dimensions: width of the tunnel up to 45 m, and height up to 15 m, with a net cross-section of more than 500 square meters. The geological (rock mechanics) conditions are characterized according to the Q system from Poor to Fair (Q index 1 to 4) – hard rock with three major discontinuities (joint systems) in the rock mass.

¹ Martin Petkov, Eng. PhD Student, Dept. “Hydraulic, Irrigation and Drainage Engineering”, UACEG, 1 H. Smiranski Blvd., Sofia 1046, e-mail: marto@bgb.bg