



**МИННО-ГЕОЛОЖКИ УНИВЕРСИТЕТ „СВ. ИВАН РИЛСКИ”, СОФИЯ**  
**ФАКУЛТЕТ Минно - технологичен**  
**КАТЕДРА Подземно строителство**

**Проф.д-р инж. Николай Рафаилов Жечев**

## **РЕКОНСТРУКТИВНА ПРОБЛЕМАТИКА НА ТУНЕЛИ**

### **А В Т О Р Е Ф Е Р А Т**

на дисертационен труд за присъждане на  
образователна и научна степен **“ДОКТОР НА НАУКИТЕ“**

Научна област: 5. Технически науки  
Професионално направление: 5.7 „Архитектура, строителство и геодезия“  
Докторска програма: Подземно строителство

СОФИЯ, 2024г.

Дисертационният труд е обсъден и насочен за защита на \_\_\_\_\_ 2024 г. от Разширен катедрен съвет на \_\_\_\_\_ катедра „Подземно строителство“ към Минно-технологичен факултет на МГУ „Св. Иван Рилски“, София, съгласно Ректорска заповед № Р- \_\_\_\_\_ от \_\_\_\_\_

Публичната защита на дисертационния труд ще се състои пред Научно жури, утвърдено със заповед № Р- \_\_\_\_\_ от \_\_\_\_\_ т. на Ректора на МГУ „Св. Иван Рилски“ и ще се проведе на \_\_\_\_\_ г. от \_\_\_\_\_ часа в зала \_\_\_\_\_ на \_\_\_\_\_ факултет, МГУ „Св. Иван Рилски“, София.

Материалите по защитата са на разположение на интересуващите се в канцеларията на Сектор „Следдипломна квалификация“ на МГУ „Св. Иван Рилски“, Ректорат, ет. 3, стая № 79, тел. 02/ 80 60 209..

Утвърденото Научно жури е в състав:

- 1.
- 2.
- 3.
- 4.
- 5.

Резервни членове:

- 1.
- 2.

#### **РЕЦЕНЗЕНТИ:**

- 1.
- 2.

Дисертантът е докторант на самостоятелна подготовка към катедра „Подземно строителство“ на факултет Минно-технологичен.

Изследванията по дисертационната разработка са направени от автора, като всички от тях са подкрепени от проверки в практиката при създаване, реализация и функциониране на инфраструктурни обекти

Автор: проф.д-р инж. Николай Жечев

Заглавие: Реконструктивна проблематика на тунели

# I. ОБЩА ХАРАКТЕРИСТИКА НА ДИСЕРТАЦИОННИЯ ТРУД

## Актуалност на проблема

Актуалността е обусловена от необходимостта съществуващите тунели и предпазни съоръжения по пътищата да бъдат приведени в съответствие с европейските изисквания за безопасност. Разработка с подобна проблематика липсва и в световен мащаб.

Селектираната информация за възприети технически решения и особеностите в обстоятелствата при реализация за тази разработка е доставена от практиката на автора.

## Цел на дисертационния труд, основни задачи и методи за изследване

**Основната цел** на настоящото изследване е да предвиди и определи препоръчителни решения за реконструиране на съоръжения тунелен тип и да бъдат изведени правила и практика, които да бъдат прилагани в проекта за реконструкция. Разработката има за цел всички страни в инвестиционния процес да са наясно с дискутираните проблеми и на тази база да бъдат изведени изискванията в правилници относно сигурност при реконструиране на тунели и пътни съоръжения

## Научна новост

За развитие на правилата за реконструкция на тунели са направени изследвания за взаимодействието между облицовката и земно-скалния масив, за натоварването на елементи на съществуващото съоръжение и новата усилваща конструкция преди материалите да са достигнали изчислителните си показатели, пожароустойчивостта, изпълнението на ПБР в непосредствена близост до реконструиран тунел и други проблеми за които ортодоксалния конструктивен анализ за тунели не е приложим.

## Практическа приложимост

Изведените критерии за сигурност дават яснота на специалистите по подземно строителство как превантивно да създадат сигурни и трайни съоръжения в етапа на реконструиране. Направените изследвания са внедрени в практиката от автора при изпълнявани авторски проекти следва да бъдат внедрени в актуалната практика чрез утвърждаване на допълнения в нормативите касаещи реконструкция на съоръжения тунелен тип.

## Апробация

Резултатите на изследването и създадените методики са внедрени в строежи от национално значение като Софийското метро, Тунел „Витиня“, Тунел „Ечемишка“ 3бр. тунели по ж.п магистрала „Костенец-Септември“, Укрепително тунелно съоръжение „Благоевград“ по АМ „Струма“, Полутунел при Рилски манастир, съоръжения в Сърбия и Саудитска Арабия и др. обекти от пътната и ж.п инфраструктура.

## Публикации

Основни постижения и резултати от дисертационния труд са публикувани в 22бр научни публикации в които дисертантът е написал 17бр.самостоятелно и без съавторство, а в 5бр е първи автор със съавторство . Публикациите са в сп.“Геология и минерални ресурси“-4бр, „Минно Дело и Геология“ – 1бр., Международна конференция за 25г. Софийско метро – 1бр., Международна конференция „Технологии и практики при подземен добив и минно строителство“, Девин – 6бр., International geomechanics conference, Varna – 3бр., World Mining Congress and Expo, Istanbul -4бр., International Multidisciplinary Scientific GeoConference Surveying Geology and Mining Ecology Management, SGEM – 3бр.

## Структура и обем на дисертационния труд

Дисертационният труд е в обем от **343** страници, като включва увод, 10 глави за решаване на формулираните основни задачи, списък на основните приноси, списък на публикациите по дисертацията и използвана литература. Цитирани са общо **115** литературни източници, като **97** са на латиница и **18** на кирилица. Работата включва общо **181** фигури и **6** таблици. Номерата на фигурите и таблиците в автореферата съответстват на тези в дисертационния труд.

## **II. СЪДЪРЖАНИЕ НА ДИСЕРТАЦИОННИЯ ТРУД**

### **Глава 1: Увод**

Настоящото изследване има за цел да предвиди и определи препоръчителни решения за реконструиране на съоръжения тунелен тип и да бъдат изведени правила и практика, които да бъдат прилагани при тяхното проектиране. Изследването предвижда тези препоръки да обезпечат ефективна работа и надеждна защита на реконструирания съоръжения.

### **Глава 2: Взаимовръзка между геолошко, геотехническо и конструктивно обследване**

При реконструкция се излиза извън стандартните представи за геолошко проучване и се навлиза в съвместната работа на съоръжението и околния масив.

В тази глава се извеждат препоръчителните геотехнически параметри, които са необходими за ефективното проектиране на тунелните реконструкции. Дискутират се алгоритъм и методика на процеса на проучване при изясняване на геотехническите параметри необходими за тунелната реконструкция в съответствие с примери на изпълнение.

### **Глава 3: Планиране и математическо моделиране**

В тази глава се анализират мегодите на конструктивен анализ и отклонението на препоръчителните ефективни параметри. Дадени са насоки за прилагането на тези методи при различни условия. Дискутирани са особеностите с конкретни примери при реконструкцията на тунел „Витиня“ на възприетото математическо моделиране, методика и усилване за магистралните тунели и са получени резултати за условията на натоварване на напречните тунели в зоната на целика.

### **Глава 4: Зони на контакта между съществуващи съоръжения и нови тунели**

Подценената контактна зона между съществуващи съоръжения и нови тунели често е източник на регистрирани конструктивни аварии или на аварии които предстоят. По тази причина са разгледани изчерпателен брой случаи от практиката с оглед създаване на обхватна база за превенция на аврии в тази проблемна зона. Дискутирани са реализирани от автора иновативни решения на проблемите.

### **Глава 5: Проблеми при реконструиране на облицовките**

В тази глава са формулирани проблемите, направен е геомеханичен анализ и са предложени проверени в практиката решения за възстановяване и усилване на съществуващите облицовки.

На базата на анализ се препоръчват критерии и изчислителни модели за конструиране и окачване на вентилаторите при новоизградените облицовки за поддържане на хидроизолацията и пожарозащита на основната облицовка. Чрез предложените критерии и блок-схема на препоръчителните дейности се избягват потенциално опасни технически решения, които все още се прилагат в практиката.

### **Глава 6: Реконструкция на тунели – проблеми по хидроизолирането и отводняването**

В тази глава на базата на прецеденти са изяснени причините за аварирание на компромисно направени хидроизолации, направен е анализ на хидроизолационните проблеми във връзка със спецификата на приложение при реконструкция, изведени са препоръки и методика за полагане на качествена хидроизолация с прилагане на успешни за практиката детайли и са предложени конкретни мерки за гарантиране на геомеханичната сигурност на тунелите.

### **Глава 7: Теоретичен метод и модел за създаване на пожароустойчиви облицовки при реконструкция на тунели**

В тази глава е предложен нов теоретичен метод и математически модел по крайни елементи за отчитане на геометричката и физическа нелинейност. Методът е проверен за реален прецедент в практиката при пожарозащитата на тунел „Витиня“.

Изследвано е влиянието на дебелината на фугата получена при различните видове хидроизолиране.

От резултатите на изследването произтича изводът, че съществуващите облицовки трябва да бъдат проверени и при необходимост усилены, а новите да бъдат проектирани по предложенния алгоритъм.

### **Глава 8: Мониторинг на ПВР в непосредствена близост до съществуващи магистрални тунели**

Предложен е практичен начин за определяне на допълнителните параметри на динамичното въздействие. С използване на получените спектри на реагиране може да бъде проверена сигурността на съоръженията, а от обработените акселерограми по посоки може да бъде оптимизиран и планиран паспорта за следващите взривни работи. Посредством предложената методика е създадена основа да бъде разработена наредба за безопасно взривяване и дискутираната система на мониторинг да стане неразделна част от проектите по взривни работи.

### **Глава 9: Изследване на реконструкция и усилване на укрепителна стена с премостване тип полутунел**

Създадената методическа и изчислителна база е предпоставка за подобряване на практиката при изграждане на качествени и трайни съоръжения при реконструкции на компрометираните укрепителни стени и подсечени откоки чрез включването им в премостването на предпазния полутунел и строеж на укрепителни тунели.

### **Глава 10: Фундаментални, научни и научно-приложни приноси**

От изследванията се обобщават осем фундаментални, научни и научно-приложни приноси.

# Съдържание

Предговор.....	2
<b>1. ГЛАВА 1: Увод .....</b>	<b>2</b>
1.1 Предмет.....	2
1.2 Актуалност.....	2
1.3 Теми на изследваната проблематика.....	2
<b>2. ГЛАВА 2: Взаимовръзка между геолошко, геотехническо и конструктивно обследване...2</b>	<b>2</b>
2.1 Общи положения.....	2
2.2 Изследване на околния масив на реконструирувания тунел.....	2
2.3 Характеристика и класификация на грунта .....	3
2.4 Хидрогеоложки проучвания в почви и скали.....	3
2.5 Геотехническа оценка.....	3
2.6 Геотехнически параметри необходими за проекта на тунелна реконструкция.....	4
2.7 Подобрение на земната основа и контрол на подземните води .....	4
2.8 Изводи и препоръки. Заключение.....	5
<b>3. ГЛАВА 3: Планиране и математическо моделиране.....5</b>	<b>5</b>
3.1 Въведение.....	5
3.2 Неточности и грешки при моделирането.....	5
3.3 Методи за математически анализ.....	6
3.4 Препоръки относно методите за проектиране .....	7
3.5 Изводи и препоръки за при планиране и математическо моделиране на тунелни реконструкции. Заключение .....	8
<b>4. ГЛАВА 4: Зони на контакта между съществуващи съоръжения и нови тунели.....8</b>	<b>8</b>
4.1 Изследване на на напречно свързване на изпълнен ТВМ метротунел с напречен тунел по Нов Австрийски Метод /НАМ/ .....	8
4.2. Геомеханични изследвания за реконструкция при отворен профил на магистрален тунел с некачествена и неармирана облицовка.....	10
4.3 Геомеханични проблеми и технически решения при изходния участък на ТВМ тунели в градски условия .....	12
4.4 Изследване на подземно пресичане на ТВМ метротунел с пешеходна връзка.....	13
4.5 Проблеми на контакта на метротунели с водни препятствия и прилежащи съоръжения .....	14
4.6 Контакт на тунел със съществуващо пилотно фундиране в зоната на транспортния габарит..	16
4.7 Проблеми на екологията и сигурността при контакт на съществуващ с нов тунел и пътна инфраструктура.....	17
<b>5. ГЛАВА 5: Проблеми при реконструиране на облицовките .....</b>	<b>18</b>
5.1 Въведение в проблема .....	18
5.2. Общи положения по организацията на проекта за реконструиране на облицовките.....	19
5.3 Геомеханични аспекти на съществуващата тунелна облицовка с локални и цялостни нарушения на сигурността .....	19
5.4 Възстановяване на монолитността на съществуващата облицовка при констатиране на кухини.....	20
5.5 Привеждане на инжектираната облицовка в нормативно издържана конструкция.....	20

5.6 Геомеханични аспекти на тунелната облицовка като поддържаща конструкция за нова хидроизолация .....	20
5.7 Относно надеждното окачване на вентилаторите .....	21
5.8 Особености при строежа на нови напречни връзки .....	22
5.9 Изводи и препоръки. Заключение .....	22
<b>6. ГЛАВА 6: Реконструкция на тунели – проблеми по хидроизолирането и отводняването .....</b>	<b>23</b>
6.1 Въведение .....	23
6.2 Последници върху сигурността на тунели „Витиня“ и „Ечемишка“ причинени от нерешени проблеми на хидроизолирането.....	23
6.3 Констатации и причини за аварирание на съществуващата третична облицовка изпълнена допълнително при хидроизолиране на тунел „Витиня“ през 1985г. ....	23
6.4 Видове хидроизолиращи системи и приложението им при специфичните условия на реконструкция .....	24
6.5 Препоръки и методика за полагане на качествена хидроизолация .....	24
6.6 Мерки при хидроизолиране гарантиращи геомеханичната сигурност на тунелите при реконструкция .....	25
6.7 Заключение. Изводи и препоръки .....	26
<b>7. ГЛАВА 7: Теоретичен метод и модел за създаване на пожароустойчиви облицовки при реконструкция на тунели .....</b>	<b>26</b>
7.1 Въведение в проблема .....	26
7.1.1 Процеси в стоманобетонните облицовки при пожар .....	26
7.1.2 Пасивни мерки на противопожарна защита .....	26
7.1.3 Принципи при моделиране на контролния обем на тунелни пожари .....	27
7.1.4 Заключение и препоръки за практиката от проучване на проблема .....	27
7.2 Математически модел за пожароустойчивостта на новоположена стоманобетонна облицовка като защитна преграда на основната носеща конструкция и хидроизолация.....	27
7.2.1 Въведение в обема на задачата .....	27
7.2.2 Избор на нормативна температурна крива .....	28
7.2.2.1 Температурни въздействия при пожар.....	28
7.2.2.2 Определяне на температурното поле по метода на крайните разлики. Обща постановка..	29
7.2.2.3 Числено изследване за определяне на температурното поле в бетонната конструкция.....	31
7.2.2.4 Определяне на редуцията на температурната крива при наличие на ограничения в трафика и активна вентилация .....	31
7.3 Изчислителни модели с използване на метод на крайни елементи.....	32
7.3.1 Основни предпоставки за моделиране.....	32
7.3.2 Метод за отчитане на физическата нелинейност на облицовка при пожар .....	33
7.4 Резултати от числен експеримент изследване за пожарно въздействие.....	34
7.5 Резултати от реален експеримент за локално нагряване.....	35
7.5.1 Постановка на експеримента .....	35
7.5.2 Резултати от експеримента .....	35
7.6 Заключение и препоръки за практиката от математическото моделиране .....	35
<b>8. ГЛАВА 8: Мониторинг на ПВР в непосредствена близост до съществуващи магистрални тунели .....</b>	<b>37</b>
8.1 Въведение .....	37
8.2 Уреди за мониторинг на скоростите на трептене на скалния масив и съоръженията.....	37

8.3	Обща постановка на задачата за мониторинг на подземни съоръжения.....	37
8.4	Настройка на уредите за работа в режим „DIN4150-3”.....	38
8.5	Анализ и сравняване на получените стойности на скоростите на трептене на средата с нормативно допустимите според зададени норми .....	39
8.6	Софтуерна обработка на записаните скорости за генериране на акселерограми и премествания във времевата област .....	40
8.6.1	Определяне на амплитуди в честотната област – спектър на релативните ускорения (RA), релативните скорости (RV) и релативните премествания (RD). Спектър на псевдоускоренията (PRA) и псевдоскорости (PRV) .....	41
8.6.2	Определяне на собствените честоти на скалния масив или конструкция на наличните съоръжения.....	43
8.6.3	Възможност за опитно определяне на скоростта на надлъжните вълни $C_p$ .....	43
8.7	Оценка на степента на опасност от проведените взривни работи по допълнителни критерии .....	44
8.8	Заклучение. Изводи и препоръки .....	46
<b>9.</b>	<b>ГЛАВА 9: Изследване на реконструкция и усилване на укрепителна стена с премостване тип полутунел.....</b>	<b>47</b>
9.1	Въведение в проблема.....	47
9.2	Анализ на съществуващата практика за проектиране на полутунели .....	47
9.3	Определяне обема на задържаната маса грунт върху премостването на полутунела .....	47
9.3.1	Първа стъпка – Намиране на общия обем на потенциално свлечен грунт преди направа на полутунел.....	47
9.3.2	Втора и последващи стъпки –Определяне на обема свлечена/срутена маса и дефиниране на товарите върху съоръжението.....	48
9.3.3	Товари от свлечен контрафорс. Изчислителен товар за оразмеряване на плочата.....	48
9.4	Определяне на параметрите за формиране на изчислителния модел на полутунела – плоча, колони и връзката със съществуващата стена.....	49
9.4.1	Определяне на дебелината и армирането на премостващата плоча.....	49
9.4.1.1	Проверка по крайни гранични състояния.....	49
9.4.1.2	Проверка по експлоатационни гранични състояния.....	50
9.4.2	Определяне на дистанция и размери на колони. Връзка между премостване и съществуваща укрепителна стена.....	52
9.4.2.1	Дистанция и размери на колони.....	52
9.4.2.2	Връзка между премостване и съществуваща укрепителна стена.....	53
9.4.2.3	Проверка на съществуващата стена и етапи на инплантирането и в конструкцията на полутунела.....	53
9.5	Използване на тунели като част от насипен контрафорс при аварирани свлачищни откоси .....	56
9.6	Заклучение. Изводи и препоръки .....	58
<b>10.</b>	<b>ГЛАВА 10: Фундаментални, научни и научно-приложни приноси.....</b>	<b>61</b>
	<b>Литература</b>	

# Предговор

---

Необходимостта от анализи и решения на реконструктивната проблематика на тунели и произтичащите от изследването препоръки за реконструкция на тунели е дискутирана на много срещи и нива в професионалните среди на тунелостроителите. Подобна литература липсва и в световен мащаб. Обикновено реконструкциите в България се изпълняват като варианти на козметична интервенция. От този подход следват не само изненадващи технически аварии по време на строежа, но сериозно се нарушава сигурността, трайността е експлоатационната годност на реконструираният тунели. От този факт в практиката произтича и **първия основен проблем** поставен за разрешение в настоящата разработка какви да са параметрите и особеностите на геоложкото и конструктивно обследване.

При реконструкция в актуалната практика, за вземане на решения се използват сходни условия на геологията, математическото и физическо моделиране от опита при строителства на нови тунели. Оттук е и **втората основна проблематика** за разрешаване при реконструкция на тунели, а именно осигуряването на адекватно планиране и математическото моделиране.

Много често новата облицовка е подценена и третирана като почти козметичен компонент за прикрепване на хидроизолацията. Самата хидроизолация често е частична и без условия за трайна експлоатация. От подценените критерии за създаване на сигурно хидроизолиране произтича и **третата проблематика** на изследователския труд – обосноваване на критерии за създаване на сигурни хидроизолации.

Възможностите за повишаване на ефективността на облицовките при реконструкция е **четвъртата проблематика** на дисертационния труд. В този контекст при предвиждането на новите слоеве от тунелната облицовка трябва да се включат специални изследвания за взаимодействието и със съществуващия крепеж и околния геоложки масив.

**Петият проблем** с пожароустойчивостта на новата облицовка. Тя е подценена и относно противопожарната и функция да предпази основната конструкция на тунела от разрушение. В тази насока са и изследванията за трайното осигуряване на необходимата огнеустойчивост.

В настоящата разработка е отделено специално внимание за разрешаване на проблематиката в контактните зони между старо и ново строителство, което **шестия проблем** при реконструкция на тунели.

При новото строителство на напречни тунелни връзки и шахти се налага използването на ПВР. При взривни дейности в близост до съществуващи съоръжения възникват проблеми на мониторинга за установяване на опасността от разрушение на които се дава конкретен отговор – **седми проблем**.

При геотехнически подпорни съоръжения по пътищата – укрепителни стени и преоткосирани откоси, се налага да бъдат реконструирани като полутунели или с тунели по открит способ заради настъпило претоварване и нарушаване на безопасността на трафика. При този проблем възниква необходимостта да бъдат решавани специфични задачи по сигурността на които също е посветен настоящия труд - **осми проблем**.

Авторът се е постарал това изследване да е в съответствие с актуалните изисквания на практиката при реконструкция на съществуващи тунелни съоръжения и да бъде полезен на проектантите и строителите, които ще бъдат винаги добре дошли за коментиране на дискутираните проблеми.

# ГЛАВА 1: Увод

---

## 1.1 Предмет

Изследването е с предмет да реши проблемите при реконструкция на облицовката и околния грунт на всички тунели изградени по подземен способ с използване на ПВР, частично при контакт с ТВМ тунели и на тунелен тип съоръжения по открит способ.

## 1.2 Актуалност

Актуалността е обусловена от необходимостта съществуващите тунели и предпазни съоръжения по пътищата да бъдат приведени в съответствие с европейските изисквания за безопасност. Разработка с подобна проблематика липсва и в световен мащаб.

## 1.3 Теми и цел на изследваната проблематика

Настоящото изследване има за цел да предвиди и определи препоръчителни решения за реконструиране на съоръжения тунелен тип и да бъдат изведени правила и практика, които да бъдат прилагани в проекта за реконструкция. За постигане на поставената цел са изследвани осем теми от реконструктивната проблематика на тунели, коментирани в предговора на настоящата разработка

# ГЛАВА 2: Взаимовръзка между геолошко, геотехническо и конструктивно обследване

---

## 2.1 Общи положения

Не може да има самостоятелно геолошко проучване без резултати свързани със състоянието на съществуващите облицовки и последиците от взаимодействието конструкция – земна основа. По тази причина за ремонт и реконструкция се излиза извън стандартните представи за геоложка проучване и се навлиза в съвместната работа на съоръжението и околния масив.

## 2.2 Изследване на околния масив на реконструирания тунел

Основното ограничително условие за направа на конвенционално геолошко проучване чрез сондажи от терена е собствеността на земята на повърхността и опазване на растителността.

По тази причина геоложките проучвания следва да се съсредоточат по тунелното трасе, с дейности отвътре на съоръжението.

При проучването е констатирано например за основната вторична облицовка на тунел „Витиня“, че не е осъществен конструктивен контакт с първичната облицовка, което води до скрити кухини. Подобни кухини са констатирани и между първичната облицовка и скалния масив. Вторичната облицовка има обогатен с цимент повърхностен пласт с дебелина 2см тип „мазилка“ и разслоен, напукан и разрушен бетон, който на места вместо клас 30 има клас 8 н 16МРа.

Подобни констатации правят тунелната тръба опасна за експлоатация по конструктивни и геоложки причини.

На практика товарите се носят от първичната облицовка и главно от крепежните рамки.

Вторичната облицовка в областта на свода е некачествено бетонирана вероятно заради използване на подвижен кофраж с по-голям радиус, а дебелината на свода при каверната е 20-30см без армировка.

Има многобройни възможни лабораторни тестове, но за тунелни реконструкции приложението е ограничено.

Няма утвърдени правила за прилагане към всеки случай. Все пак се препоръчва при геоложкото изследване бъдат разгледани следните аспекти: /1/характера и изменчивостта на грунта, /2/същността на проектния замисъл, /3/изисквания и обхват относно предварителните изследвания, /4/местоположението и разположението на проучвателните изработки, /5/ дълбочината на проучване, /6/потенциалната възможност за замърсяване на грунта.

### **2.3 Характеристика и класификация на грунта**

За класификациите на скалите по рейтинг/ rock mass/се предвиждат статистически средства за описване на техните характеристики и предвиждане как ще се държат при изкоп. Те типично се използват като начална стъпка да се избере препоръчителен крепеж с краткосрочна и дългосрочна устойчивост.

### **2.4 Хидрогеоложки проучвания в почви и скали**

По време на ремонта и реконструкцията, актуалните условия на подземните води трябва да бъдат установени с мониторинг. Целта на мониторинга е да бъде направена проверка на критичните места за проектирането на ремонта на тунелната облицовка и новото строителство на напречни тунели.

### **2.5 Геотехническа оценка**

Практиката на еднофазно проучване у нас не дава добри резултати.

На базата на анализи се предлага интерпретацията на грунтовете изследвания от Доклада за **Фактическото Състояние** на грунта и облицовките/ДФС/ да има за задача да изведе формите за главната връзка между фактологическата информация получена при проучванията на архивите, полевите и лабораторни изследвания и започването на процеса на ремонт и реконструкция. Необходима е фаза на надстройка на ДФС под формата на Доклад – **Обяснение на Фактическото Състояние** на грунта и облицовките /ДОФС/. Този доклад следва да съдържа всички данни от полевите и лабораторни дейности.

ДОФС може и трябва да бъде направен във връзка с всяка фаза от грунтовете изследвания.

Разработката на Доклад - Резюме/ДР/ трябва да съдържа препоръчителните проектните геотехнически параметри.

ДФС и ДОФС създават основа за Доклад - Базов/ДБ/. е предназначен предимно за сключване на контракт отколкото за информирание на проектантите.

Практиката показва, че не е препоръчително ДБ да дефинира проектните параметри на геотехниката, които да бъдат използвани при предполагаеми условия на реконструкция , защото те ще бъдат уточнени от проектанта.

При геоложкото изследване в разломни зони трябва да се вземе предвид наличния крепеж по периметъра на тунела и да бъдат уточнени изкопите за нови връзки.

На база на геоложките препоръки следва в проекта да се предвиди усилването на съществуващата и новите облицовки.

За да има ефективна реакция на проекта и да бъдат разграничени мерките по хидроизолиране, отводняване и водоотвеждане се предлага в геоложките доклади

ефектите на подземните води да бъдат подразделени на три разновидности: **неочаквани, очаквани, но с неадекватно прогнозирано въздействие и очаквани, но със значително увеличен дебит.**

Освен предполагаеми неизвесности, би следвало в докладите да бъдат разгледани и препоръчани при разработване на проекта аспекти на влиянието на деформациите и земетръса на съседни тунелни тръби, прокопани галерии и локални източници на земетресение в близост до разломни зони.

## **2.6 Геотехнически параметри необходими за проекта на тунелна реконструкция**

Често явление е в проектите да бъде пренебрегвана Q категорията и да се разчита само на RMR и RQD. При подобен подход се изпускат съществени страни от структурата на грунта и назначените мерки при реконструкция създават риск от тотална авария още при изпълнение.

Формулирани са основни насоки и са посочени конкретни казуси, които да улеснят подбора на подходящите проектни параметри.

Ефективно е геоложката информация да бъде получавана на етапи при които предходното изследване е задание за следващото.

Трябва да бъдат регистрирани несъответствия и аномалии на които трябва да бъде обърнато внимание в бъдещи изследвания и тестове.

Препоръчително е чрез инженерния анализ да бъдат определени минималните и максимални стойности на параметрите в съчетание с оценката на грешката при две уточнения.

На първо място трябва да се провери дали тестовите резултати са получени при същите условия на изпитване.

На второ място, да бъдат проверени конкретните цели за които параметърът е констатиран.

Препоръчително е да бъде анализирана контролно сигурността при комбиниране на най-неблагоприятните геотехнически условия.

Важно е да се направи оценка на грешката за параметъра коравина. Стойностите и може да не бъдат възприети при високи нива на деформациите, тъй като повечето тунели са конструирани за малки слягания на грунта. Оценката на грешката трябва да вземе в предвид последствията от деформирането при избраните нива на коравина за напречните противопожарни връзки и метротунелите.

## **2.7 Подобрене на земната основа и контрол на подземните води**

При водопонижението трябва да се има в предвид, че нарастването на ефективните напрежения дава нарастване към консолидация на грунта. По-нататъшно последствие на обезводняването е прогресивното отстраняване на фините частици от почвения масив. Потенциална опасност от тези ефекти е увеличение на грунтовете слягания. Този проблем се отразява на околните съоръжения и е наложително да бъде изследван. По тези причини се преминава към методи за подобрене на земната основа.

Двата вида методи – превантивния и ограничения от условията, може да бъдат взаимно заменяеми. Тази заменяемост е еднопосочна и е валидна когато няма габаритни ограничения за работа от повърхността на терена.

Основен критерий, според който методите може да бъдат диференцирани е дали заздравяването има за цел водоуплътняване или консолидация на земния масив.

## 2.8 Изводи и препоръки. Заключение

- 1/. Направен е алгоритъм и методика за процеса на проучване на грунта при отчитане на състоянието на съществуващата облицовка;
- 2/. Дефинирани са спецификите при проучване на наличната информация от геолошко и конструктивно естество за изпълнение на реконструкция на тунели;
- 3/. Разгледани са особеностите на полевите изследвания и осъвместяването им с конструктивното обследване;
- 4/. Формулиран е основен принцип за лабораторно изследване на геоложките разновидности при реконструкция;
- 5/. Направено е проучване, характеристика и класификация на земната основа;
- 6/. На основата на обобщен опит за геотехническа оценка са изведени предложения за доклади, които да обслужват реконструкцията на тунели относно: интерпретация на проектни параметри; видове грунт; поведение на подземни води и опити за превенция на неизвестни води.
- 7/. Изяснени са целите на хидрогеоложкото проучване;
- 8/. Формулирани са геотехническите параметри необходими за проекта на тунелна реконструкция;
- 9/. Дискутирани са геотехническите параметри на подходящи превантивни и ограничени от тунелен габарит методи за подобрене на земната основа и контрола на подземните води.

# ГЛАВА 3: Планиране и математическо моделиране

---

## 3.1. Въведение

За разлика от новите строежи, реконструкцията е с много ограничителни условия, което поражда особености в планиране на функционалните и усилващи дейности, математическото моделиране.

## 3.2 Неточности и грешки при моделирането

Не винаги изчислителните оценки могат да бъдат доста близки до действителните резултати. Има шест източника на грешки при моделирането, които могат да доведат до неадекватно прогнозиране на поведението на реконструираният тунел. Тези източници са:

- *моделиране на геометрията на проблема при реконструкция;*
- *моделиране на конструктивния метод и неговите ефекти;*
- *конструктивно моделиране и избор на параметри;*
- *теоретична основа на метода на решение;*
- *интерпретация на резултатите;*
- *човешка грешка.*

В случая на реконструкция, когато се изпълнява усилване на съществуващи облицовки и строеж на напречни връзки в целици между магистралните тръби, тримерният ефект се изразява в претоварване на напречните тунели.

Първата стъпка при формулирането на аналитичен или числен модел на реконструираната тунелна система в затворена форма е да се реши дали груннта се държи като едно тяло, или като съвкупност от несвързани тела.

Задълбоченото оценяване на ограниченията на използваните методи на проектиране и ограниченията на проекта трябва да способства за дешифриране на възможните несъответствия в резултатите. Практиката на предходни прецеденти може да осигури допълнителна проверка.

При условие, че източниците на грешки в даден проект са идентифицирани и количествено определени по време на процеса на проектиране и управлявани по време на реконструкцията, проектите за облицовки и укрепителните конструкции ще бъдат безопасни и икономични.

### 3.3 Методи за математически анализ

Направено е обобщение на наличните методи за анализ за прекъснати и непрекъснати среди.

Успешното прилагане на емпирични методи изисква редовен контрол и мониторинг на тунела по време на реконструкция. Препоръчително е да се прилагат успоредно или като допълнение на числени методи, например FE.

При реконструкция аналитични методи се използват само за дефиниране на порядъка на констатираните претоварвания.

**Моделирането с пружинни константи** не може да бъде пренебрегнато и е подходящо за случаи при които се моделира пространствено взаимодействие на облицовките в зоната на пресичане на магистралните с напречните противопожарни тунели.

Моделирането с числени методи е инструмент за проучване на шестте източника на грешки, изброени в раздел 3.2.

Поради постоянно изменящите се характеристики на земната основа в близост до разлома по трасето на тунел „Витиня“, в настоящата разработка се възприема следния подход. Първо – използва се методът на крайните елементи FE като метод с който важните за реконструкцията елементи и детайли може да бъдат моделирани най-близко до действителността. Второ – скалите в разломната зона се систематизират като непрекъснати среди по два признака – силно нарушени и слабо нарушени и трето – разломните нарушения се моделират чрез несиметрично комбиниране на разположението на двата типа скали. Тези специфични страни на моделирането са изяснени в приложен пример.

Цитирано изследване е направено за плитко заложен тунели. В настоящото изследване е направено уточнение на зоната на влияние под дълбоки тунелни изработки. Според изведената препоръка е достатъчно изчислителния модел под тунелите да бъде ограничен до  $3,5R$  по „Z“.

Използваните в практиката модели не отразяват съществени страни от поведението на усилващите слоеве и новите облицовки след хидроизолиране, конструирането е неправилно, поради което изпълнените технически решения са рискови. Например неотчитането на ефектите на пълзене води до пропуски на увеличени претоварвания от вода и лед, както и до процеси на разрушение заради недопустими деформации за които има вече факти при реконструкция на лявата тръба на тунел „Витиня“. Тези проблеми са дискутирани в Глава 5.

След проверка на основния модел могат да бъдат анализирани по-сложни модели и резултатите да бъдат където е възможно сравнени със съществуващите полеви данни и аналитични решения. Последните разработки в тази област включват използването на мрежи, стохастични методи и по-широкото използване на обратни анализи.

### 3.4 Препоръки относно методите за проектиране

Към реконструкциите трябва да се подхожда като итеративен процес, при който проектантът е препоръчително да използва различни методи на проектиране, за да получи представа за това как протича взаимодействието между грунта и облицовката.

Сложността на задачата произтича от увеличеното количество ограничителни условия - от липса на габарит, продължителното влияние геоложката даденост, актуалното състояние на вложените материали, натрупаните от предходни ремонти облицовки, допълнителната раздробеност от неправилно планирани пробивно-взривни работи, скритите дефекти в конструкцията и др.

Тези ограничителни условия пораждат особености в планирането и моделирането на съществуващите тунели и новоизградените напречни връзки .

Особеността е, че напречните функционални връзки като местоположение трябва да бъдат уточнени да не попадат в слаби места посочени в геоложкото изследване, което се отразява на оценката на риска при пожар.

Усилващите дейности на съществуващите тунели произтичат от резултатите на конструктивното обследване, геоложкото и геофизичното проучване за наличие и обема на празнините между слоевете облицовки и при контакта със скалния масив.

При съществуващите тунели обикновено бетонът не е армиран, а съществуват само вбетонирани крепежни рамки от валцуван 2Т профил в първичната облицовка. Освен това между двата слоя облицовка и при контакта с грунта съществуват кухини. Подобна даденост не само не отговаря на нормативни изисквания за сигурност и трайност, но и не може да бъде моделирана и оразмерена. По тази причина анализите се провеждат за сечение на магистралните тунели след запълване на кухините и направа на усилващ стоманобетонен кожух укрепен с анкери по вътрешната повърхност на вторичната облицовка. По този начин съществуващата облицовка може да поема усилия от нецентричен натиск с двузначна моментова диаграма, а моделирането и оразмерителните проверки да бъдат в съответствие с Еврокод.

За изчислително обхващане на обема на реконструкцията са необходими **четири основни етапа в моделирането.**

**Етап 1** задължително следва да започне първо с проверки на съществуващата облицовка.

**Етап 2** на моделирането е предназначен да уточни размера на конценрация на напреженията в целика между тунелите при прокарване на напречните противопожарни тунелни връзки между двете магистрални тръби.

Констатира се, че коефициентите на претоварване на целика и входната зона при различна геометрия на напречните връзки. При по-дългите напречни връзки претоварването се премества навътре в тунелите.

При **Етап 3** се моделират напречните тунели, което ще бъде изяснено в Глава 4.

**Етап 4** е сеизмичното изследване на тунели в разломна зона.

Предмет на сеизмичното изследване е изясняване на сеизмичния анализ, начина и моделите, с които следва да се провежда в разломни зони. Извършеното тук е част от една голяма цел, според която текущото състояние на конструкцията ще се следи и ще зарежда база данни, на основата на която ще се оценява сеизмичният риск от разрушение и ще се мотивира необходимостта от допълнителни мерки за намаляването му. Формулирани са 9 стратегически направления като общ план за сеизмични изследвания в разломни зони. От тези направления в актуалната нормативна база са изрълнени само две.

За съществуващата конструкция преди началото на реконструкцията освен проверката за актуалната носеща способност следва да се провери дали тази облицовка ще бъде в

състояние да понесе претоварване след откопаване около основите за изпълнение на отводнителни съоръжения, където може да се наложи усилване с анкери.

Максималната и минимална стойност на радиуса на разрушение вследствие заложените при строежа кухини се определят за най-неустойчивите и най-устойчиви скали.

Натискът върху крепежа от теглото на нарушената зона се определя се за 70% от параметрите на слабите скали. Условието за сигурност е:

$$P < \frac{\gamma \cdot \Delta R_{d,\max}}{1,35} \quad (6)$$

При неизпълнение на условието следва да бъде направено инжекционно заздравяване на скалния масив за промяна на геотехническите му параметри.

Необходимостта от предварително налягане на анкерите да може да повлияят на поведението на мощната съществуваща облицовка се установява с числени експерименти по метода на FE. Размерът на предварителното налягане е около 30% от изчисленото усилие.

### **3.5 Изводи и препоръки за при планиране и математическо моделиране на тунелни реконструкции. Заключение**

1. Дефинирани са цели, възможности и подход за анализ при реконструкция на тунели;
2. Изяснени са източниците на неточности и грешки при моделирането;
3. Направен е обзор на методите за математически анализ и тяхната приложимост при реконструкция. Успоредно с този процес са формулирани допусканията в практиката грешки и са набелязани насоки за изследване на констатираните проблеми в следващите глави;
4. Изяснени са особеностите с конкретни примери на възприетото математическо моделиране в настоящото изследване за магистралните тунели и са получени резултати за условията на натоварване на напречните тунели в зоната на целика;
5. Направено е обзорно проучване на сеизмично изследване на тунели в разломни зони. Обосновани са два подхода за решение на проблема;
6. Съставена е методика и блок – схема за изследване на сигурността и анкерно усилване на магистрални тунели с дефекти/кухини/ в зоните между облицовките и контакта със скалния масив;
7. Направена е методика за усилване на магистрални тунели в зоната на пробив за напречни противопожарни тунели;
8. Решен е пример с използване на разработените методики при реконструкция на тунел „Витиня“.

## **ГЛАВА 4: Зони на контакта между съществуващи съоръжения и нови тунел**

---

### **4.1 Изследване на на напречно свързване на изпълнен ТВМ метротунел с напречен тунел по Нов Австрийски Метод /НАМ/**

По принцип проблемът е подценен и по тази причина в подземното строителство произтичат аварии. Авариите се обуславят от недостатъчно сигурно свързване между два

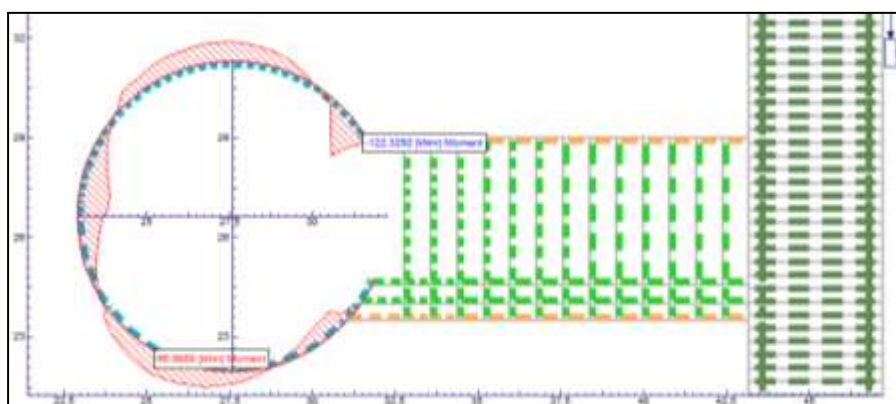
вида конструкции – метротунел с напречен тунел, тунел с вентилационна шахта или тунел с отводнителна шахта. Именно за превенция на подобни пропуски още в етапа на проектиране е посветено настоящото изследване.

Подпирането на ТВМ тунела с първичната облицовка на новия тунел и пробиването на метротунела впоследствие е иновативно решение с което се намалява значително несиметрията в товарите, намалява претоварването на стоманените рингове и елиминира риска от загуба на устойчивост.

За зоната на влияние, включително отвора в съществуващата облицовка, при числения експеримент е установено 3 пъти ширината на отвора. По този начин се индикира евентуална зона на усилване за реализация на пробив в съществуващи тунели.

Симулирано е влиянието върху съществуващия ТВМ тунел в пет етапа от изкопните дейности, водопонижението, земетръса при изграждане на вентилационния тунел и шахти.

Петият етап е състояние на масива при изпълнени изкопни дейности за изграждане на вентилационна шахта и тунел с водопонижение. В този етап е показан тунел изпълнен чрез ТВМ метротунел, вентилационен тунел и пробив през облицовката на ТВМ тунела.



Фиг. 4.28 Диаграма на огъващия момент

Пробивът в съществуващия тунел е изпълнен и се проверява сигурността по изменената статическа схема на съществуващия тунел в контактната зона ( Фиг. 4.28).

Препоръчително е елементите на метротунела в зоната на снаждане да бъдат превантивно проверени за нормативна сигурност като бъдат взети в предвид изчисленията по изложения алгоритъм. Тогава допълнителните знакопроменливи усилия на отделните етапи може да бъдат поети от временни стоманени обръчи от вътрешната страна на тунела, които след реализацията на пробива да бъдат отстранени.

В случай, че недостигът на сигурност не може да бъде преодолян с временна стоманена конструкция се налага усилване на съществуващия метротунел чрез анкерирание.

Трета възможност при ограничен недостиг на носещ капацитет е временната конструкция да остане за постоянна.

Резултатите от изследването за дюбели ф28, при закотвяне 250мм в бетони С20/25, 25/30, 30/37 и 40/50, с отчитане на влиянието на армировъчната мрежа ф12 през 20см, за отстоянието между дюбелите и ръба, може да бъдат обобщени със следната формула:

$$s_1 = c_1 = \frac{s}{k} \quad (9)$$

,където „s” е от формула (1), а “k” варира в зависимост от класа на бетона С20/25 – k=3,15; С25/30 – k=3,75; С30/37 – k=4,15 и С40/50 – k=4,5.

Полученият резултат например означава, че при бетон на метротунела клас С40/50, разстоянията между дюбелите и ръбовото отстояние в посоката на натоварване вместо

75см може да станат 17см, което значително спомага за компактно и ефективно конструктивно композиране на връзката между двата тунела.

### **Изводи и препоръки. Заключение**

1. При направата на вътрешната укрепваща конструкция в съществуващия тунел да се предвидят надлъжни греди с достатъчна дължина с оглед да се закотвят извън зоната на влияние на пробива около 3 пъти ширината на отвора;
2. В зоната на свързване в ТВМ тунелите или тунелите с армиран монолитен/пръскан/бетон да бъдат превантивно предвидени усиленни елементи, които да бъдат оразмерени за всички дискутирани етапи на геомеханичната задача;
3. Предложената концепция и конструктивно решение за тунелно свързване създава условия за икономически ефективно изпълнение с минимален риск;
4. Укрепителните рингове като временна или постоянна конструкция стават олекотени профили защото се оразмеряват да поемат само разликата между реалните усилия при етапите за пробива и усилията за които е проектиран съществуващия тунел.;
5. Откопаването в зоната на контакта да става под сигурна защита – тръбобетон в съчетание с инжектиран чрез пакери земен масив;
6. Новата първична облицовка следва да бъде уширена и да се свърже със сегментите или армирания бетон на съществуващия тунел;
7. Да се търсят овални форми на пробива и укрепителните рамки;
8. Монолитната укрепителна рамка да играе роля на вторична облицовка, т.е на защита на хидроизолацията;
9. Да се търсят размери на стоманеното укрепване, които да позволят то да остане за постоянно. По този начин се обезпечават опция за гарантирана сигурност при бъдещи ремонти;
10. Конструктивното решение на дюбелната връзка и изведените зависимости създават възможност за ефективно и компактно техническо решение на опорната конструкция на свързването на двата тунела.

#### **4.2 Геомеханични изследвания за реконструкция при отворен профил на магистрален тунел с некачествена и неармирана облицовка**

Подходът се състои в изграждане на временна и постоянна портални рамки, усилване на основите в зоната на свързване и допълнително усилване с анкери на съществуващата облицовка в зоната на влияние на контакта. За постигане на поставените в подхода цели се налага да бъдат решени три основни геомеханични проблема.

По **първия проблем** за усилията във временната портална рамка изисква да бъдат направени две изследвания. Първото изследване е да бъдат определени усилията в крепежната рамка при направа на пробива в съществуващата облицовка.

След получаване на тези усилия се провежда и второто изследване – проверка на възможността временната рамка  $F_{fr1}$  да бъде реализирана. Тази реализация изисква да бъде предвиден постоянен опорен портал  $F_{fr2}$ , който да поеме трайно усилията, припадащи са на временната рамка след нейното разрушение. Чрез изграждане на постоянен портал  $F_{fr2}$  се дава отговор и на **третия проблем** за конструиране на постоянната връзка между двата тунела.

Изчислението следва да протече по алгоритъм упоменат в Глава 3. Тук са направени три допълнения към алгоритъма за: /1/ максималната резултантна сила, която трябва да бъде поета от анкерното усилване по методиката в Глава 3, /2/ силата , която може да поеме

временния портал и /3/оформяването на инжекционни микропилоти в зоната на фундиране на напречните връзки.

**Вторият проблем** - как да бъде компенсиран недостигът на капацитет при основите на съществуващия тунел. Проблемът се появява като концентрация на напреженията в грунтовата основа и провокиране на дефекти поради изключване на част от ивичния фундамент по време на пробива.



*Фиг.4.31: Обезопасяване на навлизането на напречен тунел – изпълнен временен и постоянен портал в процес на изпълнение*

Навлизането на конструкцията на напречните тунели в облицовките на ремонтираната тунелна тръба (Фиг.4.31) се обезпечават чрез предпазен чадър от ИВО анкери. Стената на магистралния тунел се разбива на етапи. Изпълняват се последователно два стоманобетонни портала  $F_{fr1}$  и  $F_{fr2}$ .  $F_{fr1}$  е временно укрепване, което след навлизане на напречния тунел в скалния масив се разрушава. Крепежните рамки на първичната облицовка на лявата тръба се срязват след изпълнението на  $F_{fr2}$  в габарита на съществуващата стена. При автомобилния тунел е препоръчително да бъде изградено и аварийно временно укрепване със стоманена конструкция. Товарите в зоната на фундамента под отвора се поемат със стоманени микропилоти.

Навлизането на напречните връзки във функциониращата тръба става след пускане на трафика в ремонтираната тръба. В работещата тръба се предвиждат мерки на подобен принцип. Спецификата на задачата в този случай произтича от възможността съществуващата облицовка да бъде атакувана двустранно – от страната на новата напречна връзка и от вътрешността на съществуващия магистрален тунел. По тази причина временния портал може да бъде избегнат и директно да бъде изпълнен постоянния портал  $F_{fr3}$  като припадащият се на свързването товар да бъде поет съвместно с усилванията и тунела на напречната връзка.

#### **4.2.3 Изводи и препоръки. Заключение**

Изследваните геомеханични проблеми при реконструкция на магистрални тунели с отворен тип сечение може да бъдат обобщени в следните изводи и препоръки:

1. Формулирани са три геомеханични проблеми при решаването на които се гарантира сигурността на връзката между магистрални тунели отворен тип и напречните противопожарни тунели;
2. Въз основа на геомеханичен анализ са изведени практически правила за разпределение на провокираните от пробива усилия между анкерно усилване на свода с уточнен размер на предварително напрежение, укрепителните портали и усилването на прекъснатите фундаменти;
3. Аналитично и посредством пример са проследени етапите на навлизане и излизане на напречните връзки през магистралните тунели.

#### 4.3 Геомеханични проблеми и технически решения при изходния участък на ТВМ тунели в градски условия

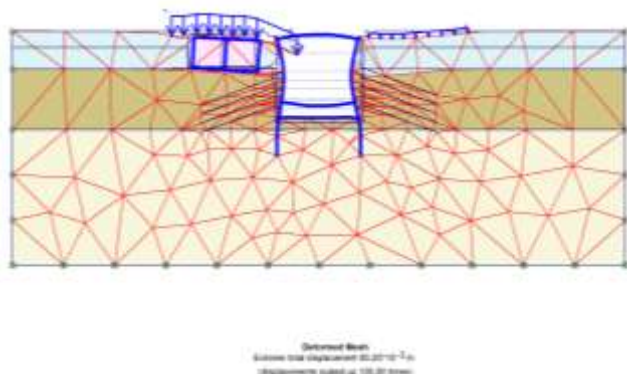
Три са основните причини, които пораждат геомеханични проблеми в изходния участък на ТВМ тунелите и особено при двупътни метротунели в градски условия: /1/ необходимост от укрепен котлован с увеличена коравина, да не бъде засегната подземна инфраструктура и да поема монтажни товари, /2/ крепежът на портала да може да бъде срязан и /3/ на ТВМ да бъде обезпечен безопасен технологичен достъп до укрепления откос.

При този модел се разглежда двупътен метротунел с портал изграден от секантни пилоти. В зоната на бъдещия пробив порталът временно се поддържа със стоманени греди, опряни посредством стоманени диагонали на пилотите от стените на крепежа на траншеята. При достигане на ТВМ до крепежа на портала, стоманените греди и диагоналите се демонтират. На нивото на терена, укрепването се стабилизира чрез стоманобетонни греди, опряни на стоманени разпонки, а в дълбочина по стените на траншеята – с пасивни анкери (Фиг.4.39).

При подобен модел се налага геомеханичната задача да бъде решена итерационно по метода на FE на четири стъпки.

Итерационният процес по описаните процедурни стъпки се повтаря с промяна на сечения до момента на изпълнение на следните критерии:

1. Изчислените деформации в хоризонталната рамка да съвпадат с тези от предходната итерация, т.е  $U_i = U_{i-1}$  (13)
2. Напречните сечения на елементите с техните коравини, усилията в тях и вложените армировки по всички сечения да съвпадат с тези от предходната итерация, т.е  $K_i = K_{i-1}$  (14)
3. Деформациите в общите сечения между напречните изчислителни профили и хоризонталната рамка да съвпадат.



Фиг.4.39: Изчислителен модел на укрепителна конструкция по напречни профили с различни подпорни условия

## Изводи и препоръки. Заключение

1. Анализирани са причините, формулирани са изискванията и са изведени препоръки към техническите решения и практиката за реализация на изходния участък към повърхността на ТВМ тунел;
2. Формулирана е геомеханичната задача и е разработена методика на основата на FE за итерационно решение като разновидност на метода на последователна линеаризация. Методиката е демонстрирана с пример.

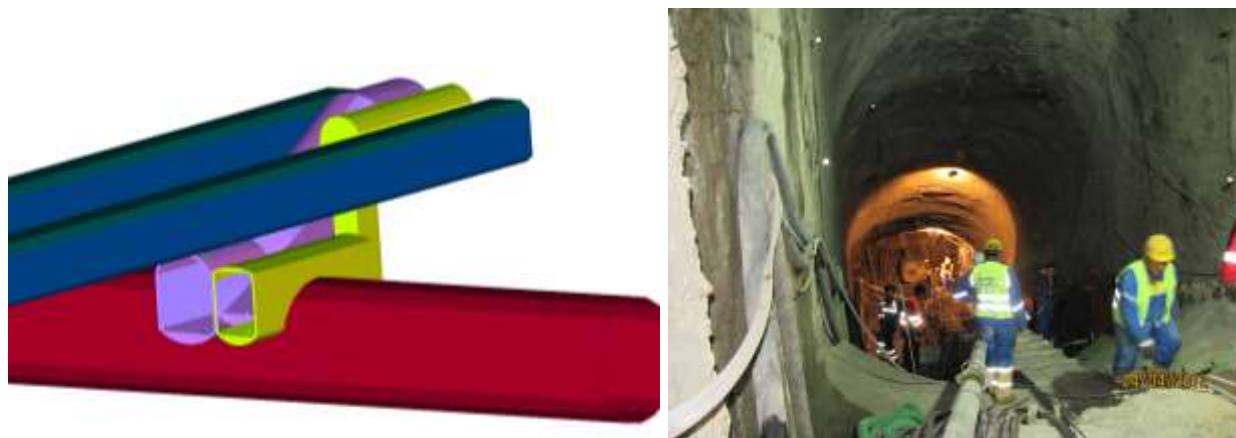
### 4.4 Изследване на подземно пресичане на ТВМ метротунел с пешеходна връзка

Спецификата на разработения проблем произтича от сложната геометрия на трасето с което се свързват две тунелни нива. Първи метродиаметър е на по-висока кота и е въведен в експлоатация и е недопустимо трафикът да бъде нарушаван в процеса на реконструкция. Съоръженията на втори метродиаметър са изградени преди пешеходния тунел, но се въвеждат в експлоатация едновременно с него (фиг.4.43).

Налага се МС7-1 в зоната на тунелните портали, метростанцията да бъде частично разрушена и преподпряна с нова конструкция.

#### Параметри на новата тунелна връзка и зони на риск

Декомпозирането на пешеходната връзка на самостоятелни хоризонтални и наклонени изработки (фиг.4.43) се налага поради сложната геометрия, голямото напречно сечение, големия риск, геотехническите и технологични ограничения. Намалението на риска се постига като съоръжението се разделя на три тунелни участъка - T1, T2 и T3. Основна тежест от риска се пада на пресичането с частично разрушение на ТВМ тунела от втори метродиаметър (фиг.4.47).



Фиг.4.43: Общ изглед на пешеходната тунелна връзка. В син цвят са тунелите от първи метродиаметър, а в червено – ТВМ тунелът от втори метродиаметър. В лилаво е наклонен тунел T1, а в жълто – T2, T3 и асансьорна шахта.

Фиг.4.47: Етап от пресичане на пешеходната връзка на T1 с ТВМ тунела на втори метродиаметър

Реконструкцията при пресичането със съществуващия ТВМ тунел се изразява в разрушение на метротунела под новата пешеходна връзка и изпълнение на стоманобетонна плоча – капа на ТВМ тунела, на нивото на дъното на новия тунел. Впоследствие плочата се обединява с конструкцията на новия пешеходен тунел.

Рискът от срутване, причинено от разрушението на съществуващия метротунел се редуцира с **четири превантивни мерки**.

## Изводи и препоръки. Заключение

1. Изведени са основните параметри на конструктивното решение и са набелязани зоните на риск при реализация на тунелното пресичане;
2. При геомеханичното моделиране са набелязани и разработени подробно до ниво препоръки за практиката четири мерки за редуциране на риска при пресичане на тунели.

### 4.5 Проблеми на контакта на метротунели с водни препятствия и прилежащи съоръжения

Целта на анализа на проблемите е да бъдат разгледани възможни мероприятия по превенция на евентуални рискови ситуации и да бъдат изведени препоръки за технически решения в зоната на контакта на тунелите в зоната на водни препятствия.

Геоложките и хидрогеоложки условия на столицата се изменят много динамично по трасето на метрополитена. В случаите на водни препятствия, изобилни на територията на столицата, се извеждат три характерни особености: /1/ почвените условия, /2/ наличие на разломни тектонски зони и /3/ местата на акумулиране на подземните води.

В актуалните градски условия - пресичането под ъгъл близо до правия между речните канали и метротунелите много често е неизпълнимо. Освен това, голяма част от метротунела е близко и успоредно на речното корито, което поражда продължителен участък на взаимодействие.

Изводът е, че до ремонтно-възстановителни дейности вследствие смачкване на контактите между тубингите от несиметрично натоварване на ТВМ тунелите още по време на строителството не би се стигнало, ако е изпълнено превантивно усилване на земната основа в близост до водното препятствие.

Предварителният критерий за проходимост на тунели под малки покрития при конкретните геотехнически условия на силно оводнени терени под водни препятствия е да бъде изчислен коефициентът на сигурност  $G_s$  срещу изплуване.

Достатъчното условие за преминаване на зони с малко тунелно покритие изисква удовлетворяване на **три допълнителни критерия**.

**Първият критерий** е за потегляне на ТВМ. Изпълнява се при **две условия**. Първото изведено условие е да бъде направен тръбен портал с поне 6 пръстена широки по 1.5м (фиг.4.57 и 4.59).



Фиг.4.57: Свличане под бул "Княгиня Мария Луиза" поради липса на входен тръбен портал за преминаване на ТВМ под Владайска река

Фиг.4.59: Изглед на опорния тръбен портал при Владайска река изграден след аварийното свличане

Второто условие се изразява в създаването на променлив режим на противоналягане в зоната на преминаване на водното препятствие в комбинация с използването на заздравителни мероприятия.

**Вторият критерий** е за достатъчност при анализ на сляганията в естествен терен. Отъждествява се с проверката на **четири** условия свързани с ограничени деформации в прилежащите съоръжения, забоя и повдигане. В случай, че дори едно от тези четири условия не бъде изпълнено се преминава към следващата фаза на изследване.

**Третият критерий** е за достатъчност при анализ на сляганията в заздравен терен.

Моделът се различава от предходния само по показателите на усиления почвен пласт. Проверяват се същите условия до фактическото удовлетворяване с вариране на заздравителните мероприятия на достатъчния критерий за безопасно преминаване на зоната с малко тунелно покритие.

В случая при преминаване под р. "Владайска" опасността от аварийно състояние се отстранява чрез изпълнение на инжекционни заздравителни мерки в зоната на речното корито. След заздравяването, насочените нагоре премествания намаляват от 2,1 до 0,9 мм. Тази стойност е безопасна, което предотвратява разрушението на земната основа вследствие на премествания нагоре и загубата на устойчивост в зоната на забоя. Максималното слягане под основите на моста намалява от 10 на 2,5 мм., а максималната ъглова деформация от 1/1000 намалява на 1/3600.

Противоналягането на свода е редуцирано до 0,49 бара при 2,5 м. покритие под речното корито и моста, както и за първите 5 пръстена на неплътен контакт между ТВМ и порталната тръба. В зоната на влияние преди и след водното препятствие препоръчителното почвено противоналягане достига 0,8 бара. За участъци извън опасната зона, с покритие над 4 м. противоналягането нараства до 2 бара.

### **Изводи и препоръки за практиката. Заключение**

1. Нестабилност на земния масив над метротунела може да възникне при малка дебелина на горницето от порядъка на 2-4 м. Тази нестабилност може да доведе до аварийно състояние на прилежащите до водното препятствие съоръжения;
2. Анализирани са всички аспекти на геомеханичната задача за контакта на ТВМ метротунели с водни препятствия и са дадени насоки за моделиране на сходни проблеми;
3. При малки покрития над свода на тунела е препоръчително използването на заздравителни мероприятия в интервала от плиоценските глини до повърхността на терена;
4. Относително по-дълбокото заложение на тунелите и липсата на насочени нагоре премествания причинени от противоналягането на ТВМ не е достатъчно основание заздравителните мероприятия в зоната на водното препятствие да бъдат пренебрегнати. Препоръчително е да се изследва комбинацията на заздравяване с ефективно конструктивно и технологично решение;
5. При входните портали за преминаване под водното препятствие е препоръчително да се използват заздравителни мероприятия, които да избегнат счупване или преждевременно затъпяване на режещите ножове в ТВМ главата. Подобни инциденти биха затруднили значително преминаването под речните канали;
6. Препоръчително е дължината на входните тръби да бъде достатъчна – над 9 м., за да се постигне по-високо работно налягане веднага след навлизане в земния масив в близост до водното препятствие;

7. Вторичните ефекти при прокарването на отделни еднопътни тунели се нуждаят от допълнителни теоретико-експериментални изследвания;
8. В случай, че ТВМ машината засяга основи и пилоти на мостове над водни препятствия, е препоръчителен внимателен анализ от експерти за степента на риска при директно разбиване на препятствията или мостовете да бъдат предварително преподпрени, а засегнатите фундаментни части откопани и запълнени по подобие на следващото техническо решение тип „Атлант“.

#### 4.6 Контакт на тунел със съществуващо пилотно фундиране в зоната на транспортния габарит

Подземното преминаване на метротунели през основите на съществуващи съоръжения без прекъсване на трафика върху тях се усложнява от четири конкретни фактора – местоположението, статическата схема, временно подпиране и отстраняването на основите.

Важен проблем при реализация на трасето на софийския метрополитен е как да бъдат отстранени основите на съществуващи съоръжения, които попадат в площта на сеченията на метротунелите.

Тези условия налагат уникално решение. Уникалността се изразява в преподпиране на подлеза с конструкция тип „Атлант“ без спиране на трафика чрез което се осигурява контрол на усилията и деформациите в зоната на срязваните опори.

Контролирането на усилията и деформациите до състоянието усилията от плочата на подлеза да се предадат на напрегната подпорна конструкция се осъществява чрез алтернативното редуване на постоянни и временни подпорни съоръжения. **Постоянните** съоръжения са: (1)ново фундиране с микропилоти извън сечението на метротунела, (2) стоманобетонни премоствания на тунела(Фиг. 4.64) и (3) свързването на срязаните колони към новите премоствания.

**Временните** съоръжения са: (1) подпорни стоманени кули, (2) система от хидравлични крикове и (3) телескопична шахта за разбиване и откопаване на пилотните фундаменти в зоната на черното сечение на метротунела.



Фиг.4.64: Изпълнена конструкция на премостване с монтирана крикова инсталация за временно подпиране на подлеза

След разрушение и откопаване на конфликтните за метротунела пилотни фундаменти започва възстановяване на земната основа в зоната под новите премоствания.

Предложеният подход прави възможно безрисковата реконструкция при чувствителни и важни за трафика съоръжения.

### **Изводи и препоръки. Заключение**

1. Изяснени са факторите, които усложняват отстраняването на подземни препятствия попадащи в строителния габарит на метротунелите;
2. Представено е иновационно решение, което гарантира пълно съхранение на съществуващото съоръжение с автентична сигурност, без да се налага спиране на преминаващия върху конструкцията трафик;
3. Ясно разграничените технологични етапи и съоръжения са полезни за практиката при овладяване на риска при подобни уникални реконструкции

### **4.7 Проблеми на екологията и сигурността при контакт на съществуващ с нов тунел и пътна инфраструктура**

Казусът се среща при строеж на нови тунели по открит способ в близост до съществуващ тунел. Усложненията за съществуващия тунел се пораждат при откопаване на траншеята за новото съоръжение.

Съоръжението попада в непосредствена близост до два еднопосочни тунела от новостроящата се магистрала. Новите тунели са построени по открит способ и са засипани с обратен насип. Първи индикации за аварийно състояние и необходимост от конструктивна интервенция възникват в средната зона на тунелната тръба. В тази зона се регистрира претоварване съпроводено с образуване на наклонени пукнатини, обилно оводняване и усилен корозия на бетона. Тези пукнатини индикират придвижване на облицовката към страната на новите тунели от магистралата.

След средната зона започва процес на рушене на облицовката от страната на новите тунели. Рушенето се концентрира основно между подпорната стена на непрекъснатия цокъл и разделената с фуги сводова част. Регистрират се приплъзвания на облицовката при което върху тротоара падат късове бетон с тегло 5-10кг.

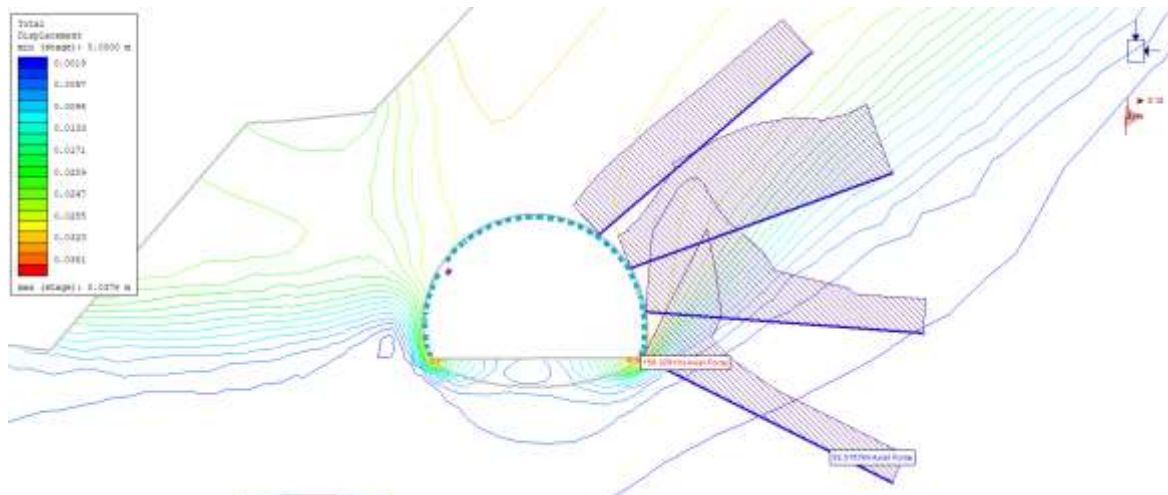
Направен е механичен анализ на тунелна облицовка по метода на крайните елементи при инженерно-геоложките показатели през които преминава тунела. Като критерий за разрушение на масива е приет критерия на Mohr – Coulomb (Класически метод).

Строителните дейности са моделирани със следните етапи: *Stage 1*-напрегнато и деформирано състояние на масива преди строителни интервенции, *Stage 2*- прокаран и укрепен тунел преди преоткосиране на откоса, *Stage 3* – преоткосиране на откоса, *Stage 4*-компрометиране на тунелната облицовка след преоткосиране на откоса.

Статико-динамичният анализ при възстановителните дейности по метода на крайните елементи следва да се допълни с още две състояния *Stage 5,6*, които отчитат допълнително укрепване с анкери при статична и земетръсна комбинации(Фиг.4.74).

За успешно преодоляване на последиците от аварията и оптимизиране на строителния процес мерките следва да се реализират обем и последователност на четири етапа: /1/поставяне на марки; /2/ежедневен мониторинг; /3/ мерки за намаление на претоварването и /4/ начини на усиляване.

С оглед да не бъдат пропуснати съществени страни от влияние на преоткосирането върху проектирания тунел, следва задължително в проекта за нови тунели да бъдат моделирани четири етапа на технологията на откопаване и конструктивното укрепване на тунел по НАМ.



Фиг. 4.74: Усилия в усилването с анкери при моделни състояния *Stage 5,6*

При изследването е препоръчително да бъдат спазвани две допълнителни условия:

1. Препоръчва да бъде отчетено сеизмично ускорение, определено чрез микросеизмично райониране за участъка на строителната площадка;
2. Препоръчително е за този вид тунели в контакт с подсечени склонове да бъде изпълнено условието за устойчивост по Еврокод с коефициент на сигурност 1,10, което се препоръчва от учени в областта на свлачищата, например от проф. Брандл.

### Изводи и препоръки. Заключение

1. Направен е подробен анализ на аварийното състояние при контакт на съществуващ тунел с нови магистрални тунели по открит способ. Анализът е с оглед да бъдат изяснени причините и последствията от аварията, за да бъде избягната в бъдеще;
2. Изследван са чрез геомеханично моделиране в четири етапа механизмът на достигане на аварийно състояние. Посочени са и причините поради които направения обратен насип не е изиграл укрепваща роля;
3. Моделирани са възстановителните дейности и са дефинирани мерки за отстраняване на аварийното състояние;
4. Представена е методика за превантивно избягване на аварийно състояние при строеж на съоръжения в близост до съществуващ тунел в зоната на подсичан откос.

## ГЛАВА 5: Проблеми при реконструиране на облицовките“

### 5.1 Въведение в проблема

Несигурността на облицовките при реконструкция произтича от неосъзнаване на тяхното предназначение. Първото предназначение е тази облицовка да бъде усилваща конструкция, която в зони с намален носещ капацитет да възстанови сигурността на тунела.

За болшинството инвеститори, второто предназначение на тази облицовка - да служи за поддържаща конструкция на новата хидроизолация, се извежда като определящо за финансовата рамка на ремонта.

Третото предназначение на вътрешната облицовка е да служи за противопожарна преграда, която да бъде щит за запазване на носещия капацитет на основната тунелна

облицовка. Този проблем се negliжира с повърхностни обосновки на възприетите дебелини и облицовки. За решаване на проблема следва да бъде създаден изчислителен модел и методика, които ще бъдат дискутирани в Глава 7. Моделът може да бъде използван и при доказване на дълготрайната сигурност в експлоатационното състояние.

## 5.2. Общи положения по организацията на проекта за реконструиране на облицовките

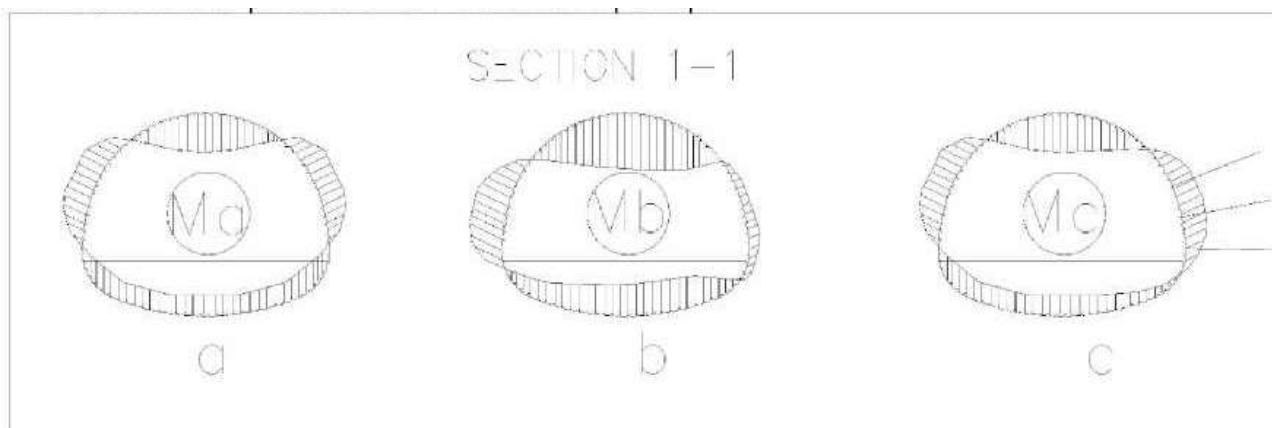
Реално не всички рискове в един проект може да бъдат избегнати. Може да се постигне намаляване на рисковете до възможно най-ниско и доколкото е практически разумно ниво.

Поуките от случилото се в последните години показват, че предвиждането на подходящата и навременна реакция при инциденти е малък разход в сравнение с разходите в резултат на срутване при започнала подценена реконструкция например на тунел „Витиня“.

## 5.3 Геомеханични аспекти на съществуващата тунелна облицовка с локални и цялостни нарушения на сигурността

При реконструкция може да бъде констатиран цялостен или частичен недостиг на носещ капацитет на съществуващата тунелна облицовка. Когато недостига е по целия периметър на облицовката се налага да бъде изпълнен армиран усилващ пласт. Изпълнението на този пласт не предизвиква геомеханични усложнения тъй като не се изменя статическата схема на облицовката. Проблем с механиката възниква, когато има част от периметъра на облицовката, който трябва да бъде усилен.

За решаване на проблема се налага да бъдат направени три моделни изследвания(Фиг.5.4). Тези изследвания, следва да бъдат съсредоточени върху разпределението на моментите, които най-силно се влияят върху сигурността на съоръжението. Сигурността с включване на нормални и напречни сили се проверява отново след предвиждане на усилителни мероприятия, които да вкарат разпределението и стойностите на огъващите моменти в безопасни граници.



Фиг.5.4: Схема на моделните изследвания при усилване на отслабена тунелна облицовка а/ моментова диаграма в състояние на автентична сигурност; б/моментова диаграма при отчитане на несиметрия от намалено съпротивление в отслабен участък; в/ моментова диаграма след усилване на отслабения участък с пръскан бетон и анкери.

Удовлетворяването на критериите за усилваща интервенция се предлага да стане по разработена методика. Методиката включва установяване на автентичната сигурност на облицовката, актуалната сигурност и постигане на необходимата сигурност чрез усилване.

#### 5.4 Възстановяване на монолитността на съществуващата облицовка при констатиране на кухини

Особеното в случая е, че усиляването може да започне с отстраняване на опасни облицовки, натрупани при предходни ремонти и възстановяване на монолитността на конструкцията чрез инжектиране.

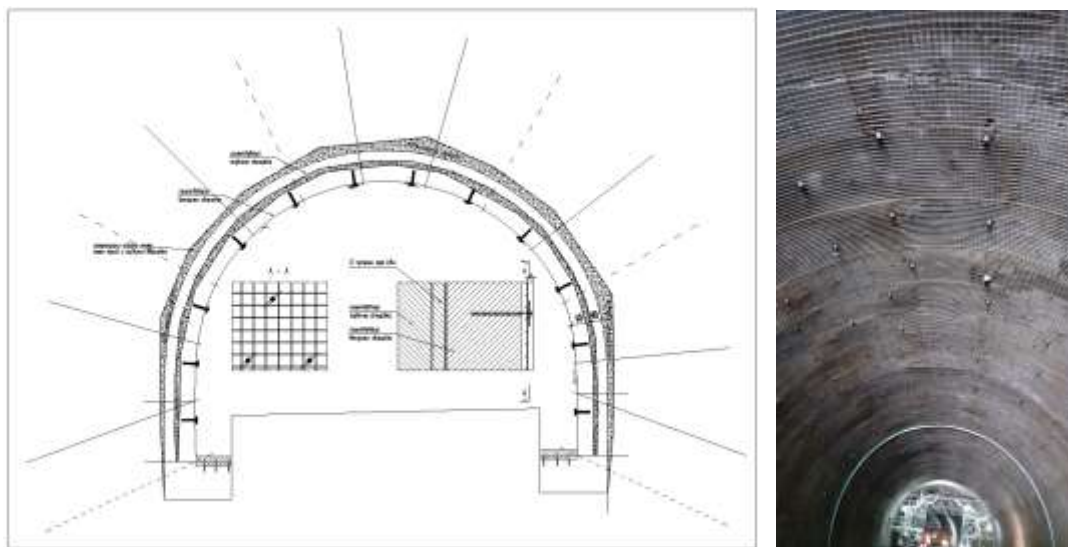
#### 5.5 Привеждане на инжектираната облицовка в нормативно издържана конструкция

При регистрирани кухини в облицовката има висока степен на риск около тунела да се образува разширена зона на нарушение, определена по методиката описана в Глава 3. Поради тази причина, увеличаването на товар от инжекционното запълнение и необходимостта от дюбелно обединение на разнородни слоеве се налага задължително да бъдат изпълнени анкери в радиално направление с изведения процент на предварително налягане за гарантиране на приноса им към сигурността на облицовката.

Има два варианта, които произтичат от резултатите на конструктивното обследване.

Първият вариант налага нова носеща конструкция, която да удовлетвори актуалните норми. При направа на подобен вид облицовка възникват проблеми с габарита на тунела.

Вторият вариант е когато нецентричният натиск се поема от двоичната образувана от стоманените профили на вбетонираните крепежни рамки и усиления стоманобетонен кожух от пръскан бетон по повърхността на тунела (Фиг.5.7и 5.8). Този подход е възприет при реконструкцията на тунел „Витиня“.



Фиг.5.7: Дюбелиране и изпълнение на усилващ слой по вътрешната повърхност на тунел „Витиня“ в обединено сечение със стоманени крепежни рамки в първичната облицовка

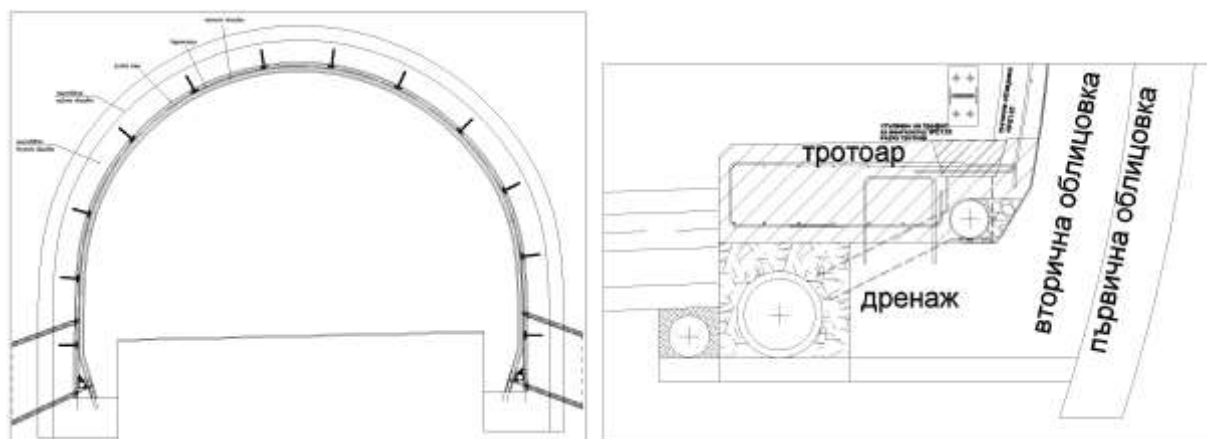
Фиг.5.8: Реализиран монтаж на арматурни мрежи по повърхността на съществуващата облицовка и инжекционни анкери преди нанасяне на пръскан бетон.

#### 5.6 Геомеханични аспекти на тунелната облицовка като поддържаща конструкция за нова хидроизолация

Предназначението на новата третична облицовка (Фиг.5.9) като поддържаща конструкция на хидроизолацията се реализира по цялата дължина на реконструирания тунел.

Първият предварителен компромис който продължава да се предприема в практика(Фиг.5.9b) за реконструкция е новата облицовка да не стъпва върху фундамента

на тунела, а върху тротоара. Такъв подход се прилага повсеместно поради по-високата кота на тротоара, което намалява обема на облицовката и съответно разходите



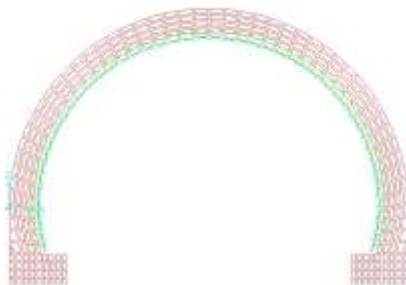
Фиг.5.9: Схема на нова третична облицовка. а) Конструктивно издържано решение за безопасна експлоатация и възможности за бъдещи реконструкции по отводнителната система и пътното платно.б)Компромисно конструктивно решение с несигурна експлоатация и риск при реконструкция на отводнителната система и пътното платно

Недостатъкът на подобно решение е, че продуцира бъдещи аварии по следните причини: /1/новата облицовка не се фунда на здрава основа и /2/ при бъдеща реконструкция тротоарът се разрушава и новата облицовка ще аварира.

Вторият предварителен компромис е, че в изчислителната схема не се предвижда вида и дебелината на хидроизолацията – проблеми разгледани в Глава 6 и 7, което дава значителен принос върху поведението на третичната облицовка.

За дискутиране на упоменатия геодинамичен аспект се използва успешен пример от практиката(Фиг.5.9а). Направени са две изследвания /1/ доказателство за минимална дебелина на облицовката с двойно армиране 15см вместо използваните в практиката опасно падащи облицовки с дебелина 8см и армиране с единична мрежа в средата и /2/проверка на съвместно действие между новата облицовка и съществуващата с отчитане на реологичните ефекти.

Третото изследване е проверка на условието за **пожароустойчивост** на третичната облицовка (Фиг.5.12). В съответствие със строително-техническите правила и норми за осигуряване на безопасност при пожар е доказана минимална дебелина 15см в Глава 7.



Фиг.5.12: Изчислителна схема на третичната облицовка при проверка на пожароустойчивостта

## 5.7 Относно надеждното окачване на вентилаторите

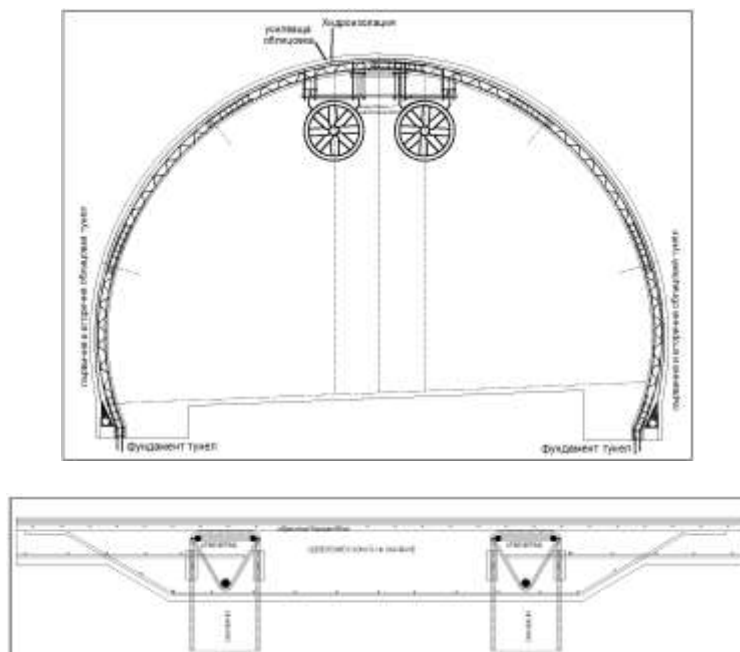
Две са възможностите за реализация на надеждно окачване.

Първата възможност е окачването да премине през новата третична облицовка и да се анкерира в основната облицовка на тунела.

Втората опция е препоръчителна - новата третична облицовка да бъде удебелена с носеща конструкция предназначена да поеме допълнителните динамични товари от вентилаторите.

В практиката масово се използва рисков детайл на окачване. Окачването е рисково по четири причини – /1/ усилваща 2Т рамка стъпва върху тротоар /2/ с профил, който не може да пасне на съществуващата геометрия, /3/ ненадежно окачване и /4/ липсата на пряка връзка с вентилаторите.

За преодоляване на посочените недостатъци при бъдещи реконструкции и ремонти се предлага да бъде внедрен детайл от ремонта на тунел „Витиня“ (Фиг.5.14). При предложеното иновативно решение недостатъците в актуалната практика на окачване са отстранени с директно предаване на товарите и пасване на усилването по разкривения профил на реконструирувания тунел.



Фиг.5.14: Обща схема за окачване на вентилатори

### 5.8 Особенности при строежа на нови напречни връзки

В зоната на пробива за напречни тунели се провежда индивидуално изследване, упоменато в Глава 3.

Особеността е, че тези връзки преминават през разломната зона на тунелния целик, което изисква допълнителни мероприятия за намаление на степента на риска.

### 5.9 Изводи и препоръки. Заключение

1. Формулирани са проблемите при реконструкция на облицовките и основните положения по организацията на проектиране;
2. Направен е анализ и са предложени геомеханични решения при усилване на облицовки с локални и цялостни нарушения на сигурността;
3. Изведени са основните принципи за възстановяване на монолитността на облицовките при констатиране на кухини и привеждането им в нормативно издържана конструкция;
4. Разгледани са геомеханичните аспекти и е изследвана новоизградена тунелна облицовка като поддържаща конструкция за хидроизолация и противопожарна защита на съществуващата облицовка. Препоръчват се мерки за избягване на опасните облицовки;

5. Препоръчва се надеждно и технологично решение за окачване на вентилаторите с което се избягва недостатъчната сигурност и дефектите на съществуващата практика;
6. Препоръчват се нормативно издържани и безопасни методи за изграждане на напречни тунелни връзки с които се избягват опасните подходи прилагани в практиката;
7. Направена е блок-схема на препоръчителните дейности при реконструкция на съществуващите облицовки.

В заключение може да се обобщи, че при спазване на предложените препоръки ще бъде пресечена опасната практика да се търсят икономични решения за сметка на сигурността, безопасността на трафика и трайността на изпълнените реконструкции на тунели.

## ГЛАВА 6: Реконструкция на тунели – проблеми по хидроизолирането и отводняването

---

### 6.1 Въведение

Хидроизолирането на тунелите се отразява пряко на тяхната сигурност. Тази констатация почива на първо място на факта, че по-голямата част от съществуващите тунели са изпълнени без хидроизолация. След няколко десетки години липсата на хидроизолация се отразява на качеството на вложените материали, сигурността на облицовката и фундирането. Тунелите достигат до аварийно състояние.

### 6.2 Последици върху сигурността на тунели „Витиня“ и „Ечемишка“ причинени от нерешени проблеми на хидроизолирането

Може да се обобщи, че скалната основа на тунел „Витиня“ е провокирана и допълнително разхлабена и оводнена при изпълнението на тунела по три основни причини – непреценени взривни работи, пилотираща галерия разхлабила масива и напорни скатни води.

След 1990г., с използване на кофраж за друг тунел, за оводнената част от облицовката на тунела е направено неуспешно хидроизолиране с опасна третична облицовка изцяло от бетон, която е стъпила директно върху тротоара с лека подливка .

Обилният водоприток се изразява в обилен поток в долната част на тунела. В случая ролята на канавка играят кабелните канали.

Тунел „Ечемишка“ изграден по нов австрийски метод.

Напукването и разместването на облицовката има последствия и върху армировката на вторичната/носецата/ облицовка. Тази армировка освен, че кородира се огъва, провлача и даже разкъсва в пукнатините - зоните на контакта на бетоновите блокове.

### 6.3 Констатации и причини за аварирание на съществуващата третична облицовка изпълнена допълнително при хидроизолиране на тунел „Витиня“ през 1985г.

Заради подценяване на носещата роля на новата облицовка поддържаща хидроизолацията се достига до авария, която заплашва живота на работещите по новата реконструкция на тунела. Механизмът на възникване на аварията в поддържащата хидроизолирането облицовка се поражда от липсата на хоризонтална стабилизация в опорната зона на съществуващата третична облицовка заради кухня с PVC тръби с кабели под зоната на предаване на опорната реакция. От механизма на състоялата се авария може да бъдат направени два извода: /1/ състоянието на облицовката е аварийно и предаварийно и /2/ разрушаването на облицовката е с ниско съпротивление.

Посочените факти и направените анализи показват, че решението за отстраняване на съществуващата третична облицовка е правилно за осигуряване на качествено хидроизолиране. Само по този начин може да бъде гарантирана дългосрочната експлоатационна сигурност на съоръжението.

#### **6.4 Видове хидроизолиращи системи и приложението им при специфичните условия на реконструкция**

Систематична грешка, която се допуска при реконструкция на тунели е третирането на хидроизолирането като независима операция, която няма отношение към актуалната сигурност на съществуващата облицовка на тунела. Обикновено се търсят качествените изолации при подценени условия на заустване и промяна на хидростатичното налягане върху тунела.

**Дренажни системи.** В повечето проекти на практиката се прилага дренажната система за отвеждане на водата от тунела през водонепроницаема мембрана и геотекстилен пласт.

За успеха на дренажните системи следва да не се полага геотекстил, а едностранно каширан геокомпозит с водопропускливост отговаряща на проектния водоприток. Геокомпозитът трябва да бъде положен върху основната облицовка на тунела, за да се насочи водата към дренажа. Този начин на монтаж също предпазва мембраната от пробив.

Съществена препоръка е в зоната на подприщване заради деформациите на новата третична облицовка да бъдат поставени като втори пласт допълнителни ленти геокомпозит. Ширината и разстоянието между тези ленти се определя с изчисление за провеждане на инфилтрираните водни количества в полунапорен режим на преминаване.

От предложените варианти за дренажна хидроизолация най-добър за контролиране на качеството на единичен заваръчен шев е вариантът при който като недостатък се налага зачистване на кашировката при едностранно кашираната PVC хидроизолация.

**Водонепропускливи системи** При реконструкция водонепропускливите мембрани създават по-големи затруднения при реконструкция в сравнение с дренажните системи.

Проекти с напор надхвърлящ 70м стават неикономични и не следва да се допуска при реконструкция стойността на напора да надхвърли тази стойност.

#### **6.5 Препоръки и методика за полагане на качествена хидроизолация**

Основната цел в засводени тунели е хидроизолацията да не бъде пробивана с анкерни устройства. По тази причина е препоръчително да се използват временни окачвачи – рондели, при които полаганите ленти хидроизолация по периметъра на напречното сечение на тунела не се перфорират и се изпълняват единични заваръчни шевове подлежащи на по-лесно изпълнение и контрол.

Стандартните рондели имат ограничен носещ капацитет и при поемане на теглото на новата облицовка се стига до авария. Стига се и до по-фрапиращи случаи при които хидроизолацията рухва още по време на окачване и преди да бъде нанесен пръскан бетон какъвто е случая при тунел „Ечемишка“.

Тези два факта показват, че в колегията по подземно строителство проблемът с окачването на хидроизолацията не само не се осъзнава на професионална основа, но и поради липса на познания за явлението е преднамерено подценен.

При използване на рондели следва да бъдат удовлетворени три критерия, които определят сигурността на хидроизолацията в монтажно състояние и механизмите на разрушение:

- 1/. Носимоспособност на простреляните в съществуващата облицовка пирони;
- 2/. Носимоспособност на връзката между пироните и пластмасата на ронделата;
- 3/. Носимоспособност на площта на залепване между ронделата и хидроизолацията.

За проверка на трите критерия е необходимо да бъдат определени с необходимата сигурност усилията в елементите на ронделите на опън  $N_{sd}$  и на срязване  $V_{sd}$ . В сводовата част преобладаващите усилия са на опън, в преходната зона усилията са комбинирани на опън и срязване и в зоната на цокъла се стига до преобладаване на срязващи усилия.

Поради изброените причини и с цел напълно да бъде елиминиран риска от аварии произтичащи от различната скорост на нанасяне на пръскания бетон е препоръчително вертикалната компонента на товара върху всяка рондела в свода да бъде определен за цялата дебелина на новата третична облицовка по формулата:

След приключване на изчислителния етап е разработена методика за експериментално доказване на сигурността на окачване на хидроизолацията.

### **6.6 Мерки при хидроизолиране гарантиращи геомеханичната сигурност на тунелите при реконструкция**

1. Съществуващите предпазни облицовки за хидроизолиране, които не са армирани и стъпват директно върху тротоарите(Фиг.6.9) следва да бъдат отстранени;
2. Да бъде запазена целостта на кашираната хидроизолация. В сводовата част ронделите да бъдат с увеличен размер на контакта(Фиг.6.9);
3. Препоръчително е деформационните фуги в пръскания бетон да не бъдат на всяка кампада, а да се определят с изчислителен анализ;
4. Дренирането на подземните води да не става в зоната на пътното платно – каквато е масовата практика затрудняваща поддържането на настилката, а да се направи в тротоара, непосредствено под дренажния слой на хидроизолацията.;
5. Да бъдат изградени нови централни колектори за отвеждане на подземни и повърхностни води, които да бъдат заустени в безопасни зони;
6. Дренажните галерии да имат независимо заустване в централния колектор;
7. Новата третична облицовка за придържане на хидроизолацията да бъде в състояние да понесе всички етапи на натоварване без съдействието на ронделите;
8. Хидроизолацията да бъде подбирана с отчитане на всички въздействия на околната среда и избраната система на хидроизолиране.



Фиг.6.9: Етапи от разбиването на опасната третична облицовка в дясната тръба на тунел „Витиня” и полагането на нова хидроизолация.

## 6.7 Заключение. Изводи и препоръки

- 1/. На основата на констатирани прецеденти от практиката са изяснени причините за аварирание на облицовките укрепващи хидроизолирането;
- 2/. Направен е анализ на хидроизолационните системи и приложението им в специфичните условия на реконструкция;
- 3/. Предложени са успешно приложени в практиката детайли с гарантирано качество за хидроизолиране и заустване на дренажните води;
- 4/. Изведени са конкретни препоръки и методика за полагане на качествена хидроизолация;
- 5/. Предложени са конкретни мерки по хидроизолиране с които да се гарантира геомеханичната сигурност на тунелите при реконструкция;
- 6/. Направена е блок-схема по методиката за постигане на качествено хидроизолиране при реконструкция на тунели.

# ГЛАВА 7: Теоретичен метод и модел за създаване на пожароустойчиви облицовки при реконструкция на тунели

---

## 7.1 Въведение в проблема

В настоящата разработка акцентът е поставен върху изискванията по отношение на конструктивната цялост на тунела и адекватната му противопожарна защита с оглед избягване на тежки последствия.

### 7.1.1 Процеси в стоманобетонните облицовки при пожар

При температури над 400°C калциевият хидроксид в бетонния цимент ще се дехидратира и ще произведе водна пара.

Като **общ извод** е изведено правилото температурата на бетона да не надвишава 400°C, което се препоръчва в редица норми и следва да бъде заложено в изследванията.

Известно е също, че стоманите с ниско съдържание на въглерод показват синя крехкост между 200 и 300°C. В резултат на това се препоръчва стоманените армировки да бъдат защитени с допълнителни покрития от температури над около 250-300°C. Топлинните разширения на стомана и бетон са сходни в диапазона 0-400°C.

Упоменатите закономерности и ограничителни условия в бетона и стоманата следва да залегнат във всяко изследване на риска и сигурността на тунелните облицовки.

### 7.1.2 Пасивни мерки на противопожарна защита

Пасивните мерки за противопожарна защита обикновено се прилагат в три форми:

- (1) Вторичен слой от бетон или циментов материал, нанесен върху вътрешната повърхност на тунела;
- (2) Облицовка: панели от защитен материал, фиксирани към стените и тавана на тунела;
- (3) Добавяне на определени влакна и т.н., в основната бетонна смес, за да се направи бетонът по-пожароустойчив.

В момента няма международни стандарти или законодателство, определящи нивото на противопожарна защита, което да се използва в тунелите. Единствената страна, която е определила стандарти, е Холандия Rijkswaterstaat (Министерство на благоустройството и управлението на водите, наричано по-долу RWS) носи отговорност за безопасността в тунелите.

**Общият извод** от разгледаните възможности за пожарозащита е, че огнеустойчивостта на стоманобетонната облицовка е препоръчително да се реализира при спазване на две ограничителни условия:

1. Да бъдат ограничени възможните максимални температури до 450<sup>0</sup>C като се отчетат ограничения в трафика и влиянието на вентилацията;
2. Да бъдат добавени в бетона мононишкове полипропиленови влакна.

### **7.1.3 Принципи при моделиране на контролния обем на тунелни пожари**

За статическото изследване на пожароустойчивостта е редно да бъдат моделирани повече фактори като несиметрични пожари и различни зони на температурно нагряване.

### **7.1.4 Заключение и препоръки за практиката от проучване на проблема**

1. Преди да бъдат правени компромиси с пожароустойчивостта на тунелните облицовки трябва проектантите и инвеститори да бъдат информирани за последствията от подценяване на проблема;
2. Направеното уточнение на измененията на бетона и стоманата при пожар ще способства за надеждното математическо моделиране на облицовките. Изведени са критичните температури, които да са ограничителни условия в изчислителния модел;
3. Няма общоприемлив подход и по тази причина е направен обзор на съществуващите нормативи. За основа с която следва да се съобразят националните норми е холандската RWS;
4. При моделиране на контролния обем при пожар следва да бъдат отчетени ограниченията на трафика и съдействието на вентилацията.

## **7.2 Математически модел за пожароустойчивостта на новоположена стоманобетонна облицовка като защитна преграда на основната носеща конструкция и хидроизолация**

### **7.2.1 Въведение в обема на задачата**

В актуалната практика на страната все още битува схващането, че пожароустойчивостта на тунелните конструкции трябва да се изпълнява съгласно изискванията на БДС EN 1992-1-2 за предписания период от 90 минути (чл.471 и 482 от Наредба № РД-02-20-2) при определена оценка на риска мощност на пожар. Подобно разглеждане е некоректно поради два факта: /1/ нормативите са за сгради и /2/ използват се резултати от експерименти на плочи със свободно разширение. При тунелните облицовки разширението е или възпрепятствано от напречни товари или ограничено по размер от предходни облицовки.

Постановката на задачата и резултатите ще бъдат демонстрирани с конкретен пример за третична облицовка укрепваща новата хидроизолация на тунел „Витиня“.

За определяне на стойностите на допълнителните вътрешни напрежения в стоманобетонната носещата конструкция (d=60cm) и в обшивката на тунела (d=15cm) при пожар в тунелната тръба (вследствие на аварии на превозни средства) са извършени 12 вида изследвания.

## 7.2.2 Избор на нормативна температурна крива

### 7.2.2.1 Температурни въздействия при пожар.

Еврокодът БДС EN 1991-1-2 предлага **три различни номинални криви** температура-време.

1.1. Стандартната крива температура-време се споменава като ISO крива, тъй като изразът е взет от стандарта ISO834. Тя се дава със следния израз:

$$\theta_g = 20 + 345 \cdot \log_{10}(8t + 1), \quad (1)$$

където  $\theta_g$  е температурата на газовете в °C, а  $t$  е времето в минути.

1.2. Външната крива температура-време се използва за моделиране на топлинно въздействие при пожар, който се развива от външната страна по фасадни стени на сградата или на пламъците, излизащи през прозорците на помещение, разположено под или до външната стена. Външната крива се дава със следния израз:

$$\theta_g = 20 + 660(1 - 0,687 \cdot e^{-0,32 \cdot t} - 0,313 \cdot e^{-3,8 \cdot t}). \quad (2)$$

1.3. Въгледородната крива температура-време се използва за пресъздаване на ефектите от пожар при горене на въгледороди и се дава с израза:

$$\theta_g = 20 + 1080(1 - 0,325 \cdot e^{-0,167 \cdot t} - 0,675 \cdot e^{-2,5 \cdot t}) \quad (3)$$

Тази крива представлява по-тежък температурен режим, надвишаващ стандартния и с висока скорост на нарастване на температурата. С нея се симулират пожари в: нефтопреработващата промишленост и нефтодобива на суша и в открито море, където съществува опасност от излагане на много интензивни пожари, като горенето на разлети нефтопродукти; **транспортни тунели**; в обекти на химическата промишленост и др.

Сравнението между стандартната и въгледородната криви показва, че въгледородната крива нараства много бързо и достига константна стойност от 1100 °C след половин час, докато стандартната крива нараства по-бавно и достига тази стойност приблизително за 2 часа като нараства постоянно във времето (Фиг.7.6).

На база извършени редица експериментални изследвания е предложено специално за моделиране на пожари в тунели да се използва модифицираната крива (3) - с коефициент 1280 вместо 1080, която е най-близо до кривата на температурата на RWS:

$$\theta_g = 20 + 1280(1 - 0,325 \cdot e^{-0,167 \cdot t} - 0,675 \cdot e^{-2,5 \cdot t}). \quad (4)$$

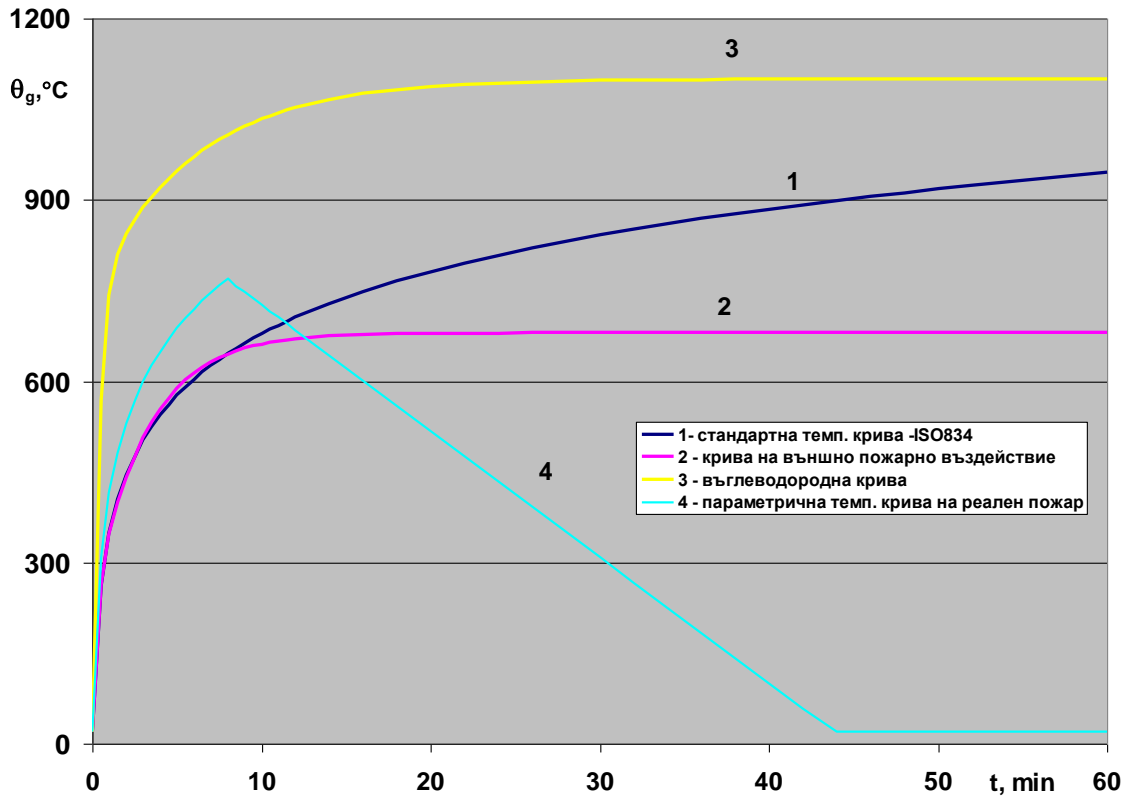
Тази крива се използва в редица страни – Холандия, Франция, Швейцария, Австрия – за моделиране на пожари при проектиране на пожарната защита на автомобилни и жп тунели.

Когато средата е представена от температурата на газовете, какъвто е случая за моделиране на топлинния поток върху повърхността на строителния елемент, то той се определя по следната формула:

$$h_{net} = \alpha_c (\theta_g - \theta_m) + \Phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \sigma \cdot [(\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4], \quad (5)$$

където  $\alpha_c$  е коефициент на конвективен топлообмен, който се приема за 25 W/m<sup>2</sup>.K при стандартно пожарно въздействие - зависимост (1), или 50 W/m<sup>2</sup>.K при използване на въгледородната крива - зависимост (3 и 4),  $\theta_g$  е температурата на газовете до повърхността, изчислена по някоя от кривите или приета за 20 °C,  $\theta_m$  е температурата на елемента (изменението на която трябва да се изчисли),  $\Phi$  е коефициент на конфигурация,

който обикновено се приема за 1, но може и да се изчисли по анекс G на (БДС EN 1991-1-2:2004 Еврокод 1),  $\varepsilon_m$  е излъчвателна способност на повърхността на елемента, която се приема за 0,8 за бетон и други материали,  $\varepsilon_f$  е излъчвателна способност на пожара 0,8-0,85, ако е неизвестна в полза на сигурността се приема за 1,  $\sigma$  е константата на Болцман равна на  $5,67 \cdot 10^{-8} \text{ W/m}^2 \cdot \text{K}^4$ , а  $\theta_r$  е излъчвателна температура на средата на пожара, която се приема за равна на  $\theta_g$  в случай на напълно обгърнати от пожара елементи.



Фиг.7.6. Изменение на температурата при пожар

### 7.2.2.2 Определяне на температурното поле по метода на крайните разлики.

#### Обща постановка

За определяне на огнеустойчивостта на стоманобетонни елементи се използват инженерни методи – таблични и други приблизителни методи, посочени в БДС EN 1992-1-2:2004, което е некоректно. За по-точни анализи и изчисления, свързани с изменението на температурното поле в стоманобетонни елементи и конструкции Еврокод 2, препоръчва да се използват известни от строителната топлофизика методи – на крайните разлики или на крайните елементи.

Повишението на температурата на бетона зависи от температурата в тунела, дебелината на конструкцията  $\delta$ , топлофизичните характеристики на бетона, влажността и начина на закрепване на приложената огнезащита (откъм пожара) – в случая защитни слоеве бетон са  $3 \times 0,05 \text{ м} = 0,15 \text{ м}$ .

Преносът на топлина от горещите газове към повърхността на строителните конструктивни елементи е чрез комбинация от конвекция и излъчване и нормално се отчита в граничните условия, характеризиращи топлообмена откъм нагряваната страна (откъм пожара). Преносът на топлина в конструктивния елемент става чрез топлопроводност и се основава на добре познатото уравнение на Фурие от топлопренасянето.

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( \lambda_c \cdot \frac{\partial \theta}{\partial x} \right) + Q = \rho_c \cdot c_c \cdot \frac{\partial \theta}{\partial t}, \quad (6)$$

където  $\lambda_c$  е коефициент на топлопроводност на бетона,  $Q$  е вътрешен източник на топлина, който е равен на 0 в случай на негорими елементи,  $\rho_c$  е плътността на бетона,  $c_c$  е специфичната топлина на бетона,  $\theta$  е температурата в бетонния елемент и  $t$  е времето.

Решението на уравнение (6) се извършва при нелинейни гранични условия от 3 род за изменението на температурата на средата  $\theta_g$  - виж зависимости (1,3-4) и за коефициентите на топлообмена (7-10). Откъм страната на стоманобетонната конструкция в полза на сигурността са приети адиабатни условия или липса на топлообмен, т.нар. идеална топлинна изолация (ИТИ).

Температурното поле, което съответства на горния израз в конструктивния елемент следва да удовлетворява следните гранични условия.

- предписани температури  $\bar{\theta}$  върху част  $\Gamma_\theta$  от границата;
- определен топлинен поток  $\bar{q}$  върху част  $\Gamma_q$  от границата;
- пренос на топлина чрез конвекция между частта  $\Gamma_c$  от границата при температура  $\theta$  и обкръжаващата нормална температура  $\theta_\infty$

$$q_c = \alpha_c (\theta - \theta_\infty) \quad \text{на } \Gamma_c, \quad (7)$$

където  $\alpha_c$  е коефициент на топлопроводност чрез конвекция  $W/m^2.K$ , а  $q_c$  е топлинният поток от конвекция на единица площ.

- пренос на топлина чрез излъчване между частта  $\Gamma_r$  от границата при абсолютна температура  $\theta$  и пожарната среда при абсолютна температура  $\theta_r$

$$q_r = \sigma \cdot \varepsilon \cdot (\theta^4 - \theta_r^4) \quad \text{на } \Gamma_r, \quad (8)$$

където  $\sigma$  е константата на Стефан Болцман ( $5,67 \times 10^8 W/m^2.K^4$ ),  $\varepsilon$  е коефициента на излъчване, а  $q_r$  е топлинният поток от излъчване на единица площ. Този израз може да стане линеен както следва:

$$q_r = \sigma \cdot \varepsilon \cdot (\theta^4 - \theta_r^4) = \sigma \cdot \varepsilon \cdot (\theta^2 + \theta_r^2) (\theta + \theta_r) \cdot (\theta - \theta_r) = \alpha_r (\theta - \theta_r), \quad (9)$$

където  $\alpha_r$  може да се приеме като коефициент на топлопренасяне чрез излъчване.

В случай на комбинация от пренос чрез конвекция и излъчване и както обикновено става  $\theta_r = \theta_\infty$ , комбинирания топлинен поток се дава чрез:

$$q_{cr} = q_c + q_r = \alpha_c \cdot (\theta - \theta_\infty) + \alpha_r (\theta - \theta_r) = \alpha_{cr} \cdot (\theta - \theta_\infty), \quad (10)$$

където  $\alpha_{cr} = \alpha_c + \alpha_r$  е комбиниран коефициент на топлопренасяне чрез конвекция и излъчване, който зависи от температурата.

Началните условия са приети  $\theta(x, t) = \theta_0 = 20 \text{ }^\circ C$

Топлофизичните свойства на бетона са посочени са следните:

Коефициент на топлопроводност на бетона  $\lambda_{c,\theta}$  в интервала от 20 до 1200  $^\circ C$ :

$$\text{Горна граница: } \lambda_{c,\theta} = 2 - 0,2451 \frac{\theta}{100} + 0,0107 \left( \frac{\theta}{100} \right)^2; \quad (11)$$

$$\text{Долна граница: } \lambda_{c,\theta} = 1,36 - 0,136 \frac{\theta}{100} + 0,0057 \left( \frac{\theta}{100} \right)^2. \quad (12)$$

Специфичен топлинен капацитет на бетона  $C_{c,\theta}$  в интервала от 20 до 1200  $^\circ C$ :

$$C_{p,\theta} = 900 \text{ J/kg} \cdot ^\circ\text{C} \quad 20 \leq \theta \leq 100 \text{ } ^\circ\text{C}; \quad (13)$$

$$100 < \theta \leq 200 \text{ } ^\circ\text{C} \quad C_{p,\theta} = 900 + (\theta - 100) \text{ J/kg} \cdot ^\circ\text{C}; \quad (14)$$

$$200 < \theta \leq 400 \text{ } ^\circ\text{C} \quad C_{p,\theta} = 1000 + (\theta - 200)/2 \text{ J/kg} \cdot ^\circ\text{C}; \quad (15)$$

$$400 < \theta \leq 1200 \text{ } ^\circ\text{C} \quad C_{p,\theta} = 1100 \text{ J/kg} \cdot ^\circ\text{C}. \quad (16)$$

Плътност на бетона:

$$\rho_{p,\theta} = 2300 \text{ kg/m}^3 \quad 20 \leq \theta \leq 115 \text{ } ^\circ\text{C}; \quad (17)$$

$$\rho_{p,\theta} = 2300 \left( 1 - 0,02 \frac{\theta - 115}{85} \right) \text{ kg/m}^3 \quad 115 < \theta \leq 200 \text{ } ^\circ\text{C}; \quad (18)$$

$$\rho_{p,\theta} = 2300 \left( 0,98 - 0,03 \frac{\theta - 200}{200} \right) \text{ kg/m}^3 \quad 200 < \theta \leq 400 \text{ } ^\circ\text{C}; \quad (19)$$

$$\rho_{p,\theta} = 2300 \left( 0,95 - 0,07 \frac{\theta - 400}{800} \right) \text{ kg/m}^3 \quad 400 < \theta \leq 1200 \text{ } ^\circ\text{C}. \quad (20)$$

### 7.2.2.3 Числено изследване за определяне на температурното поле в стоманобетонната конструкция

Числените методи като метода на крайните разлики или метода на крайните елементи се прилагат обикновено за решаване на този тип проблеми, свързани с преноса на топлина (.Наредба Из-1971, 2013).

В таблици от 7.1 са дадени, получените резултати за изменението на температурата в приложения бетон с дебелина 0,15 м за случая на пожарни въздействия в продължение на 150 минути през 10 min. За по-нататъшни изследвания се приемат разпределението на топлината по зависимост (1) при 450°C на въздействието.

### 7.2.2.4 Определяне на редукцията на температурната крива при наличие на ограничения в трафика и активна вентилация

Таблица 7.1: Изменение на температурата в отделните слоеве на стоманобетонната конструкция с отчитане на влиянието на вентилацията и ограничения в трафика по зависимост (1)

Време	$\theta_{\text{вн}}$	$\theta_{1,\tau}$	$\theta_{2,\tau}$	$\theta_{3,\tau}$	$\theta_{4,\tau}$	$\theta_{5,\tau}$	$\theta_{6,\tau}$	$\theta_{7,\tau}$
0	20	20	20	20	20	20	20	20
10	450	209,7554	76,50536	33,2087	22,39075	20,33875	20,03852	20,007
20	450	268,7353	130,6883	63,5088	34,72886	24,26546	21,09474	20,4486
30	450	299,5026	166,897	91,501	51,50093	32,50438	24,73678	22,72355
40	450	319,0603	193,1235	114,8562	68,45224	43,10559	31,081	27,60913
50	450	332,8603	213,2328	134,286	84,3286	54,71765	39,48171	34,83678
60	450	343,2743	229,3625	150,8719	99,00438	66,67215	49,23802	43,76343
70	450	351,5095	242,7226	165,3239	112,5577	78,63976	59,80091	53,78077
80	450	358,2548	254,0842	178,128	125,1453	90,42575	70,77047	64,41955
90	450	<b>363,9376</b>	<b>263,9642</b>	<b>189,6621</b>	<b>136,9495</b>	<b>101,944</b>	<b>81,87618</b>	<b>75,34513</b>
100	450	368,84	272,7218	200,1941	148,0675	113,0904	92,92887	86,32939
110	450	373,1527	280,6087	209,9224	158,5729	123,8567	103,7921	97,20781
120	450	377,0088	287,8063	218,9843	168,5418	134,2383	114,3436	107,8281
130	450	380,5008	294,4403	227,4735	178,0196	144,2184	124,5486	118,0943
140	450	383,6942	300,6014	235,4623	187,0433	153,8041	134,3965	127,9354
150	450	386,6364	306,357	243,0072	195,6437	162,9901	143,8341	137,3969

Температурно въздействие в случай на пожар и наличието на ограничения в трафика и принудителна вентилация – приема се постоянно въздействие от 450°C (Виж колона 2 в таблица 7.1)

Температурите в най-външния слой на обшивката ( $t=150\text{mm}$ ) не надвишават 364°C ; в слоя на обшивката при контакта с основната конструкция и хидроизолацията не надвишават 75°C .

### **7.3 Изчислителни модели с използване на метод на крайни елементи**

#### **7.3.1 Основни предпоставки за моделиране**

Моделирането е представено за нова вътрешна облицовка на тунел „Витиня“. Тази облицовка е противопожална преграда, която осигурява безопасността на основната конструкция на тунела и целостта на хидроизолацията. За получаване на допълнителните вътрешни усилия в стоманобетонната конструкция на обшивката са съставени два 3D цифрови модела за изчисления по Метод на крайните елементи:

- „Модел 1“, състоящ се от 294 броя (SHELL) равнинни крайни елементи. Този модел е без връзки между носещата конструкция на тунела и обшивката;
- „Модел 2“, състоящ се от 294 броя SHELL равнинни крайни елемента на бетона и 41броя Nonlinear Gap Element елементи. Армировката е моделирана с 84 броя FRAME прътови крайни елементи. Този модел е с геометрично нелинейни връзки между носещата конструкция на тунела и обшивката. За анализиране на влиянието на дебелината на вложената хидроизолация, са проведени изчисления за дебелини на изолацията  $d = 0\text{mm}, 3,75\text{mm}, 7,5\text{mm}, 15\text{mm}$  и  $120\text{mm}$ (Фиг.7.7 );
- „Модел 3“, състоящ се от 50 броя (FRAME) прътови крайни елементи. Този модел е в два варианта – с и без връзки между носещата конструкция на тунела и обшивката от 15cm. „Модел 3“ е оценен като недостатъчно подходящ за моделиране на облицовката ;

В „Модел 2“ чрез итерации е отчетена геометрическата нелинейност (реално само натиск) в контакта между между носещата конструкция на тунела и обшивката, следствие разширенията на стоманобетоннага обшивка при пожар.

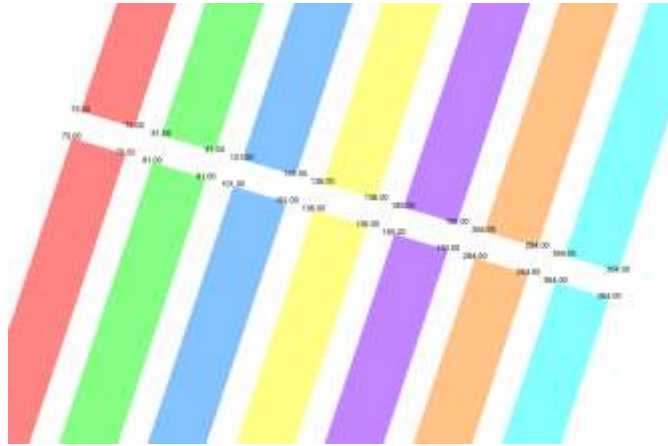
Получени са напреженията в отделните бетонни и армировъчни слоеве за  $t=90\text{min}$  след началото на пожара. Напреженията са сравнени с приетите в Eurocode 2 диаграми за връзката  $\sigma - \epsilon$  за бетон и стомана.

#### **Приети предпоставки и входни данни:**

Геометричните размери са съгласно изискванията за габарит на тунел „Витиня“, а материалите са пръскан бетон клас C35/45 с добавени полипропиленови влакна и стомана S500. Дебелината на стоманобетонното сечение ( $d=150\text{mm}$ ) на обшивката е разделено на 7 слоя по 22mm.

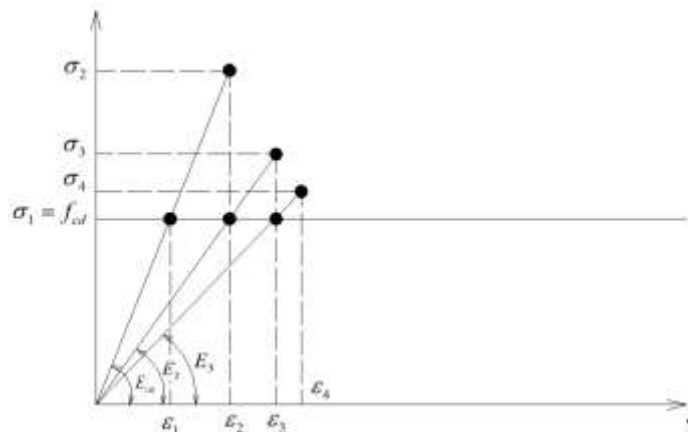
Долната и горна армировки са моделирани като самостоятелни елементи с площ еквивалентна на мрежа N8 през 10cm. Въведени са стойностите на температурата в седемте слоя бетон, съгласно с приложени изчисления в т.7.2.2.4 при максимална температура на въздуха 450°C. От направени предварителни проверки е възприет по-неблагоприятния случай на равномерно нагриване по височината на облицовката.

Температурите на бетона и армировката са в препоръчителните граници и не се налага да бъдат преизчислявани коефициентите на топлопредаване, както и изчислителните им съпротивления. Контактът със съществуващата облицовка е моделиран чрез нелинейни връзки GAP, задействани само при натиск след преместване в посока към масива по-голямо от зададена ширина на фугата при хидроизолацията.  $K=1\text{E}+10$ .



Фигура 7.7: Схема на мрежата от крайни елементи и нелинейните връзки за Модел 2 с въведени температури по слоеве.

### 7.3.2 Метод за отчитане на физическата нелинейност на облицовка при пожар



Фигура 7.8: Схема на постановката за отчитане на физическата нелинейност при пожар

Предложения метод на решение – Фиг.7.8, е разновидност на метода на простите итерации в математиката за решение на система линейни уравнения и на метода на последователна линеаризация в строителната механика.

Първата стъпка от решението е по стандартната процедура на метода на крайните елементи при еластична постановка при заложен среден еластичен модул  $E_{cm}$  за използвания клас бетон. Първият резултат на първата итерация е получаване на стойността на  $\sigma_2 = ?$ .

На второ място се допуска, че до напрежения  $\sigma_1 = f_{cd}$  работната диаграма на бетона е по линейна зависимост. Тогава може да се запише тригонометричното уравнение:

$$E_1 = E_{cm} = tg \frac{f_{cd}}{\varepsilon_1} \quad (21)$$

от което се определя за всеки слой от облицовката относителната деформация  $\varepsilon_1 = ?$ , което дава стойността на възпрепятстваната деформация и с което първата итерация завършва.

Тази итерация е първия опорен план на итерационната процедура.

Втората итерация започва с решение на тригонометричното уравнение:

$$E_1 = E_{cm} = tg \frac{\sigma_2}{\varepsilon_2} \quad (22)$$

от което се определя за всеки слой относителна деформация  $\varepsilon_2 = ?$

Оттук нататък изчисленията продължават по начина на определяне на секущия модул към работната диаграма на бетона след решение на уравнението:

$$E_2 = tg \frac{f_{cd}}{\varepsilon_2} \quad (23)$$

се определя стойността на напрежението за всеки слой  $\sigma_3 = ?$  с което приключва и втора итерация.

При трета итерация след решение на уравнението:

$$E_2 = tg \frac{\sigma_3}{\varepsilon_3} \quad (24)$$

се определя стойността  $\varepsilon_3 = ?$  и се изчислява за всеки слой новият модул

$$E_3 = tg \frac{f_{cd}}{\varepsilon_3} \quad (25)$$

се изчисляват напреженията  $\sigma_4 = ?$  и приключва трета итерация

Процесът може да бъде обобщен със следните зависимости

$$E_{i-1} = tg \frac{\sigma_i}{\varepsilon_i} \quad \varepsilon_i = ? \quad E_i = tg \frac{f_{cd}}{\varepsilon_i} \quad \sigma_{i+1} = ? \quad (26)$$

Итерациите продължават докато за всеки слой от облицовката разликата в модулите не надвишава 3%. При изпълнение на два критерия  $\sigma_{i+1} \leq f_{cd}$  за бетона и  $\sigma_{a,i+1} \leq f_{yd}$  за армировката се счита, че изчисленията са коректно завършени и процесът е сходящ. В случай, че критерият не може да бъде изпълнен процесът е разходящ и би следвало да се увеличат или дебелината, или класа на бетона, или количеството на армировката.

#### 7.4 Резултати от числен експеримент изследване за пожарно въздействие

Резултатите от използвания метод на изчисление с отчитане на физическата нелинейност, за долните и горни два два слоя от напречното сечение на новата 7-слойната третична облицовка в зоната на свода са представени в Табл.7.2.

Таблица 7.2: Напрежения  $[kN/cm^2]$  в бетона при крайни слоеве 1,2,6,7, долната и горна армировки

Изчисл.	Ширина на фугата за хидроизолация [cm]									
	0		0,375		0,75		1,5		12	
	Първа стъпка	Крайна стъпка	Първа стъпка	Крайна стъпка	Първа стъпка	Крайна стъпка	Първа стъпка	Крайна стъпка	Първа стъпка	Крайна стъпка
Слой № 1	-12,29	-3,53	-10,45	-3,5	-8,66	-3,48	-6,62	-2,64	-7,88	-2,36
2	-8,86	-3,47	-7,03	-3,49	-5,23	-3,69	-3,21	-1,58	-4	-0,78
6	-2,6	-2,62	-0,79	-0,79	0,96	0,022	2,94	0,13	4,01	0,2
7	-2,39	-2,42	-0,59	-0,59	1,17	0,028	3,13	0,13	4,66	0,22
$\sigma_{a1}$	-52,21	-52,42	-41,47	-41,48	-30,98	-30,79	-19,09	-9,6	-22,21	-6,3
$\sigma_{a2}$	-20,29	-20,5	-9,68	-9,7	0,68	0,88	12,34	21,75	17,39	41,24

От резултатите с отчитане на геометричната и физическа нелинейност следват изводи и препоръки:

1. За фуги от 0 до 4мм сечението на вътрешната облицовка при пожар е изцяло натиснато;

2. Максималните напрежения в долната армировка са при ширина на фугата 0мм в размер  $5\ 242\text{кг}/\text{см}^2$ , което надхвърля границата на провлачане за стомана S500;
3. Напреженията в долната армировка са в границите на изчислителното съпротивление при фуга над 5мм;
4. Над 5мм напреженията в бетона и армировката стават двузначни;
5. Напреженията в бетона са под изчислителните за натиск и за опън;
6. Методът дава сходимост по упоменатите критерии на третата итерация;
7. Препоръчителният размер на фугите е от при хидроизолиране е от 5 до 10мм. При фуги над 20мм поведението на облицовката се приближава до свободно разширение.

В числения експеримент не се изследва влиянието на собственото тегло, съсъхването и пълзенето поради благоприятното им въздействие по време на пожар. Това не е пропуск защото реологичните процеси действат благоприятно на пожароустойчивостта. Изследва се най-неблагоприятния момент, който на практика може да се очаква за пожарно въздействие при завършена нова облицовка когато ронделите все още поемат товарите от собствено тегло и не са се развили процеси на съсъхване и пълзене.

## **7.5 Резултати от реален експеримент за локално нагриване**

### **7.5.1 Постановка на експеримента**

За експеримента е използвана газова горелка с топлинна мощност около 13 kW, измерена по количеството изгорена газ. Това означава, че експериментът е 8000 пъти с по-малка мощност от проектния за пожароустойчивост. Бетонът на облицовката с дебелина 15см е армиран с двойна мрежа и е с добавка от полипропиленови нишки. За избора на параметрите на нагриване е търсено удовлетворяване на следните гранични условия, изведени по-горе:

1. Температурата на бетона да достигне над  $100^{\circ}\text{C}$ , за да се провери ефекта от полипропиленовите нишки за контролиране на налягането в бетона срещу разрушение;
2. Температурата на бетона да бъде до  $230^{\circ}\text{C}$ , за да не настъпи разрушение на случаен принцип;
3. Температурата на армировката да не преминава горния препоръчителен праг от  $250^{\circ}\text{C}$ ;
4. Температурата на пламъка да бъде под  $450^{\circ}\text{C}$ . Възприета е температура  $350^{\circ}\text{C}$ .

Върху повърхността на облицовката се разграфява експериментален участък  $1,2/1\text{м}$  с очертана мрежа през  $0,2\text{м}$ . Нагриват се участъци с размери  $1/1\text{м}$ ,  $1,2/1\text{м}$ ,  $0,4/0,4\text{м}$ ,  $0,6/0,8\text{м}$  за период от 1 до 10 минути, със и без отвор.

### **7.5.2 Резултати от експеримента**

1. При провокираните температури, полипропиленовите нишки изпълняват успешно своето предназначение и бетонът няма структурни разрушения;

2. При нагриване на повърхността на тротоарния бетон без полипропиленови нишки се наблюдава откътрване на малки люспи от повърхността;

3. Естествената тяга на проветрение на тунела породена от естествения наклон поражда изразена несиметрия относно центъра на нагриване около т.25 (Фиг.7.9);

4. Температурата в направения отвор не може да бъде измерена точно поради влияние на нагорещения въздух. Предполага се, че теоретично изчисленото разпределение е валидно.

Получените теоретични и експериментални резултати са потвърдени от възникнал пожар в тунела през месец Януари 2023г.



Фиг. 7.9: Разграфена експериментална повърхност и начин на следене на температурата на облицовката

#### 7.6 Заключение и препоръки за практиката от математическото моделиране

1. Предложен е теоретичен метод и математически модел по крайни елементи за отчитане на геометричната и физическа нелинейност при пожарно въздействие върху облицовката;
2. Методът и моделирането са проверени при реален случай от практиката за третична облицовка с дебелина 15см и двойна армировка изпълнена при тунел „Витиня“ и при възникнал пожар през 2023г.;
3. Поради индивидуални решения на хидроизолирането между съществуващата конструкция и новата облицовка се оформя фуга с различна ширина. От размера на тази фуга в съществена степен зависят напреженията в бетона и армировката. Напреженията в армировките сменят знака си, което потвърждава необходимостта от двойно армиране на облицовката;
4. Като следствие от предходния резултат – сигурността на новите и съществуващи облицовки следва да бъдат проверени по предложения алгоритъм. При необходимост съществуващите облицовки следва да бъдат усилены. Практиката с доказване на огнеустойчивостта по членове и таблици по БДС EN 1992-1-2 не съответства на действителността и Еврокод;
5. Препоръчително за практиката е огнеустойчивостта да бъде проверена след реализация на пробен участък за параметри посочени в експеримента за локално нагряване;
6. Направеното изследване, методика и алгоритъм подлежат на развитие като се разработи компютърна програма по метода на крайните елементи при която ще отпаднат ограниченията заложиени в аналитичните методи относно статическата схема и променливата дебелина на облицовката.

# ГЛАВА 8: Мониторинг на ПВР в непосредствена близост до съществуващи магистрални тунели

---

## 8.1 Въведение

Разглеждат се възможностите за контролиране и планиране на границите на възникващия при взривните работи сеизмичен ефект.

По света се ограничават повече параметри освен пиковата скорост и по тази причина в настоящия труд са разработени методика и програма. Предложен е практичен начин за определяне на допълнителните параметри на динамичното въздействие във времевата област (*time domain*) и честотната област (*frequency domain*) при наличие на записани велосиграфи по време на взривяване на скални масиви.

Чрез създадения специализиран софтуер се четат от уреда записаните 3D скорости при взривните работи. По известните формули от физиката и механиката се получават допълнителни графики - XYZ компоненти на скорости, XYZ премествания, XYZ ускорения, периоди на собствени честоти на конструкцията, декремент на затихване и спектри на реагиране. С използването на спектрите на реагиране може да бъде проверена сигурността на съоръженията, а от обработените акселерограми по посоки може да бъде оптимизиран и планиран паспорта за следващите взривни работи. Посредством предложената методика е създадена основа да бъде разработена наредба за безопасно взривяване и дискутираната система на мониторинг да стане неразделна част от проектите по взривни работи.

## 8.2 Уреди за мониторинг на скоростите на трептене на скалния масив и съоръженията

От така данните на конвенционалния софтуер, не може да се добие информация за основното направление на въздействие. Това направление се изменя с напредване на взривните работи и вибрациите в зоната на наличните съоръжения и има влияние върху планиране на разположението, интервалите на закъснение на сериите, количеството взривно вещество и допустимите параметри на динамичните въздействия . За да бъде проследено поведението на съоръжението и в случая на настоящото изследване, записът на скоростта се разлага на компоненти по трите оси X, Y и Z .

## 8.3 Обща постановка на задачата за мониторинг на подземни съоръжения

В хода на извършения мониторинг, на всеки етап от изпълнението на пробивно-взривни работи, след анализ на резултатите от измерванията, проектантите по ПВР корегират параметрите на взривните дейности след всеки етап на взривяване в посока на безопасността..

След извършване на измерванията посредством допълнителни математически обработки и софтуер се получават следните физични величини:

- -относителните деформации „ $\epsilon$ “ при динамично натоварване и разтоварване на средата, напрежения на опън и натиск в средата;
- - графики на ускоренията във времето (акселерограми);
- - графики на преместванията във времето;
- - спектри на реагиране за ускорения, скорости и премествания;
- - определяне на коеф. на затихване на собствените трептения.

При измерванията е зададена семплиращата честота (брой на отчетите в секунда) 2000Hz и изискваните стойности на затихвания на нискочестотните (Low pass) и високочестотните (High pass) филтри в dB.



Фиг.8.4: “Summit M Vipa 120” – DMT на входа на напречен тунел

Освен записи на динамичните трептения, в мониторинга са включени и наблюдение на относителните статични деформации в носещата стоманобетонна конструкция и обшивките на тунелите в периода на етапните взривявания.

В световен мащаб взривните дейности се разделят на два основни вида – близки до съществуващи съоръжения на разстояния до 30м и отдалечени. Слабо изследвани са близките взривове и най-вече тези при които съществуващите съоръжения попадат в епицентъра на взрива каквито са условията в настоящото изследване.

#### 8.4 Настройка на уредите за работа в режим „DIN4150-3”

Съгласно с тези норми, семплиращата честота – броя на отчетите на скоростите в секунда е фиксиран на < 2000 пъти (2000Hz), което осигурява стриктното отчитане на трептения до 300Hz. Използвано е стандартното за “Summit M Vipa 120” 24 битово амплитудно преобразуване на сигнала от аналогов в цифров вид (ADC).

Изискваните стойности на затихвания на нискочестотните (Low pass) и високочестотните (High pass) филтри в dB е автоматично заложено в уреда. Възможен е избор на непрекъснат запис или запис при поява на скорости над зададено тригерно ниво - Vtrig. Избиран е режим на непрекъснат запис на данните в стандартен за геофизиката бинарен формат SEG2;

**Точки на разположение на сеизмографи и деформометри, в които са наблюдавани вибрационни скорости и статични относителни деформации в тунелите за отделните етапи на взривни работи по взривния забой**

По време на всичките етапи на взривните работи са измервани относителните статични деформации с точност 1микрон на база 250000микрона. Не е констатирано увеличаване или намаляване на статичните относителните деформации в околните стоманобетонните конструкции – основни, вторични и нов пръскан бетон. Това означава, че не са

наблюдавани промени на съществуващите вътрешните напрежения в стоманобетонните конструкции вследствие взривните работи.

Сеизмометрите и деформометрите се ситуират в двете тунелни тръби около и във габарита на напречните тунели.

## 8.5 Анализ и сравняване на получените стойности на скоростите на трептене на средата с нормативно допустимите според зададени норми

За оценка на въздействието на взривнит работи върху средата са използвани скоростите на вибрациите на средата (*partical velocity [mm/s]*), породени от взрива. Взривни вълни предизвикват разреждане и стъстяване на средата, които предизвикват относителни деформации в средата  $\varepsilon$ :

$$\varepsilon = V_{\text{изм}} / C_p \quad (1)$$

където:

$\varepsilon$  – относителна деформация при динамично натоварване и разтоварване на средата;  
 $V_{\text{изм}}$  – измерена максимална скорост на трептене на точката, в която е поставен сензора на сеизмографа;

$C_p$  – скорост на разпространение на надлъжните еластични вълни в средата.

Пиковото напрежението на опън-натиск в средата (скала или стоманобетонни конструкции), вследствие на взривни работи може да бъде получено по формулата:

$$\sigma = E_m \cdot \varepsilon \quad (2)$$

Връзката между регистрираните относителни деформации  $\varepsilon$  при динамичното натоварване и разтоварване на средите породено от сеизмичните вълни и степените на сеизмичната интензивност от много извършени у нас изследвания има вида:

$$I = 3,3219 \lg \varepsilon + 19,2876 \quad (3)$$

където:

$I$  – степен на сеизмичната интензивност по дванадесетстепенната скалата на МШК-Д

$\varepsilon$  – относителна деформация при динамично натоварване и разтоварване на средата.

След получаване на гореуказаните параметри следва стойностите им да се сравнят с нормативно допустимите, съгласно с действащите норми в дадената страна.

Приема се, че въздействието върху конструкцията е еквивалентно на съответната степен на сеизмичност. За преценката на сигурността се използват качествени критерии. По резултатите от мониторинга може да се заключи, че проведените взривни работи са в безопасната зона по скалата на МШК. Подобен подход на принципа на черната кутия е недостатъчен за оценка на сигурността на наличните скален масив и съоръжения.

В подкрепа на тезата на недостатъчност на нашите норми е подходът на някои страни от велосиграмите да бъде получена допълнителна информация, която да бъде база за изчислителна оценка върху съоръженията. Такива опити са немските, френските и шведски норми (*Vibration standards for different countries/Researches*). В тези норми се дефинират допустими скорости (ускорения, премествания) като **функция на честотата на въздействието**.

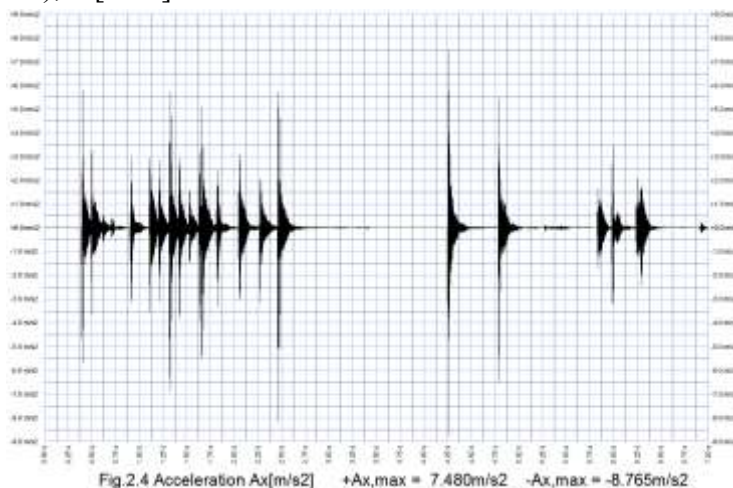
Въпреки направените опити за внасяне на конкретност с отчитане на допълнителни параметри и цитираните норми в Европа и САЩ, заложените изисквания не дават възможност за адекватна оценка на въздействието на взрив в епицентъра на съществуващи съоръжения. Тази неадекватност произтича от факта, че тези норми са съставени за механизми с контролирана принудена честота на вибрациите. При взрива няма контрол на честотите и подобен модел не може да бъде приложен. Отчитаните моментни високи 39

скорости без оглед на придружаващата честота в същия момент може и да нямат отношение към натоварването на скалния масив и съоръженията.

## 8.6 Софтуерна обработка на записаните скорости за генериране на акселерограми и премествания във времева област

За определяне на стойностите на ускоренията във времето (акселерограма), със записаните в уреда скорости е необходимо да се извърши числено диференциране(Фиг.8.9):

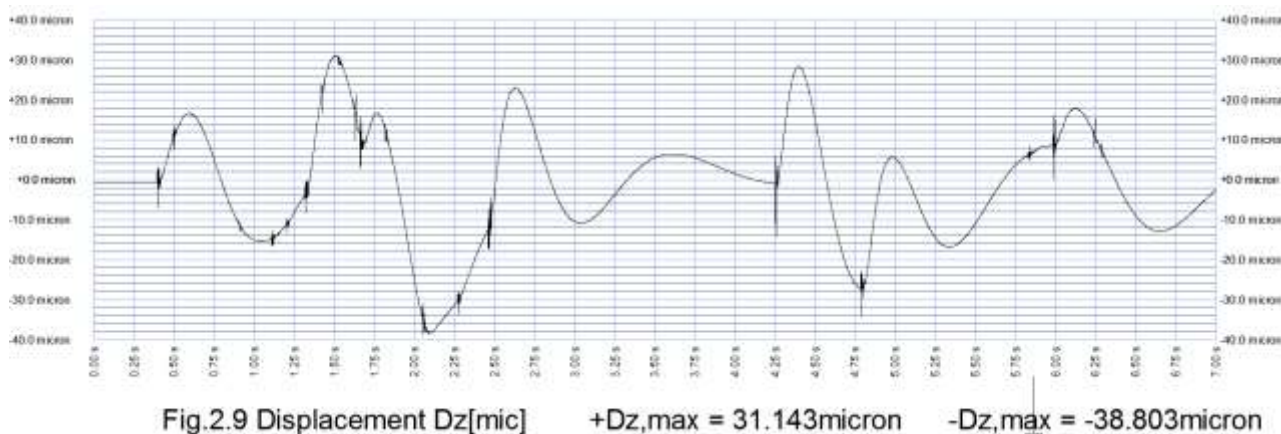
$$a_{i+1} = V_{i+1} - V_i / (t_{i+1} - t_i); \quad [m/s^2] \quad (4)$$



Фиг.8.9: Получена акселерограма по направление X

Стойностите на преместванията във времето може да бъдат получени чрез числено интегриране на записаните скорости (Фиг.8.10):

$$u_{i+1} = u_0 + u_i + (V_i + V_{i+1}) / 2 * (t_{i+1} - t_i); \quad [mm] \quad (5)$$



Фиг.8.10: Стойности на преместванията по направление Z

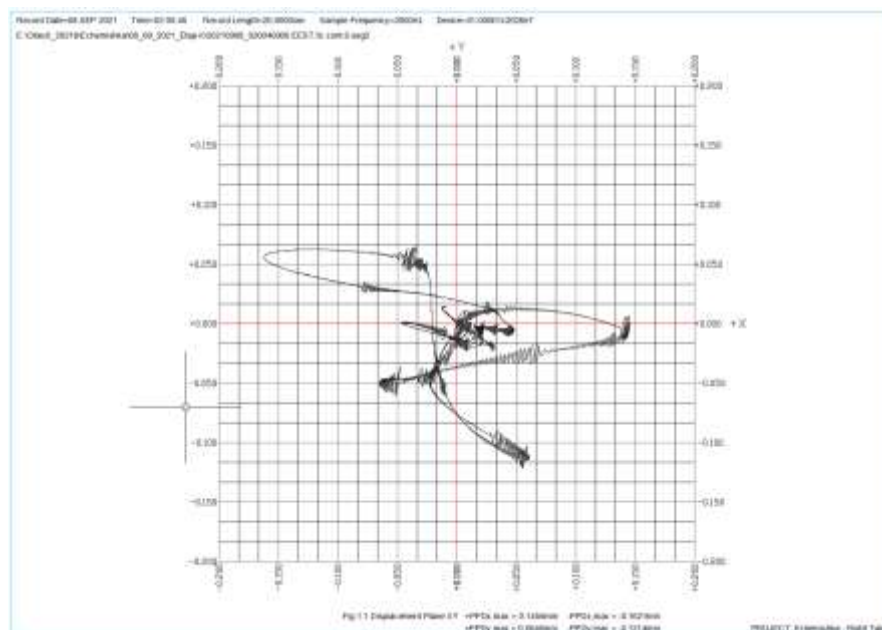
С фрагмент от междинен етап на изследването ще бъдат демонстрирани резултатите от софтуерно обработените данни за функциониращата дясна тръба на тунел „Ечемишка“. Посока „X“ е направлението на магистралните тунели, а „Y“ е по направление на прокопаваните напречни тунелни връзки.

В хода на етапите на взривяване, скоростите и ускоренията запазват направлението си по посоката на напредъка в напречните тунели, т.е посока „Y“. С приближаване до дясната тръба нарастват.

За преместванията няма еднозначно направление. До пети етап на взривните работи максималните стойности са в посока „Y“ на напредъка на напречните тунели. От шестия до последния осми етап при достигането на 7м от дясната тръба, максималните премествания се ориентират в посока по „X“ в направлението на магистралните тунели. Смяната на ориентацията се дължи на три фактора – еластичния отпор на дясната тръба, направените допълнителни подкопи в ядровата зона на взривяване в напречните тунели и слоистостта на скалната основа.

На Фиг.8.14 е представено 3D съотношението между двете главни направления на преместванията, а на Фиг.8.15 е показано влиянието по вертикалата на преместването в посока „X“. В тази посока масовите премествания са от 0,3 до 0,5мм. Но за оценка на въздействието е взето максималното преместване, регистрирано в последния, осми етап от взривните работи 1,5мм. Тази стойност е твърде малък размер на преместванията, който няма да предизвика нарушения в скалата. Доказателство за безвредността на премествания от порядъка на 1,5мм е сравнението с изчислените в проекта по част конструктивна 90мм премествания в скалния масив при сеизмично въздействие. Т.е регистрираните екстремални премествания са около 1.5% от деформациите възникващи при земетръсното въздействие, което е пренебрежимо малък порядък и няма да предизвика наченки на нарушения в скалния масив.

Измерените стойности на скоростите и премествания са регистрирани в дясната функционираща тръба. По тази причина в изложението ще бъдат коментирани екстремални стойности на измерените в дясната тръба параметри. В ремонтираната лява тръба са регистрирани значително по-малки стойности на контролираните параметри.



Фиг.8.14: 3D графика на скорости по „X“ и „Y“

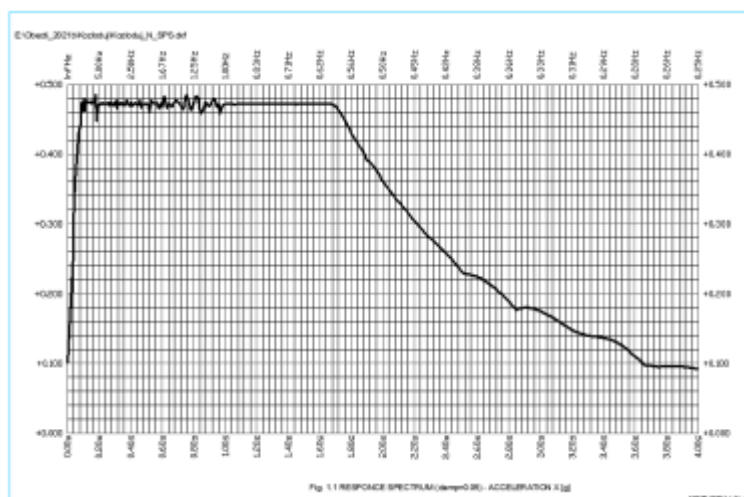
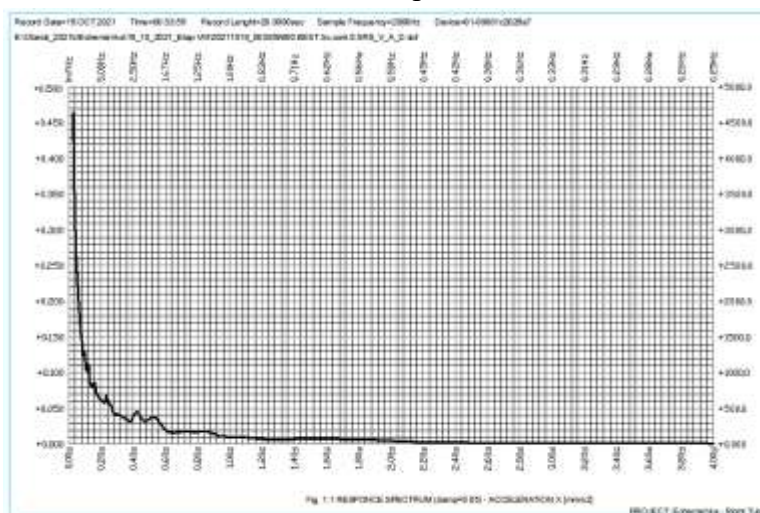
### 8.6.1 Определяне на амплитуди в честотната област – спектър на релативните ускорения (RA), релативните скорости (RV) и релативните премествания (RD). Спектър на псевдоускоренията (PRA) и псевдоскорости (PRV)

Преминаването на данни от времевата област в честотната област ( съставяне на зависимост Амплитуда-Честота) може да бъде извършено по два принципно различни начина:

- Разлагане на получената акселерограма в ред на Фурие чрез метода FFT (бърза трансформация на Фурие ) – опция разпространена в използваните в практиката софтуери. 41

Този метод не е подходящ за анализ на строителни конструкции, тъй като не може директно да бъде отчетено затихването на средата или на съоръженията.

- Директно интегриране на уравнението на движението на определен брой демферирани едномасови осцилатори със зададени собствени честоти при входно въздействие измерената акселерограма. За всеки осцилатор се задава стойност на коефициента на затихване  $C$  като % от критичното затихване (например 2% до 5%).



Фиг.8.18: Получен спектър на реагиране (SRS) за  $V_y$ [mm/s],  $\xi=0,05$ ; а - спектър на тунел „Ечемшика“ от акселерограма при 8-ми етап на взривяване; б- спектър получен от акселерограма на АЕЦ „Козлодуй“

След решаване на уравнението на движение по метода на Рунге-Кута от акселерограмата на взривните дейности се генерира спектъра на реагиране(Фиг.8.18а). За сравнение на новополучената спектрограма на взрива с теорията на земетръса е показан и генериран спектър от земетръсна аксерерограма на АЕЦ“ Козлодуй. Спектърът при взривните работи няма аналогична структура като земетръсния спектър(Фиг.8.18б). Първо стойностите на получените в точките на измерване на разстояние по-голямо от зоната на възможни нарушения на взрива 4,5м в съответствие с фактите в т.8.7, при взривяване ускоренията като част от земното ускорение са значително по-ниски, т.е породените сеизмични сили са относително малки. Второ – при взривните работи липсва хоризонтален участък с високи стойности на ускоренията. Спектърът на взрива е построен за максималните стойности на скоростите, получени при 8-ми етап на взривяване.

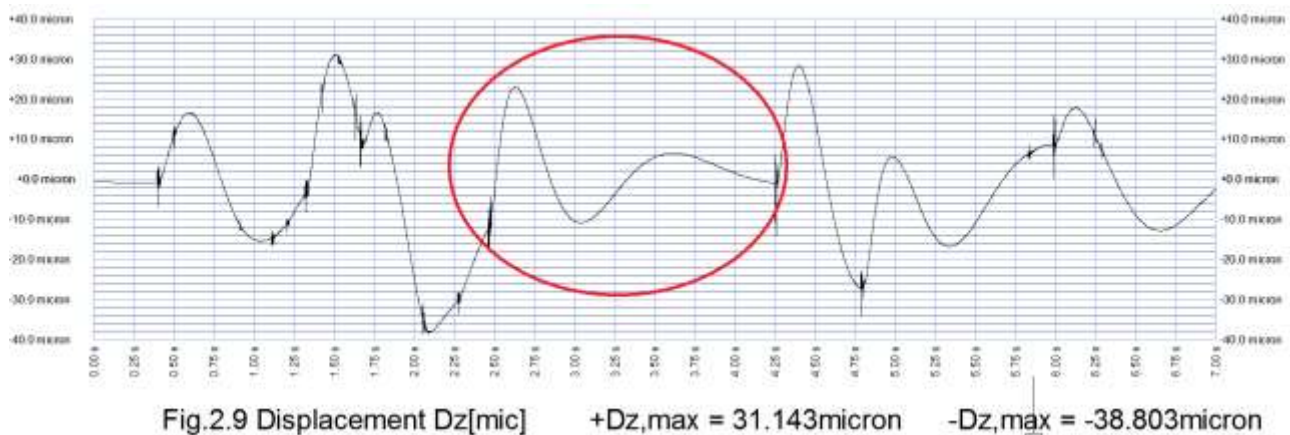
От получените акселерограми и спектри на реагиране, по методиката на сеизмично изследване по МКЕ чрез спектър на реагиране може да бъде определена стойността на 42

коэффициента на ускоренията и при необходимост да бъде проверена сигурността на съществуващите съоръжения в близост до динамичното въздействие. За да бъдат избегнати честотните вариации при ползване на конкретни акселерограми е препоръчително да се използва и обвивен SRS спектър на реагиране, получен от няколко акселерограми.

Като пример ще бъдат дискутирани резултатите от изследване на третичната облицовка в дясната функционираща тръба. Ако бъде разгледан граничния случай като самостоятелна дъгова конструкция без съдействие на първичната и вторична облицовки, периодът на собствени трептения на тази система е 1 сек и честотата е 1 Hz. Тогава от спектъра на реагиране на (Фиг.8.18а) се определя отношението между индуцираните ускорения и земното ускорение стойност 0,01, което поражда 15 пъти по-малко сеизмично въздействие в сравнение с проектната стойност 0,15. Дори да бъде допусната по неотчетени в модела взаимодействия с основната облицовка и хидроизолацията двойно по-малка честота на собствените трептения 0,5 Hz, тогава от същата фигура за отношението на ускоренията се отчита 0,05. Това отношение е три пъти по-малко от проектното и не може дори в този хипотетичен случай да предизвика по-голяма от безопасната четвърта степен на земетръс.

### 8.6.2 Определяне на собствените честоти на скалния масив или конструкция на наличните съоръжения

Вследствие на взривните въздействия, скалният масив (или конструкцията) се привежда в трептения, които след приключване на въздействието преминават в свободни затихващи трептения. Периодът на трептене на конструкцията е равен на времето между два пика на синусоидата. Коэффициентът на затихване на средата се определя от времето при което амплитудата намалява 2 пъти (Фиг.8.19).



Фиг.8.19: Графика за определяне на периода на трептене и коефициента на затихване

### 8.6.3 Възможност за опитно определяне на скоростта на надлъжните вълни $C_p$

При монтиране на два велосиметъра на разстояние  $L$  е възможно да се определи скоростта на надлъжните вълни  $C_p$  по времето  $\Delta t$  на закъснението на един и същи динамичен пик:

$$C_p = L / \Delta t \quad (6)$$

За получаването на прецизни резултати, измервателните сензори са твърдо фиксирани със сегментни анкери M10 към съществуващи бетонни конструкции на водосток и фундамент за кула по следният начин:

„Sensor 1841ebab“ е разположен на 150m от взривният фронт, а „Sensor 1d113bcc“ на 300m.

Констатира се, че времето на забавянето на фронта на вибрациите между „Sensor 1841ebab“ и „Sensor 1d113bcc“ е равно на 0,1s. Оттук определяме скоростта на фронтната вълна:

$$C_p = 150,0 / 0,1 = 1500\text{m/s.}$$

По този начин получената скорост е извън зоната на взривния източник и има основание да се смята, че това е скоростта на земната среда. Подобен ефект е залегнал в нормите за сеизмични въздействия, което е близо до природата на взривните работи. Основната разлика е, че хипоцентърът на земния трясък е на десетки километри и до съоръженията достига филтрирано въздействие. По тази причина скоростите на отделните геоложки разновидности в земетръсните норми са с постоянни стойности. При взривните работи дискуссионен остава проблемът доколко скоростта на средата е свързана с параметрите на мощността на взрива, вида взривно вещество, проекта за взривяване и разстоянието до източника на взрива. За разрешаване на този проблем се налага да бъдат проведени допълнителни тестове с вариране на посочените параметри.

Изброените резултати от всеки наблюдаван етап са обработват и предават на проектанта на взривните работи за оценка и оптимизация (намаляване) на количеството взрив за следващия етап на взривяване.

### **8.7 Оценка на степента на опасност от проведените взривни работи по допълнителни критерии**

Оценката е предназначена да даде категоричен отговор дали вибрациите от енергията на даден етап от взривните работи може да причини увреждане на скалната маса и съществуващите съоръжения. Възможната степен на динамично въздействие не е функция само на нивото на възбудените от взрива ударни вибрации, но и на характеристиките на вместващата среда като здравината на скалите, геоложките особености, еластичния отпор на масива и съоръженията и др. фактори.

Най-достоверни източници в практиката са проучвания на отделни изследователи, които са потърсили връзката между нивата на ударна вибрация и повредите в подземни условия на скалния масив и изградени съоръжения.

Oriard (1982) констатира, че в повечето скални маси започва процес на нарушение при скорост на частиците по-висока 635 mm/s. Liu et al. (1998) прави съобщение, че нови нарушения в скалите се образуват при скорост на частиците от 1350 mm/s, съществуващите пукнатини се отварят при скорост на частиците 420 mm/s. В случай, че в близост има армиран пръскан бетон, McCreath et al. (1994) установява, че бетонът запазва своята функционалност и придобива незначителни повреди, когато пропуска скорости на вибрации от 1500 до 2000 mm/s, причинени от близко взривяване в границите на 30м.

Поради тази причина армираният пръскан бетон е в състояние да остане годен за експлоатация дори да бъдат прехвърлени праговете стойности на скоростта на частиците, при които се очаква скалите да бъдат разрушени.

Ефектът на разтрошаване от взривяването в отделни пластове и в цялостния скален масив се ограничава до разстояние равно на няколко пъти диаметъра на взривната дупка. Изследванията показват, че разширението на съществуващи пукнатини в скалната маса е ограничено до разстояние от 80 до 108 диаметъра на взривната дупка (диаметър на заряда) или 4,5 m в повечето случаи. Скоростите на частиците на това разстояние са в границите от 300 до 400 mm/s. При проведен мониторинг за прокаране на тунел в близост до съществуващи отводнителни галерии с използване на взривни работи в САЩ се достига до ограничение на безопасните скорости до 500 mm/s. До този резултат се достига след провеждане на обемни и специфични за обекта експерименти и измервания на интензитета на деформации и ударни вибрации, при отчитане условията на геологията, взривната техника и направена оценка на щетите при взрив (Джак Бърк, 2003 г.).

Повечето изследователи свързват уврежданията в скалите със скоростта на материала, предизвикана от взривните вълни. От публикуване на многобройни опити може да се заключи, че нарушения в скалите не възникват при измерени скорости на масива 250 mm/s

При скорости на скалните компоненти между 254 mm/s и 635 mm/s се достига до незначителни микропукнатини причинени от опънни напрежения съпроводени с пренебрежимо раздробяване на вместиращите скали и близките дренажни галерии.

В някои случаи долната граница на безопасност за оценка на заряда, предвидените закъснения и направените екраниращи отвори по контура се ограничава до 212 мм/сек .

За контрол на деформациите на тунелния профил в най-кратък срок след взривяване се налага да бъде изпълнен армиран пръскан бетон и при необходимост анкери. Най-важно е анкерите да са закотвени в здрави скали, които при изпълнение на взривните работи да не бъдат нарушени.

При праговата граница на скоростта 212 mm/s експериментите са потвърдили безопасна граница на разстоянието до съществуващ обект 10м. Разстоянието е изчислено от уравнението за прогнозиране и потвърдено от проведените измервания в скалния масив.

В конкретния случай на мониторинг на взривните работи в тунел „Ечемишка“ скоростите не надвишават 98 mm/s, са над 2 пъти по-ниски от долната прагова граница на безопасност за обекти в непосредствена близост до взрива. Също следва изводът, че предвиденото в проекта по взривни работи безопасно разстояние т.е до тунела в дясната тръба 7м е напълно безопасно. По-долу ще бъде направена и числена оценка на това твърдение.

Индуцираната относителна деформация, предизвикана от скоростта на скалните частици при измерена максимална стойност 98 mm/s може да се изчисли чрез уравнение (7):

$$\varepsilon = V_{\text{изм}}/C_p \quad (7)$$

$$\varepsilon = 98 / (2500 * 1000) = 0.000176$$

където:

$\varepsilon$  = индуцирана относителна деформация;

$V_{\text{изм}}$  = измерената скорост на скалните частици [m/s];

$C_p$  = скорост на вълните в скалната среда на тунел „Ечемишка“, (m/s).

Деформацията за разрушаване на опън може да бъде изчислена чрез Уравнение(8):

$$\varepsilon_t = \sigma_t/E \quad (8)$$

$$12.6\text{MPa} / 10 \text{GPa} = 0.00126$$

където:

$\varepsilon_t$  = деформация при разрушаване на опън;

$\sigma_t$  = якост на опън на скалата (MPa) и  $E$  = модул на еластичност (MPa).

Индуцираната деформация при измереното максимално ниво на скоростите в етап VIII е 3% процента от разрушаването на опън.

По данни на голям брой изследователи, когато в дадена скала динамичното опънно напрежение  $\sigma$  е 14% от граничното, то се счита, че пукнатини вследствие на взривните работи не се получават. В случая максималната стойност на напрежението в скалата е 3% от граничното, което е над 4 пъти под доказаната безопасна стойност на скоростите. Фактът се потвърждава от липсата на констатации за нови пукнатини.

Може да бъде направен **обобщен извод**, че при мониторинга на ударните вибрации в близост до източника на взривните работи е достигнат безопасен праг на измерените скорости. Скоростите са сравнени с критерии за увреждане на скалния масив, установени при други обекти в сходни условия на взривни дейности. Конкретното състояние на скалния масив след взривовете е установено от деформацията на разрушение на опън.

Максималната стойност на напрежението е 3% от якостта на опън на скалите, което е над 4 пъти под установения в практиката минимален праг от 14%.

## 8.8 Заключение. Изводи и препоръки

1. Достигнатите при взривяването най-високи стойности на скоростите, ускоренията и преместванията са безопасни за скалния масив и тунелите;
2. След всеки етап на взривяване е правен анализ на причините за получаване на различни пикови скорости в някои серии взривове и са давани препоръки как при следващите етапи пиковите в тези серии да бъдат минимизирани и изравнени. От акселерограмите са уточнявани сериите на взривяване, закъснението, количеството ВВ, последователността и разположението на зарядите;
3. След всеки взрив е направен анализ на зърнометричния състав на отбития скален материал и с цел намаляване на риска е препоръчвано прецизиране на количеството взривно вещество;
4. Следен е ефекта за оформяне на контура на откопаване на новите тунели и са давани препоръки контурните заряди да бъдат сменени с екраниращи отвори имащи подходяща гъстота и дълбочина.
5. При приближаване до съществуваща тунелна тръба са давани препоръки на Проектанта на взривните работи за актуализиране на всеки следващ етап на взривяване;
6. При измервания по отношение на изменения в широчината на дилатационните фуги между отделните кампади ( $L=30\text{m}$ ) в рамките на приблизително 2 месеца е констатирано минимално свиване на кампадите от около  $0.2\text{mm}$ , което съответства на проектното скъсяване на кампада ( $L=30\text{m}$ ) от  $\Delta t = -10^\circ$ . Не са наблюдавани и скъсяване на поставените гипсови марки в съществуващата пукнатина преди започване на взривните работи над арката на новата галерия страна Варна.

От анализа на резултатите на проведените взривни работи се вижда, че подлежащите на контролиране пикови стойности на скоростта и преместванията са в рамките на безопасната зона и няма причини за съмнения относно съхранението на скалния масив и тунелните съоръжения. Не са наблюдавани визуални промени в двата тунела и образуване на пукнатитни.

Като общо заключение, освен казаното по-горе, трябва в бъдеще при взривяване в разломни зони да бъдат използвани два основни подхода:

- Уточняването на количеството ВВ не трябва да бъде както обикновено „отгоре-надолу“, а да се започва с минимални количества ВВ и при необходимост количествата да се увеличават, т.е. подходът да бъде „отдолу-нагоре“;
- При взривяване в усложнени геоложки условия количеството ВВ и косвено отбитата скална маса да не бъдат основен критерий за заплащане на взривните работи, а критерий да стане риска при изпълнение на подобни задачи.

Разгледан е по-сложния случай при взривяване в обхвата на съществуващи съоръжения. Но аварии се регистрират и при взривни дейности за нови тунели. Поради този факт следва да бъдат прецизирани и ПВР при ново строителство. Походът може да бъде използван за оценка на динамичните въздействия при кариери за скални материали и при оценка на динамичното поведение на изградените мостове и сгради.

# ГЛАВА 9: Изследване на реконструкция и усилване на укрепителна стена с премостване тип полутунел

## 9.1 Въведение в проблема

Все по-актуален случай в практиката са прецеденти при които съществуващите укрепителни стени в петата на срутищни и свлачищно-срутищни склонове трябва да реконструирани като полутунели. Актуалността на проблема се обуславя от три основни фактора: /1/ климатичните промени, /2/ недостатъчните средства влагани от държавата за обезопасяване на проблемни откоси и /3/ укрепителни мероприятия се изпълняват от фирми, които нямат опит и подценяват геотехническите проблеми.

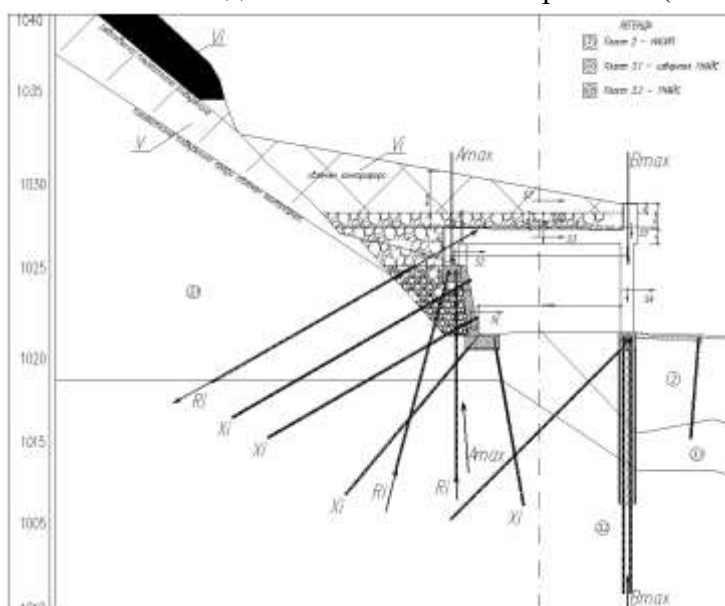
С полутунела се усилва съществуващата укрепителна стена и се обезопасява пътния трафик.

## 9.2 Анализ на съществуващата практика за проектиране на полутунели

Нормативната база не третира нито нови строежи нито реконструкция при създаване на полутунели. Няма база за създаване на качествени премостващи съоръжения.

## 9.3 Определяне обема на задържаната маса грунт върху премостването на полутунела

Решението на този проблем е от първостепенна важност за планирането и сигурността на съоръжението. Геотехническата задача изисква стъпково решение(Фиг.9.1).



Фиг.9.1: Конструктивна схема на изчислителния модел при реконструкция с полутунел

### 9.3.1 Първа стъпка – Намиране на общия обем на потенциално свлечен грунт преди направа на полутунел

Извършва се геотехническо моделиране на съществуващото положение на откоса и укрепителната стена. От намерената плъзгателна повърхнина за статична комбинация се намира обема “V” на потенциално свличаща се грунтова маса при която настъпва равновесие на откоса. След изчисление на резултатите се предприемат временни мерки за стабилизация по строително състояние.

При скални откоси се изследва движението на скални блокове. Има две допълнителни дейности в сравнение с реконструкцията при свлачища - оценява се потенциалната възможност за откъсване и се изследват траекториите на скалните късове и свързаните с тях изчислителни параметри.

### 9.3.2 Втора и последващи стъпки – Определяне на обема свлечена/срутена маса и дефиниране на товарите върху съоръжението

Целта на решението на тази геотехническата задача е как свлачището/срутището да бъде провокирано да изгради контрафорс за собственото си възпиране.

Предлага се итерационно решение на отделни етапи. При стартиране на процедурата следва да бъдат отчетени временните мерки за стабилизация на откоса по време на изпълнение на съоръжението – например предпазни мрежи. Изследва се първата възможна плъзгателна или разрушителна повърхнина над временното укрепване или в зона с намалено укрепване. За определения обем “ $V_i$ ” се конструират възможни форми на насипния контрафорс върху премостването на полутунела.

Конструирането на обема върху полутунела си определя от две ограничителни условия. Първо – височината на борда да позволи безопасното акумулиране на разрушения обем от свлачището/срутището. От тези две изисквания се определя височината  $H_{1,var}$ :

$$H_{1,VAR} = \max(\text{кинематично решение; достатъчност подпирание на контрафорс}) \quad (2)$$

Второто условие е да бъде гарантиран безопасен наклон на един и същи обем “ $V_i$ ” акумулиран материал. За реализиране на обосновения вариант се изследват границите в които може да се изменя ъгълът на откоса на свлечения материал. Горната граница на високата част на насипния контрафорс  $H_{2,var}$  изведена в общ вид е:

$$H_{2,VAR} = H_{1,VAR} + k.L \quad (3)$$

при „ $k$ “ в границите от 0,1 до 0,6 по преценка на всяка конкретна геология.

Процесът на нарастване на свлечения контрафорс става на етапи при които се увеличава височината на предпазния борд до момента при който бъдат удовлетворени две условия за устойчивост с изчислителни характеристики на откоса и стабилизиране на свлечените обеми:

$$F_s = 1 \quad \text{и} \quad V_i = V_{i-1} \quad (4)$$

### 9.3.3 Товари от свлечен контрафорс. Изчислителен товар за оразмеряване на плочата

Първата особеност е при определянето на обемната маса на грунта. Следва да се има в предвид наличието на предпазен слой, който е с по-висока плътност, т.е би следвало да се работи със осреднена обемна маса  $\gamma_{md}$ . Обемната маса на стоманобетона се отбелязва с  $\gamma_{concr}$

Втората особеност произтича от възможното натрупване в средната зона на премостването. За компенсиране на подобен тип претоварване след изследване на няколко възможни профила може да се препоръча за коефициента на претоварване вместо 1,35 да бъде 1,5.

Изчислителните товари съвместно теглото на плочата и хидроизолацията са:

$$P_{1,d} = 1,5.H_{1,VAR} \cdot \gamma_{md} + 1,35.(h_{hyd} \gamma_{hyd} + h_c \gamma_{concr}) ;$$

$$P_{2,d} = 1,5.(H_{1,VAR} + k.L) \cdot \gamma_{md} + 1,35.(h_{hyd} \gamma_{hyd} + h_c \gamma_{concr}) \quad (5)$$

## 9.4 Определяне на параметрите за формиране на изчислителния модел на полутунела – плоча, колони и връзката със съществуващата стена

### 9.4.1 Определяне на дебелината и армирането на премостващата плоча

Като начална приблизителна стойност на дебелината на плочата след проведени изследвания може да се приеме  $d = (\frac{1}{10} \rightarrow \frac{1}{11})L$ .

#### 9.4.1.1 Проверка по крайни гранични състояния

Първо гранично състояние се проверява за максималните моменти и срязващи сили, получени от статични и земетръсна комбинации..

А). Проверка за огъващи моменти

След провеждане на числени експерименти е установено, че опънната и натиковата армировка са в отношение 1:0.5, т.е:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = A_{s1} + 0,5A_{s1} = 1,5A_{s1} \quad (6)$$

Резултатите при три класа бетони показват, че с увеличение на класа нарастването на граничния огъващ момент за най-често използваните бетони варира до 5%, което е основание да бъде приета обвивната стойност за увеличение на граничния момент 1.5.

Като бъде възприет минималния клас бетон употребяван в инфраструктурните конструкции за граничния огъващ момент се получава:

$$M_{Rd} = 1,5 \cdot 0,295 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 0,4425 \cdot 20 \cdot 1 \cdot d^2 = 8,85 \cdot d^2 [MNm] \quad (7)$$

В резултат на изведената трансформация може да бъде направена проверка на първото необходимо условие за приетата дебелина на плочата за изчислителния огъващ момент  $M_{Ed}$ :

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = 8,85 \cdot d^2 \quad (8)$$

Б) Проверка за напречни сили

Проверката за максимална напречна сила  $V_{Ed}$  е необходима, за да бъде избегнато технологично затруднение от изпълнение на огънати пръти при опорите на полутунела.

При изчисление на напречните сили при премостващата плоча следва да бъдат изчислявани с отчитане на сводовия ефект на разстояние  $d$  от опората на изчислителния модел, т.е:

$$V_{Ed} = A_{\max} - \Delta V \quad (9)$$

където  $A_{\max} = \frac{L}{6}(P_{1,d} + 2P_{2,d})$  е максималната реакция в изчислителния модел на премостването.

За приетото правило при инфраструктурни строежи за клас на бетона C30/37 и установен с експериментални изчисления ефективен процент на армиране 1%, за граничната срязваща сила се извежда зависимостта:

$$V_{Rd} = 0,372(1 + \sqrt{\frac{0,2}{d}}) \cdot d [MN] \quad (10)$$

Проверката на второто необходимо условие на дебелината по първо гранично състояние е :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = 0,372(1 + \sqrt{\frac{0,2}{d}}).d \quad (11)$$

При удовлетворяване на тези две условия проверката на дебелината на плочата по първо гранично състояние е завършена. С изведените опростени формули може да бъде направено превантивно и окончателно обезопасяване на носещата способностна премостването.

#### 9.4.1.2 Проверка по експлоатационни гранични състояния

##### Провисване

Подценяването на този етап от изчисленията може да доведе до аварийно състояние поради голямата стойност на постоянния товар. Оценяват се негативните ефекти от пълзенето и съсъхването.

Характеристичните товари при  $H_{1,VAR}$  и  $H_{2,VAR}$  в съответствие с (5) са:

$$P_{1,k} = H_{1,VAR} \cdot \gamma_{md} + (h_{hyd} \gamma_{hyd} + h_c \gamma_{concr}); \quad P_{2,k} = (H_{1,VAR} + k \cdot L) \cdot \gamma_{md} + (h_{hyd} \gamma_{hyd} + h_c \gamma_{concr}) \quad (12)$$

Тогава за огъвощия момент се извежда изразът:

$$M(x) = \frac{L}{6}(2P_{1,k} + P_{2,k})x - \frac{P_{1,k}x^2}{2} - \frac{(P_{2,k} - P_{1,k})x^3}{6L} \quad (13)$$

След  $\frac{dM(x)}{dx} = 0$  се определя разстоянието от опора „В“ на което моментът достига максимална стойност:

$$x = 2L \left[ -\frac{P_{1,k}}{2} + \sqrt{\left(\frac{P_{1,k}}{2}\right)^2 - \frac{(P_{2,k} - P_{1,k})(2P_{1,k} + P_{2,k})}{12}} \right] / (P_{2,k} - P_{1,k}) \quad (14)$$

Общата кривина като сбор на ефектите на пълзене и съсъхване е:

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \left(\frac{1}{r}\right)_M + \left(\frac{1}{r}\right)_{c_s} \quad (15)$$

За бетон клас C30/37, височина на ненапукано сечение 0.44d, височина на напукано сечение 0.58d,  $A_{s2} = 0,5A_{s1}$ , при отчитане на бетоново покритие 50мм, след алгебрични преобразувания за необходимите геометрични характеристики са изведени следните опростени зависимости:

$$\begin{aligned} S_I &= 0,172 \cdot A_{s1} \cdot d \\ S_{II} &= 0,384 \cdot A_{s1} \cdot d \\ I_I &= 108,16 \cdot d^3 + 7,34 \cdot A_{s1} d^2 \\ I_{II} &= 28,39 \cdot d^3 + 9,28 \cdot A_{s1} d^2 \end{aligned} \quad (16)$$

Зависимостите са валидни при заместване на параметрите в [мм] при  $E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = \frac{32800}{4} = 8200 [N/mm^2]$  и  $\alpha = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200000}{8200} = 24,39$

Оттук може да бъде определена зависимостта:

$$S_{II} = \frac{S_I}{0,45} \quad (17)$$

За намиране на зависимост между инерционните моменти в ненапукано и напукано състояние се използва изведеното практическо правило за среден процент на армиране 1%, т.е:

$$A_{s1} = 10d \quad (18)$$

Тогава за инерционните моменти по зависимости (15) се получава:

$$I_I = 181,56.d^3 \text{ и } I_{II} = 121,19.d^3 \quad (19)$$

откъдето следва, че двата инерционни момента се намират в следната зависимост:

$$I_{II} = 0,67.I_I \quad (20)$$

След преработка на израза за кривината с отчитане на пълзенето и съсъхването се извеждат изразите:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_M = \frac{2,86.10^{-4}}{I_I} M_{QP} \text{ и } \left(\frac{1}{r}\right)_{Cs} = 38687,79.10^{-6} \frac{S_I}{I_I} \quad (21)$$

За общата кривина по формула (14) се получава:

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \frac{10^{-4}}{I_I} (2,86.M_{QP} + 386,87.S_I) \quad (22)$$

За провисването след преработка на израза  $f = \int_0^L M_{1,x} \left(\frac{1}{r}\right) dx$  при отчитане на опорните условия след реализация на пълзенето и съсъхването се достига до израза:

$$f = \frac{10^{-5}}{I_I} (2,86.M_{QP} + 386,87.S_I).L^2 [mm] \quad (23)$$

Изведената опростена формула дава отклонения от точното решение в границите от 3 до 8,7% и може да бъде прилагана в практиката с цел избягване на непредвидени дефекти.

Във формулата се отчита действителната опънна армировка в съответствие със зависимости (15).

Но в случай, че процентът на армиране в практиката най-често е около 1% и при използване на формули (18) и (19), за провисването може директно да бъде приложен израза:

$$f = \frac{10^{-5}}{185,56.d^3} (2,86.M_{QP} + 665,42.d^2).L^2 [mm] \quad (24)$$

## Пукнатини

При проверката на пукнатини на полутунелите има две особености. Първата особеност е при изчислението на напреженията в опънната армировка. За разлика от останалите надземни конструкции при които по Еврокод 2 се допуска намаление на експлоатационния товар с коефициент на редукция

$\psi_2 < 1$ , при полутунелите се предвижда дълговременно действие на максималния товар т.е  $\psi_2 = 1$ . Тогава формулата от нормите за случая на полутунели се изменя по следния начин:

$$\sigma_s = \frac{f_{yk} \sum P_k A_{s,req}}{\gamma_s \sum P_d A_{s,prov}} \quad (25)$$

където  $\frac{\sum P_k}{\sum P_d}$  е отношението между резултантните характеристични и гранични въздействия, а  $\frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}}$  е отношение между необходимата и реално вложената опънна армировка определени при най-неблагоприятна комбинация на натоварване.

Втората особеност произтича от факта, че максималната опънна армировка в общия случай е получена при оразмеряване от ударно въздействие на скални късове или от енергията при внезапно свличане, т.е армировката е определена от усилия породени от динамични товари. Тези товари не следва да бъдат отчитани при изчисление за пукнатини тъй като широчината на пукнатините по нормите се изчислява за квазипостоянна комбинация на въздействията от максимално засипване на премостването. Оттук произтича и нова модификация на формула (25) с отношението между оразмерителните моменти от статични и динамични товари  $\frac{M_{d,stat}}{M_{d,dinam}}$ :

$$\sigma_s = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \frac{\sum P_k}{\sum P_d} \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \frac{M_{d,stat}}{M_{d,dinam}} \quad (26)$$

Останалите формули по нормите се уточняват по следния начин:

$$\alpha_c = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000}{32800} = 6,09 \quad \text{за бетон клас C30/37}$$

$$\rho_{eff} = \frac{A_{s,prov}}{1000 \cdot h_{c,eff}}$$

$$h_{c,eff} = \min[2,5(h-d); (h-0,44 \cdot d) / 3] \quad (27)$$

$$s_{r,max} = 1,3(h-x)$$

$$k_t = 0,4 \quad \text{за продължително действащ товар}$$

$$w_k = s_{r,max} \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_c \cdot \rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot s_{r,max} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (28)$$

Ефективността, достоверността и опростеното приложение на изведените зависимости е демонстрирана с пример от полутунел в близост до Рилски Манастир.

## 9.4.2 Определяне на дистанция и размери на колони. Връзка между премостване и съществуваща укрепителна стена

### 9.4.2.1 Дистанция и размери на колони

Този проблем както предходните също попада в категорията с неизяснени критерии за проектиране.

Колоните по откритата страна на полутунела попадат в зона на неблагоприятна работа в състава на премостващата конструкция. Проблемът възниква при земетръс от обединение на премостването със съществуващата стена.

Предварителното определяне на размерите и дистанцията между колоните не може да бъде направено с висока точност. В общия случай тези параметри се доказват при пространственото изчисление на конструкцията (Фиг.9.7).

От направени числени експерименти може да бъдат изведени препоръки за ефективно композиране на колоните по откритата страна на полутунела.

1/. Разстоянието между колоните „В“ е препоръчително да бъде в интервала  $(\frac{1}{1,5} \sim \frac{1}{3})L$ , при знаменател 1,5 за малките и знаменател 3 зоголемите отвори при трето и четвъртокласни пътища. Препоръчва се при началните параметри на изчисленията интервалът между колоните да бъде в зоната  $B = (\frac{1}{2} \sim \frac{1}{2,5})L$ ;

2/. Размерът на колоните  $h_k$  надлъжно на съоръжението да бъде около  $0,1L$ ;

3/. Ширината на колоната  $b_k$  напречно на полутунела като се има в предвид съдействието на елементите на укрепителната стена, да бъде в границите  $b_k = (0,075 \sim 0,1)L$

#### 9.4.2.2 Връзка между премостване и съществуваща укрепителна стена

Интегрирането на съществуваща укрепителна стена в конструкцията на новия полутунел е рискова операция с неизвестни параметри. На първо място няма установени стойности на актуалното напрегнато състояние на стената. На второ място следва да не се допусне новите товари да променят статическата и схема. Трето - да бъде избегнат възможен колапс на стената от възникване на неустойчивост на положението. Четвърто – на какъв вид и размер на съдействие в общото премостващо съоръжение може да се разчита от приноса на съществуващата укрепителна стена при поемането на хоризонтални и вертикални сили.

Съществуващата стена е предвидена като укрепителна система на откоса и с висока степен на вероятност няма капацитет да изпълни ролята и на опорна конструкция от състава на новия полутунел. Неспособността стената да поеме силите при опората се обуславя от три основни фактора.

Първи фактор - в много от случаите укрепителните стени са изпълнени с наклон към терена. При натоварване с голяма вертикална сила възниква хоризонтална компонента и става превишаване на натисковите напрежения в пасивната зона на масива зад стената. Започва развитие на допълнителни деформации докато грунта се задейства като отпор на наклоняването на стената. В резултат на описаното явление загуба на устойчивост на положението може да възникнат три вида аварии.

Втори фактор – тялото на стената обикновено е несиметрично или едностранно армирано.

Третият фактор е фундамента на съществуващата стена. Върху фундамента при включване в конструкцията на полутунела се увеличава многократно товарът от нецентричен натиск.

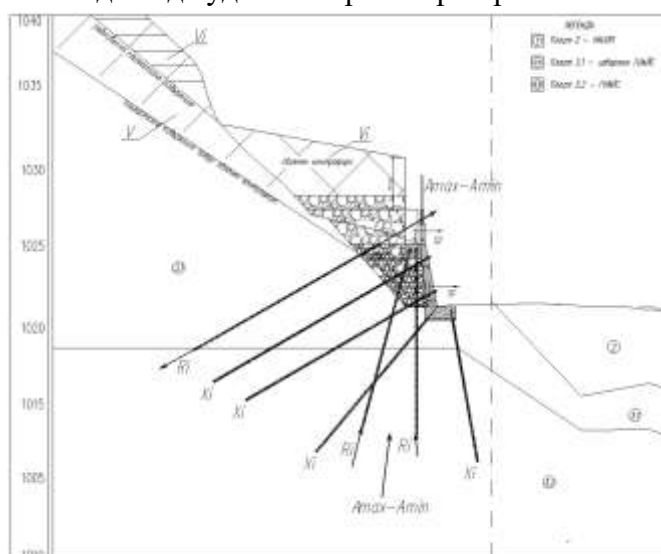
#### 9.4.2.3 Проверка на съществуващата стена и етапи на инплантирането и в конструкцията на полутунела.

На първо място следва да бъде изяснено актуалното напрегнато състояние на укрепителната стена преди да бъдат предприети мерки за изграждане на полутунел. Проверката за основна/статична комбинация е необходима, за да може да бъде гарантирана безопасна работа при строително състояние. В случай, че стената не може да обезпечи общата устойчивост на откоса се предвижда допълнително анкериране. Особеността при изпълнение на анкерирането е, че за да сработят допълнителните анкери следва да се напрегнат с процента на констатирания нормативен недостиг.

Проверката за обезопасяване на общата устойчивост на откоса по време на работа следва да бъде съчетана с мерки за безопасност по опасни зони на откоса като мрежи, еластични бариери и пана.

Второ - след проверка на актуалното състояние следва стената да бъде проверена дали би могла да понесе земетръсната комбинация на натоварване след преоткосиране по законите на естествената гравитация до равновесно състояние на откоса и изграждане на премостващо съоръжение с насипен контрафорс. При това изчисление се проверява дали съществуващия резерв и направеното евентуалното усилване на стената с анкери са достатъчни да поемат цялата свлачищна сила от земетръсна комбинация. В случай, че съществуващата конструкция или с направените усилвания се окаже с достатъчен капацитет се прекратява добавянето на наклонени анкери и се пристъпва към инплантиране на премостващото съоръжение.

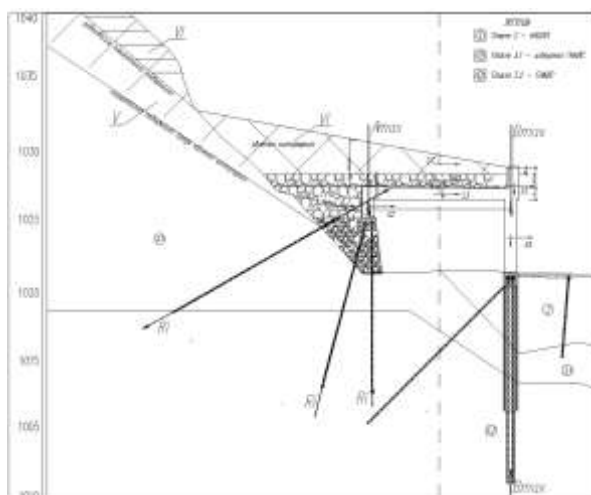
Когато носещия капацитет е недостатъчен се добавят допълнителни анкери в новото премостване (Фиг.9.4). Препоръчително е преди процесът на проектиране да продължи проверката на сигурността да бъде удовлетворена с резерв около 10-15%.



Фиг.9.4: Проверка на носещия капацитет на стената след допълнително усилване в зоната на конструкцията на полутунела

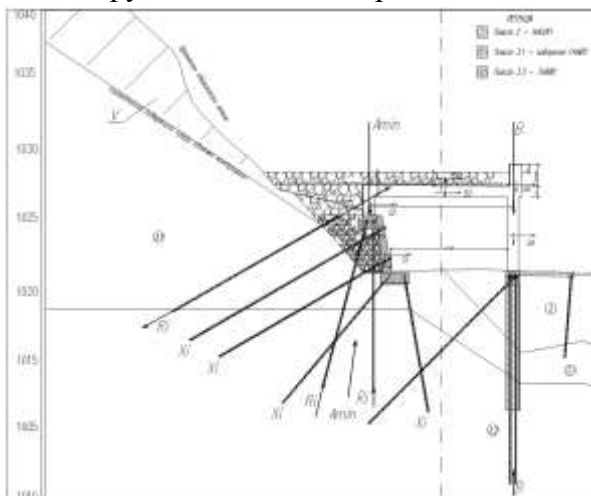
На трето място - обикновено съществуващият фундамент има допълнителен носещ капацитет, но в общия случай капацитетът е недостатъчен да изпълни ролята на опорна конструкция за максималната опорна реакция на полутунела. От друга страна при наклонена стена товарът от полутунела ще предизвика загуба на устойчивост на положението, приплъзване на анкерите и претоварване на зони с намалено армиране. По тези причини се налага да бъде изграден допълнителен пилотен фундамент с две функции: /1/ да разтовари съществуващия и /2/ да ограничи наклоняването на укрепителната стена (Фиг.9.1;9.4-9.6).

Четвъртият етап от изследването е да бъде направена проверка за възможността допълнителния пилотен фундамент да поеме максималния товар  $A_{max}$  и по този начин да бъдат избегнати усложненията при нормативното осигуряване за допълнителни товари на съществуващата стена. При положителен резултат товарите да бъдат поети с пилоти, изчисленията продължават по конструктивната схема (Фиг.9.5). Тогава върху съществуващата стена (Фиг.9.4) няма да бъдат прилагани вертикални сили, т.е товарът от новото съоръжение и насипния контрафорс ще бъде нула.



Фиг.9.5: Допълнително фундиране за разтоварване на съществуващия фундамент

Силите приложени на фиг.9.5 ще добият стойност  $A_{max} - A_{min}$  при петия етап от числовия анализ. На този етап пилотите на новото фундиране следва да се осигурят за поемане на строителното състояние с изпълнен предпазен слой (Фиг.9.6). Състоянието е строително, но поради изпълнени мерки за временно стабилизиране на откоса за безопасна работа, образуването на стабилизиращия контрафорс от естествено стичане на нарушени материали по откоса може да се забави. По тази причина строителното състояние може да стане експлоатационно поради неопределения период на началото на засипване и следва новото съоръжение да бъде проверено на земетръсна комбинация по динамична теория, т.е с програмни продукти за конструктивното инженерство..



Фиг.9.6: Конструктивна схема за проверка на полутунела в етап с изграден предпазен слой преди включване на съществуващото укрепване

Шестият етап е свързване на съществуващата и новата конструкция. По този начин новият фундамент и коравия рамков възел на премостването възпрепятстват допълнителното наклоняване на съществуващата стена към откоса. Избягва се и претоварването на земната основа под стената. Прави се проверка на свързаната конструкция за статична и земетръсна комбинации. При изграждане на изчислителния модел, за да бъдат избегнати нежелани претоварвания следва да се имат в предвид две особености.

Първата особеност е в начина на моделиране на земетръсната комбинация. Обединената пространствена 3D конструкция на премостването и съществуващата стена може да бъдат изчислени посредством геотехнически ориентирани програми с взети в предвид етапите на изграждане и натоварване. Програми които позволяват такъв подход са Rock Science, Geo 55

5, Plaxis и др. Недостатък на посочените софтуери е компромисното моделиране като пространствена система. При тези модели не може да бъде отчетена ротационната форма при сеизмичното изследване, която дава основните усилия в колонадата. По тази причина, по аналогия с петия етап на числения анализ и тук е препоръчително проблемът да бъде разрешен с използване на софтуери от конструктивното инженерство.

Втората особеност произтича от недостатъка, че при свързаният модел с конструктивен софтуер не може да се реализира обща система по FE поради различно напрегнати части получени в съществуващата и новата част при описаната история на натоварване. При анкерването реалната картина на усилията в съществуващите  $X_i$  и нововъведените  $R_i$  анкери може да бъде моделирана чрез отчитане на предходните състояния посредством прилагане на различни сили от предварително налягане. Най-съществената част от изследването е да бъде адекватно моделирана връзката между новото премостване и съществуващата стена. За да бъде товарът разпределен съгласно приетите предходни етапи би следвало да бъдат въведени коефициенти на леглото под ростверките новия и съществуващия фундамент. Тези коефициенти -  $C_1$  под новия и  $C_2$  под съществуващия фундамент, се определят по стандартен начин чрез изчисление на отношението между носимоспособността на пилотите/сбора от носимоспособността на пилотите плюс земната основа и стойността на допустимите премествания. Техните окончателни стойности следва да удовлетворяват отношението:

$$\frac{C_1}{C_2} = \frac{A_{\min}}{A_{\max} - A_{\min}} \quad (30)$$



Фиг.9.7: Котражна конструкция и изпълнено премостване преди свързване със съществуващата стена

## 9.5 Използване на тунели като част от насипен контрафорс при аварирани свлачищни откоси

В практиката проблемът възниква, когато транспортната администрация приема технически необосновани решения за пътищата по ос и ниво. Не се използва възможността пътните платна да се отдалечат на безопасна дистанция от опасни природни склонове с цел да не бъдат провокирани свлачища. Напротив, предвижда се пътищата ненужно да навлизат в откосите. Тогава следва допълнително задълбочаване на допуснатата грешка при планирането, а именно подсичане на откосите с цел избягване строежа на тунелно съоръжение. Тъй като за подобна радикална мярка като подсичането няма предвидени достатъчно средства за укрепване, се прилагат недостатъчни мерки за стабилизация с големи закъснения и се стига до провокиране на свлачищно-срутищни процеси с 56

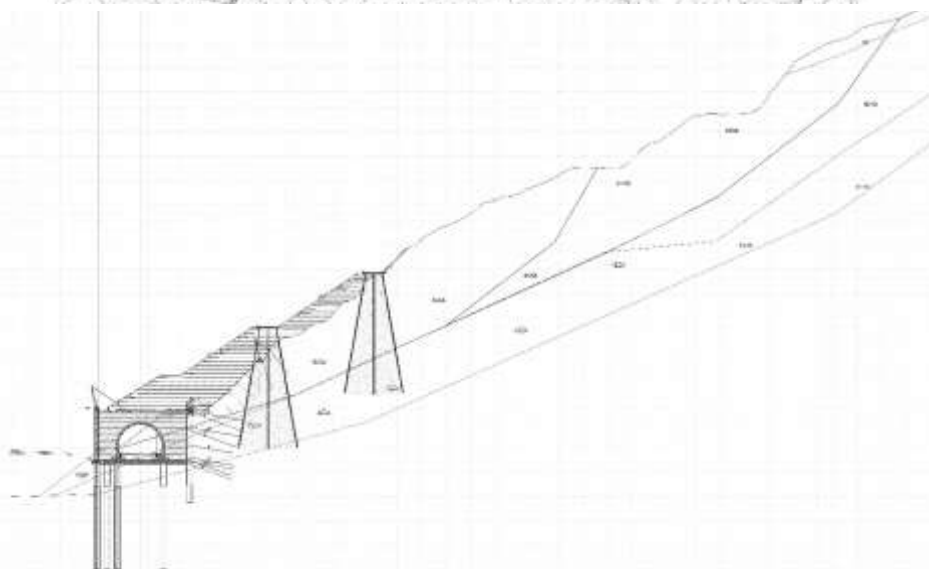
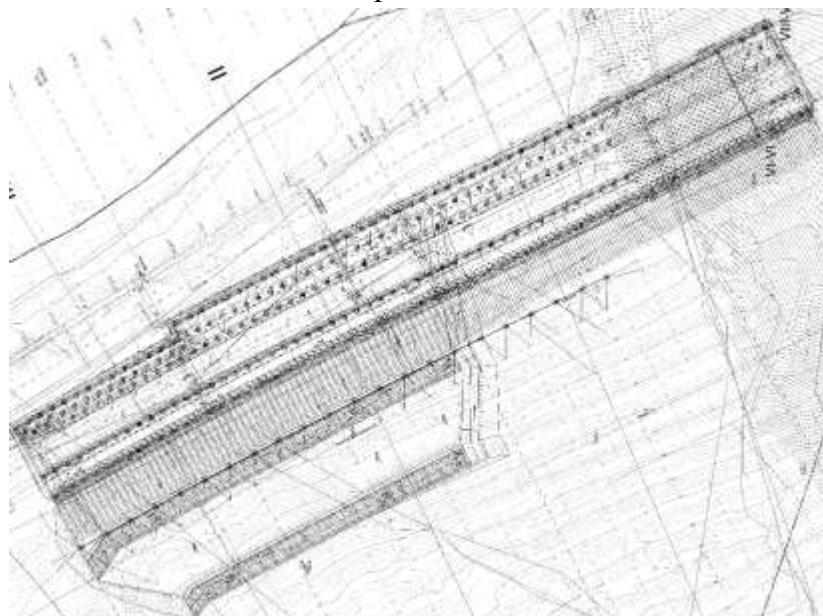
плъзгателни повърхнини дълбоки до 26-28м (фиг.9.10). Тези процеси правят строежа и експлоатацията на магистралните трасета невъзможна.

За преодоляване на проблема има две основни възможности. Първата е да бъде укрепен склонът и след това да бъдат изпълнени магистралните трасета. Поради провокираните свлачищни процеси, укрепването е непосилно скъпо, рисково и води до значително забавяне на строителните срокове.

Втората възможност е да бъде предвидено в езика на свлачището съоръжение тунелен тип, което да спомогне за възстановяване на стабилитета на склона. Когато подобно съоръжение може да изиграе ролята на „джоб“ за очаквания обем свлечени маси от свлачищния масив и едновременно де гарантира трайния стабилитет на склона - полутунел или плъзгач както в предходните разглеждания. Подобен тип съоръжение се използва при относително малки подсичания в основата на склона.

По – проблемен е случаят при който след непреценено радикално подсичане има активирани дълбоки свлачищни повърхнини. Тогава, естествения стабилитет на откоса може да бъде възстановен само с насипен контрафорс в който посредством тунели да бъдат реализирани магистралните трасета.

Специфичен и уникален пример от практиката при който е изпълнено отнемане от склона и активиране на дълбоки свлачищни повърхнини.



Фиг.9.11: Ситуация и напречен профил на свлачище в района на км. 365-366 по АМ“Струма“



Фиг.9.12: Етап от изпълнението на армирания насип по откоса на свлачище по АМ“Струма“

За временно възпиране на свличането се налага изграждане на насипен контрафорс в петата на откоса. Контрафорсът става строителна площадка за изграждане като строително състояние на анкерирана пилотна стена под чиято защита се изпълняват изкопните работи и тунелно съоръжение по открит способ. За да не възникват подобни сложни за решение прецеденти са препоръчителни две възможни решения с превантивна стойност: /1/ изместване на трасето на магистралата извън опасния откос на фаза одобрен проект и /2/ Прокарване на тунел вътре в откоса и предвиждането му да бъде укрепително съоръжение.

Трайната сигурност на откоса и безопасността на магистралата се гарантират от високият контрафорс от уплътнен насип с който се възстановява близък до естествения устойчив откос на терена. Възстановяването на естествения стабилитет чрез преоткосирано насипване(фиг.9.12). на принципа на отбранителна концепция относно опасното и мащабна свлачище не гарантира само трайна сигурност. От гледна точка на безопасна работа по стабилизация се оказва и единствено възможно за изпълнение техническо решение и притежава по-ниска цена в сравнение с цялостното укрепване на откоса. Освен трайното обезопасяване на трафика по магистралата, методът с насипване в съчетание с тунел по открит способ , създава възможност строителните дейности по магистралните платна да започнат веднага след изграждане на тунела по и свързаните с подпирание на насипа предпазни стени и бариери.

## 9.6 Заключение. Изводи и препоръки

С оглед да бъде избегнат деструктивния сценарий следва да бъдат използвани посочените по-долу изводи и препоръки:

1. Посочени и анализирани са достатъчен брой причини при компрометирани откоси и укрепителни стени с нарушена експлоатационна годност, които налагат решението с полутунел като актуално и ефективно за дълъг период на експлоатация;
2. От направения анализ на недостатъците и непълнотата в съществуващата нормативна база за проектиране се стига до заключение, че съществуващите нормативи не са предпоставка за създаване на качествени полутунелни съоръжения;
3. Изведена е методика за определяне на изчислителната стойност на обема на задържаната върху полутунела маса грунт;

4. На база предишни експерименти са изведени опростени формули и препоръки при моделиране и оразмеряване на реконструкция с полутунел. Създадена е методика за изчисление при инплантиране на съществуващата укрепителна стена в новата конструкция на полутунела. Методиката е онагледена с блок – схема/алгоритъм за успешно извършване на този вид реконструкция;
5. Предложена е опция полутунелите да бъдат заменени с потопени в насип тунели като част от контрафорс, предназначен за трайна стабилизация на подсечени откоси в резултат на човешка намеса.

## ГЛАВА 10: Фундаментални, научни и научно-приложни приноси

---

Резултатите от изследванията по поставените в Глава 1 цели са систематизирани в края на всяка глава. В Глава 4 резултатите са обобщени за всеки етап от изследователския процес. Може да бъде направено общо заключение, че поставените цели са постигнати.

От натрупания изследователски материал може да бъдат изведени следните фундаментални, научни и научно-приложни приноси:

1. На основата на анализирани аспекти на геоложки проучвания, конструктивно обследване и геолошко заздравяване е предложена обобщена система за обследване при реконструкция на тунели, която има съществен принос към математическо моделиране за отчитане на факторите продуциращи разрушителни процеси. Направен е алгоритъм и методика на процеса на проучване проверени в практиката, които са гаранция, че няма да бъдат пропуснати важни страни от експлоатационната сигурност на тунелите при реконструкция;
2. Разработеният въз основа на обстоен анализ математически подход отчита рискови етапи и претоварвания при реконструкция на тунели. Посочените ефекти не се изследват в практиката, а се разчита на предполагаема повишена сигурност в съществуващите и новите облицовки. По този начин не може да бъде дефинирана и действителната експлоатационна сигурност на реконструираното съоръжение. При отчитане на рисковите фактори и претоварванията посредством предложения математически подход се достига до съоръжения с гарантирана сигурност и трайност. Достоверността на изчисленията е проверена в практиката;
3. Разгледани и анализирани са изчерпателен брой казуси, които са база за превенция на аварии в проблемната зона на контакта между нови тунели и съществуващи съоръжения. Дискутираните казуси не претендират за пълен обхват на всички възможни случаи, но притежават достатъчен обем познание, изводи и препоръки, които са необходими за творческа интерпретация от специалистите по подземно строителство за създаване на сигурни и трайни съоръжения при всеки конкретен строеж;
4. Предложени са критерии за качество и блок-схема на препоръчителните дейности по съществуващите и нови облицовки при реконструкция на тунели проверени в практиката. На базата на направените предложения и проведен изчислителен анализ се избягват опасни за сигурността технически решения. При спазване на предложените препоръки ще бъде пресечена опасната практика да се търсят икономични решения за сметка на сигурността, безопасността на трафика, трайността и увеличените капитални разходи за ремонти;

5. На базата на прецеденти от практиката са изяснени причините за аварирание на хидроизолациите, направен е анализ на хидроизолационните проблеми свързани със спецификата на приложение при реконструкция на тунели, изведени са препоръки за полагане на качествена хидроизолация с прилагане на успешни детайли и са предложени конкретни мерки за гарантиране на геомеханичната сигурност на тунелите във връзка с хидроизолирането;
6. Предложен е иновативен теоретичен метод и е направен математически модел по крайни елементи за проверка на пожароустойчивостта на тунелните облицовки с отчитане на геометричната и физическа нелинейност. Методът е проверен при изчислителна и експериментална проверка на пожароустойчивостта на нанесената третична облицовка на тунел „Витиня“. Изследвано е влиянието на дебелината на фугата получена при различни видове хидроизолиране. От резултатите на направеното изследване произтича изводът, че съществуващите облицовки трябва да бъдат проверени и при необходимост усилены не само за носимоспособност при експлоатационно натоварване, но и за достатъчна пожарозащитна функция. Създаденият модел е препоръчително да бъде използван и за всички етапи от проектиране на облицовките;
7. На базата на иновативен подход е разработена е методика и програма за изследване на ПВР в близост до съществуващи съоръжения при които се изследват повече параметри освен пиковата скорост на актуалната практика. Чрез създадения специализиран софтуер с използване на зависимости от механиката и физиката се построяват допълнителни графики за компоненти на скорости, премествания, ускорения, периоди, собствени честоти, декремент на затихване и спектри на реагиране. С използването на спектрите на реагиране може да бъде проверена сигурността на съоръженията, а от обработените акселерограми по посоки може да бъде оптимизиран и планиран паспорта за следващите взривни работи. Методиката е приложена при две реконструкции на тунели – „Витиня“ и „Ечемишка“. Посредством предложената методика е създадена основа да бъде разработена наредба за безопасно взривяване и дискутираната система на мониторинг да стане неразделна част от проектите по взривни работи;
8. Създадена е методическа и изчислителна база с отчитане на особеностите на геомеханичното моделиране на съществуваща укрепителна стена като интегрална част в обединена конструкция на полутунел премостващ пътна инфраструктура за осигуряване безопасността на трафика и стабилитета на откосите. Стените са предназначени да стабилизират откоси за хоризонтални товари, което поражда затруднения да бъдат включени в бъдещия полутунел като елементи поемащи значителни вертикални товари от премостването и задействането им им като антисейсмичен елемент в обединеното съоръжение. За да бъдат избегнати компромиси със сигурността в интегралната конструкция на полутунелите включващи съществуващи укрепителни елементи следва да бъдат използвани изведените в изследването формули, препоръки, методики и опции на производни технически решения. Изведените зависимости, препоръки и методики са проверени в практиката при аварийното стабилизиране на откоса и изградената укрепителна стена с полутунелно премостване в близост до Рилски манастир, както и използването на укрепителни тунели и АМ „Струма“;
9. Всички примери и случаи върху които е базиран настоящия научен труд са проекти осъществени в практиката от автора.

## Публикации във връзка с дисертационния труд

1. Жечев Н., Рафаилов Р. (2023), Приложение на минни методи в метростроенето, Сборник с доклади от Н.Т. конференция с международно участие посветена на 25-та годишнина на Софийското метро на тема "Иновативни архитектурни, конструктивни и технически решения при строителството на метрополитени, стр.112-121, ISSN:978-619-90937-9-3
2. Жечев Н., Рафаилов Р. (2024), Тунелът - алтернатива за укрепване на мащабни свлачища, сп.Геология и Минерални ресурси, бр.2-3/2024, стр.10-18, ISSN 1310-2265
3. Жечев Н.(2023), Работещи решения в подземното строителство, сп.Геология и Минерални ресурси, бр.9-10/2023, стр.43-51, ISSN 1310-2265
4. Жечев Н.(2012), Метротунели и водни препятствия. сп. Минно дело и геология, стр.39-44, бр.2-3,, ISSN0861-5713
5. Жечев Н. Дочев Х., Рафаилов Р. (2022), Изследване на пожароустойчивостта на стоманобетонни тунели, стр..56-67, Сборник с доклади на 8-ма национална научно-техническа конференция с международно участие на тема „Технологии и практики при подземен добив и минно строителство” – Девин, ISSN1314-7056
6. Жечев Н. Дочев Х., Рафаилов Р. (2020), Оптимизиране на безопасността при взривни работи в подземното строителство, стр.148-155, ISSN 1314-7056 НТ конференция с межд. Участие, Девин
7. Жечев Н. Дочев Х., Джамбазов С., Рафаилов Р. (2022) , Мониторинг на взривни работи при кариери в близост до инфраструктура, стр.118-125, Сборник с доклади на 8-ма национална научно-техническа конференция с международно участие на тема „Технологии и практики при подземен добив и минно строителство” – Девин, ISSN1314-7056
8. Жечев Н. (2023), Обезопасяване активирани свлачищно-срутищни процеси чрез полутунелни и тунелни съоръжения, сп.Геология и Минерални ресурси, бр.2-3/2023, стр.9-14, ISSN 1310-2265
9. Жечев Н. (2022), Проблеми на тунелните облицовки при възникване на пожар, сп.Геология и Минерални ресурси, стр.2-8, бр.8/2022, ISSN 1310-2265
10. Жечев Н. (2020) , Особенности на конструктивните проблеми при реконструкция на тунели- геоложко и конструктивно обследване, стр.62-68, Сборник с доклади на 7-ма национална научно-техническа конференция с международно участие на тема „Технологии и практики при подземен добив и минно строителство” – Девин, ISSN1314-7056/отпечатано в сп. Минно дело и геология, бр.10-11/2020 ISSN 0861-5713
11. Жечев Н. (2018), Реконструкция на тунели-проблеми при хидроизолирането , стр.245-252, VIII international geomechanics conference, Varna, ISSN1314-6467
12. Жечев Н. (2018), Реконструкция на тунели – проблеми при облицовките, стр.236-244, VIII international geomechanics conference, Varna, ISSN1314-6467
13. Жечев Н. (2018) , Оптимизиране на връзката между съществуващ и нов тунел, Сборник с доклади на 6-та национална научно-техническа конференция с международно участие на тема „Технологии и практики при подземен добив и минно строителство” – Девин, ISSN1314-7056
14. Жечев Н. (2016), ГЕОМЕХАНИЧНИ ПРОБЛЕМИ И РЕШЕНИЯ ПРИ ИЗХОДНИЯ УЧАСТЪК НА ТПМ ТУНЕЛИ В ГРАДСКИ УСЛОВИЯ, стр. 326-334, VIinternational geomechanics conference, Varna, ISSN: 1314-6467
15. Жечев Н (2020), Особенности на конструктивните проблеми при реконструкция на тунели-планиране и моделиране, стр. 69-75, Сборник с доклади на 7-ма национална научно-техническа конференция с международно участие на тема „Технологии и практики при подземен добив и минно строителство” – Девин, ISSN1314-7056 / Отпечатано в сп. Минно дело и геология, стр.35-41, бр.12/2020, ISSN 0861-5713
16. Zhechev, N. (2018). Problems of ecology and security in the contact area between old and new tunnels. Paper presented at the International Multidisciplinary Scientific (1.2) 585 -592. GeoConference Surveying Geology and Mining Ecology Management, SGEM, , 18doi:10.5593/sgem2018/1.2/S02.074, ISBN 978-619-7408-36-2, ISSN 1314-2704, Retrieved from [www.scopus.com](http://www.scopus.com)
17. Zhechev, N. (2018). Ecology and long-term security of road infrastructure exploitation. Paper presented at the International Multidisciplinary Scientific GeoConference Surveying Geology and Mining Ecology Management, SGEM, , 18(1.2) 231-238. doi:10.5593/sgem2018/1.2/S02.029, , ISBN 978-619-7408-36-2, ISSN 1314-2704, Retrieved from [www.scopus.com](http://www.scopus.com)
18. Zhechev N.(2023), SYSTEM FOR RISK MANAGEMENT, PREVENTION AND PROTECTION ON ROAD INFRASTRUCTURE SLOPES, Paper presented at the International Multidisciplinary Scientific (1.2) 585 -592. GeoConference Surveying Geology and Mining Ecology Management, ISSN: 1314-2704; ISBN: 978-619-7603-56-9, Retrieved from [www.scopus.com](http://www.scopus.com), DOI:[10.5593/sgem2023/1.1/s02.32](https://doi.org/10.5593/sgem2023/1.1/s02.32)
19. Zhechev N. R. (2011). Mining solutions in central urban areas and under main streets, , p.713-718 World Mining

20. Zhechev N. (2014), *Geological Problems In The Realization Of Underground Geotechnical Structures In Urban Environment, World Mining Congress and Expo, Istanbul*
21. Zhechev N. (2014), *Geological Problems in the Realization of Underground Geotechnical Structures in Natural Environment, World Mining Congress and Expo, Istanbul*
22. Zhechev N. (2011). *Interaction between several undergrounds methods for construction of auxiliary metro tunnels, , p.283-288, World Mining Congress and Expo, Istanbul.*

## Литература

1. БДС EN 1991-1-2:2004 Еврокод 1: Въздействия върху строителните конструкции. Част 1-2: Основни въздействия. Въздействия върху конструкции, изложени на пожар.
2. БДС EN 1992-1-2:2004 Еврокод 2: Проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции. Част 1-2: Общи правила. Проектиране на конструкции срещу въздействие от пожар.
3. Гельфанд Б. Е., Сильников М. В. (2002). Фугасные эффекты взрывов. *Изд. Полигон, Москва.*
4. Жечев Н. Р. (2020). Особенности на конструктивните проблеми при реконструкция на тунели-планиране и моделиране, *НТ конференция с межд. Участие, Девин 2020/отпечатано и в сп.Минно дело и геология/1314-7056.*
5. Жечев Н. Р., Геомеханични проблеми и решения при изходящия участък на ТВМ тунели в градски условия. *Int.geomechanics conf-Varna 2018 1314-6467.*
6. Жечев Н. Р., Дочев Х. Х., Рафаилов Р. Н. (2020). Мониторинг, сигурност и безопасност при взривни и динамични въздействия. *Сп.Геология и Минер.ресурси бр.8/2020-1310-2265.*
7. Жечев Н. Р., Дочев Х. Х., Рафаилов Р. Н. (2020). Оптимизиране на безопасността при взривни работи в подземното строителство. *НТ конференция с межд. Участие, Девин 2020/отпечатано и в сп.Минно дело и геология/1314-7056.*
8. Жечев Н. Р., Концепция и конструктивно композиране на връзката между съществуващ и нов тунел. *Int.geomechanics conf-Varna 2018 1314-6467.*
9. Жечев Н. Р., Оптимизиране на връзката между съществуващ и нов тунел. *НТ конференция с межд. Участие, Девин 2018.*
10. Жечев Н. Р., Реконструкция на тунели-проблеми при облицовките, *Int.geomechanics conf-Varna 2018 1314-6467*
11. Жечев Н. Р., Реконструкция на тунели-проблеми при хидроизолирането, *Int.geomechanics conf-Varna 2018 1314-6467.*
12. Жечев Н.(2012), Метротунели и водни препятствия. *сп. Минно дело и геология, бр.2-3, 2012*
13. Жечев Н., Дочев Х. Х., Рафаилов Р. Н.(2020). Оптимизация на на безопасността при взривни и динамични дейности в транспортното строителство. *13-та межд. Конф по трансп. Инфраструктура, 2020.*
14. Жечев Н., Дочев Х. Х., Рафаилов Р. Н.(2022). Мониторинг на взривни работи при кариери в близост до инфраструктура. *НТ конференция с межд. Участие, Девин 2022.*
15. Жечев, Н. Р. (2012). Крепежни конструкции и облицовки. *София, Издателство на МГУ „Св.Иван Рилски“ ISBN 978-954-353-200-1.*
16. Жечев, Н. Р., Особенности на конструктивните проблеми при реконструкция на тунели- геолошко и конструктивно обследване. *НТ конференция с межд. Участие, Девин 2020/отпечатано и в сп.Минно дело и геология/1314-7056.*
17. Наредба Из-1971 за сторително-технически правила и норми за осигуряване на безопасност при пожар. Изд. „Игус“, С, 2013.
18. Стефанов, Д., Избрани глави от подземния рудодобив, *Техника, 1986.*
19. Addenbrooke T. I. and Potts, D. M. (1996). Twin tunnel construction - ground movement and lining behavior in *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground(eds Mair R.), Balkemi, Rotterdam.*
20. Adhikari, G.R., Balachander, R., Theresraj, A.I. & Gupta, R.N. (2001). All under control, *Tunnels & Tunnelling International, September, pp. 20-22.*
21. Anderson, J. M. and Lance,G. A. (1997). The necessity of a risk – based approach to the planning, design and construction of NATM tunnels in urban situations. *Proc. Tunneling 97 Conf., London.* Institution of Mining and Metallurgy, London, pp.331-340.
22. Austin, S. A., Robins, P. J. and Gooder, C. I. (2000). Construction and Repair with Wet-process Sprayed Concrete and Mortar. *The Concrete Society, Technical report 56(Draft), Growthorne, Berkshire.*

23. Barrat, D. A., O'Reilly M. R. (1994), Long –term measurements of loads on tunnel linings in overconsolidated clay. *Proc. Tunneling'94*. Conf. Chapman and Hall, London, pp.486-481.
24. Barrats, D. A., O'Reilly, M. R. and Temporal, J. (1994). Long – term measurements of loads on tunnel linings in over consolidated clay. *Proc. Tunneling'94 IMMIG Conf.* Charman and Hall, London, pp. 469-481.
25. Barret, S. V. and McCreath D. R. (1995). Shotcrete support design in blockly ground: towards a deterministic approach. *Tunneling and Under-ground Space Technology*. Elsevier, Oxford.
26. Barton N. (1999). TBM performance estimation in rock using Q-TBM. *Tunnels and Tunneling, September, pp. 30-34*.
27. Barton, N. (1976). Resent experiences with the Q-system of tunnel support design. *Proc. Simp. On Exploration for Rock engineering, Johannesburg, Vol. 1*, pp. 107-117, Balkema, Rotterdam.
28. Barton, N.R. (1992). Comparison of prediction and performance for a 62m span sports hall in jointed gneis . *Proc. 4<sup>th</sup> Int Rock Mech. And Rock Eng. Conf., Torino, Paper 17*.
29. Barton, N.R. and Bandis, S. C. (1982). Effects of block size on the shear behavior of jointed rock. *23<sup>rd</sup> US Symp.on Rock Mech., Berkeley*, pp. 739-760.
30. Barton, N.R. and Choubey, V. (1977), The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics 10*, 1- 54.
31. Barton, N.R., Lien R. and Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics 10, 1-54*.
32. Barton, N.R., Lien, R. and Lunde, J. (1974). Engineering classification on rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics 6*, No. 4, pp. 189-239.
33. Bickel, J. O., Kuesel, T. R. and King, E. H. (2002). *Tunnel Engineering Handbook. 2<sup>nd</sup> edn. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht*.
34. Bieniawski, Z. T. (1976), Rock Mass Classification in Rock Engineering. Exploration for Rock Engineering. *Balkema , Rotterdam, vol.1, pp. 97- 106*.
35. Bieniawski, Z. T. (1994). Rock Mechanics Design in Mining and Tunneling. *Balkema, Rotterdam*.
36. Bouckovalas G and G. Kouretzis. Seismic Design of Undsrground Structures, Power Point Presentation, NTUA October, 2010.
37. British Standarts Institution (1999). *Code of practice for site Investigations*, BSI London, BS 5930.
38. British Tunneling Society (2000). Specification for Tunneling. *Thomas Telford, London*.
39. Buchanan A. H., Abi A. K. (2017) Structural Design for Fire Sasety. *Wiley, 2017*.
40. Carson, A, Monaghan B. (1992). *Suppoit Practice for Large Undeground Caverns in Cristaline Rocks – an Inventory and Literature Review*. Vattenfall Hydro Power Generation, Sweden, Report H 1992/2.
41. Charles W. W. Simons N. E. and Menzies, B. (2008). Soil – structure Engineering of deep Foundations, Exavations and Tunnels, *Thomas Telford, London*.
42. Chudleigh, I., Higgins, K. G., St John, H. D., Potts, D. M. and Schroeder, F. C. (1999). Pile tunnel interaction problems. *Conf. on Pilling and Tunneling, London*.
43. Clayton, C. R., Simons N. E. and Matthews, M. (1982). Site Investigations. *Granada Technical Books, Manchester*.
44. Code Requirements for Determining Fire Resistance of Concrete and Masonry Construction Assemblies. *ACI 216.1-07/TMC-0216-07, American Concrete Institute, 2007*.
45. Coetzee M.J. (1998). *FLAG Basigs*. Itasca Consulting Group , Minnesota.
46. Curtis.D. J. (1976). Discussion on Muir Wood. The circular tunnel in elastic ground. *Geotechnique 26, №1. London, pp. 231-237*.
47. Dasgupta, B., Dham, R. & Lorig, L.J. (1995). Three dimensional discontinum analysis of the underground power house for Sardar Sarovar Project, India, *Proc. 8th International Congress on Rock Mechanics, Tokyo, Japan, Vol 2*, pp. 551-554.
48. Einstein, H. and Schartz, W. (1979). Simplified analysis for tunnel supports. *Jurnal of Geotechnical Engineers. ASCE, USA*.
49. Eisenstein, Z. and Branco, P. (1991). Convergence – Confinement Method in shallow tunnels. *Tunneling and Underground Space Technology 6*, No. 3, Elsevier, Oxford, pp. 343-346.
50. European Commision (1999), Required Characteristics for Geomembranes and Geomembrane-related Product used in Tunnels and Underground Structures. *Draft prEN 13491*.
51. European Committee for Standartisation (1991). *Eurocode 1: Basis of Design and Actions on Structures. Part 2: Actions on Structures Exposed to Fire*, Brussels, Belgium
52. *Fagernes, Norway*. Norwegian Concrete Association, 46-66, Balcemaq Rotterdam.
53. FIB. Displacement Based Design of Concrete Buildings, State-of Art-Report Prepared by Task Group 7.2.

54. Fire prevention on construction sites – The joint code of practice on the production from fire of construction sites and buildings undergoing renovation. (5<sup>th</sup> edition), London, Fire Protection Assotiation,2000.
55. Glossop, R. (1968). The rise of geothehnology and its influence on engineering practice. *Geotechnique* 18, pp. 107-150.
56. Grimstad, E. and Barton, N. (1993). Updating of the Q-System for NMT. *Proc.of the Int. Symp. On Sptayed Concrete*,
57. Groen, A. and Borst, R. (1997).Three – dimensional finite element analysis of tunnels and foundations. *Heron* 42, Issue 4, pp. 183-214.
58. Gupta, R.N., Singh, M.M. & Singh, B. (1987). Application of presplitting and smooth blasting for excavation of a large power house cavern. *Proc. 28th US Symp. on Rock Mechanics*, Tucson, 29 June-1 July, pp. 909-917.
59. Hoek, E. (1995). Review of river bed power house design, Sardar Sarovar Hydroelectric Project, 13th December.
60. Hoek, E. (2000). *Practical Rock Engineering; Hoek's Corner, Rock Science webside: www.rockscience .com*.
61. Hoek, E. and Brown, E. T. (1980). Underground Excavations in Rock. *Institution of Mining and Metallurgy, London*.
62. Hoek, E., Keiser, P. K. and Bawden, W. F. (1995). Support of Underground Excavations in Hard Rock.. *Balkema, Rotterdam*.
63. International Standards Organisation (1975). *Fire Resistance Tests – Elements of Building Construction*.ISO 834.
64. Jack Burke. (2003). Working together produces results in Weehawken, *World Tunnelling*, pp. 401-408.
65. Kawashima K. Seismic Design of Underground Structures in Soft Ground: A review, Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Kusakabe, Fujita & Miyazaki (eds), 2000 Balkema, Rotterdam.
66. Kuesel T. R. Earthquake Design Criteria for Subways, Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, ST6, June 1969,pp. 1215-1230.
67. Lee K. M. and Rowe R.K.(1989). Deformation caused by surface loading and tunneling: the role of elastic anisotropy. *Geotechnique* 39, Issue 1. London, pp. 125-140.
68. Liu, Q., Hung Trann, Dave Counter, & Patric, A. (1998). A case study of blast damage evaluation in open stope mining at.Kid Creek mines, *Proc. of the 24th Ann. Conf. on Explosives and Blasting Technique*, ISEE.
69. Lunardi, P. (1997). The influence of the rigidity of the advance core on the safety of tunnel exavations. *Gallerie*, No. 52, July, Italy.
70. Macklin S. R. (1999). The prediction of volume loss due to tunneling in over consolidated clay based on heading geometry and stability number. *Ground Engineering*, April, pp.30-34.
71. Mair, R. J. , Taylor R.N.(1993). *Geotechnique* 43(2), Thomas Telford, London, pp.315-320.
72. Maslak M., Pazdanowski M. (2020). Deformations steel end-plate beam-to-column joint when subjeet to simulated steady-state and transient-state fire heating regimes. *Ernst and Sohn, 2020*.
73. McCreath, D.R., Tennant, D.D. & Langille, C.C. (1994). Survivability of shotcrete near blasts, *Rock Mechanics, Nelson & Laubach (eds.)*, Balkema, Rotterdam.
74. Mittal, B.K., Menon, K.K.M & Pal, A.K. (1999). Distress in the cavern of Sardar Sarovar power house and remedial measures. *Proc. of the Int. Conf. on Rock Engineering Techniques for Site Characterisation*, Bangalore, December 6-8, pp. 109-115.
75. Morgan J. H., Rosenbaum E. R. (2015). Performance-Based Fire Safety Design. *CRC Press, Taylor and Francis Group Boca Raton, London, New York*.
76. Muir Wood, A. M. (1975). The circular tunnel in elastic groung . *Geotechnique* 25, Issue 1, Thomas Telford,, London, pp.113-127.
77. Muir Wood, A. (2000). Tunneling: Menagement by Design. *E and F N Spon, London and New York*.
78. Muir-Wood, A.M., 1975.The circular tunnel in elastic ground, *Geotechnique*, Vol.25, Iss, pp.115-127
79. Oriard, L.L. (1982). Blasting effects and their control, Underground mining methods handbook. *SME/AIME*, New York.
80. Ortigao, J. A and Shi, J. (1998). Settlement monitoring . *Tunnels and Tunneling*, Decembe, pp.30-31.
81. Pacher, F. (1977). Underground openings and tunnels in Design Methods in Rock Mechanics. *ASCE. Reston, Virginia*.
82. Panet, M. and Guenot A.(1982). Analisis of convergence behind the fase of tunnel . *Proc. Tunneling'82 Conf.*, IMM, pp.197-204, London.

83. Phan L. T., McAllister T. P., Gross J. L., Harley M.J.(2007). Guidelines for Structural Fire Resistance Design of Concrete and Steel Buildings. *NTST Technical Note 1681.2007*.
84. Pitilakis K. and G. Tsindis Performance and Seismic Design of Underground Structures, Research Gate, December, 2013.
85. Pottler, R.(1985). Evaluating the stresses acting on shotcrete in rock cavity constructions with hydrotheticalmodulus elasticity. *Felsbau*, 3, №3, pp.136-139.
86. Potts, D. M. and Addenbrooke, T. I. (1997). A structure's influence on tunneling-induced ground movements. *Proc. ICE Geotechnical Engineering 125*, April, pp.109-125.
87. Potts, D. M. and Zdravkovic, L. (1999). Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Theory. *Thomas Telford, London*. pp. 87 – 92, Verlag Gluckauf GmbH.
88. Priestley M. J. N., G. M. Calvi and M. Kowalski. Displacement-Based Seismic Design of Strucrues, IUSS Press, 2006.
89. Proceedings of the International Symposium on Catastrophic Tunnel Fires (CTF), (2003), *Boras, Sweden, November 20-21*.
90. Report No.FHMA/RD-80/195 EARTHQUAKE RENGINEERING of LARGE UNDERGROUND STRUCTURES, January 1981, Prepared for Federal Highway Administration, Office of Research & Development and Applied Mechanics Division, Washington D. C. 20 590.
91. Richards, A.B. & Moore, A.J. (2002). Ground vibration and air blast. *Indian Conf.—INDOROCK*, New Delhi, India.
92. Riedmueller, G. and Schubert, W. (1999). Critical comments on quantitateive rock mass classifications. *Felsbau 17*, No. 3, pp. 164-167.
93. Schweiger, H. and Beer, G.E. (1996). Numerical simulation in tunneling, *Felsbau 14*,
94. Shock Response Spectrum (SRS) - Aug 29, (2019) • Community Article;
95. Siskind, D.E. 2000. Vibrations from blasting, *ISEE*.
96. Soliman, E., Duddeck, H. and Ahrens, H. (1993). Two-and three-dimensional analysis of closely spaced double-tube tunnels. *Tunneling and Underground Space Technoldgy* 8, No. 1. Elsevier, Oxford, pp. 13-18.
97. St. John C. W. and T. F. Zahrah Aseismic Design of Underground Structures, FEA TURE Section: Seismic Effect on Underground Structures, Tunneling and Underground Space Technologi Vol. 2, No. 2, pp. `65-`97, 198 1987, Pergamon Jourbal Ltd.
98. Stjern, G. & Myrvang, A. (1998). The influence of blasting on grouted rockbolts, *Tunneling and Underground Space Technology*, Vol. 13, No. 1.
99. Szechy, K.(1967). *The art of Tunneling*. Academiai Kiado, Budapest.
100. Taylor, R. N.(1998). Modelling of tunnel behavior. *Proc. ICE Geotechnical Engineering 131*, July, pp.127-132.
101. Univ. of Surrey.
102. Van der Berg, J. P.(1999). *Measurement and Prediction of Ground Movement around Three NATM Tunnels*.
103. Vasilev G., M. Ivanova and Z. Bonev. Long in Plan Buried Structures Subjected to Seismic Wave Propagation, Publisher: Mistral Service sas, Via U. Bonino, 3, 98 100, Massina, Italy.
104. Vassart, Z. B., Gajot L. G., Robert F., Meyer U., Frangi A. (2014). Eurocodes: Background and Application Structural Fire Design. *European Commition, JRC Science and Policy Reports, 2014*.
105. Venkatesh, H.S., Balachander, R. & Gupta, R.N. (2005). Near field vibration monitoring for rock mass damage control. *The Journal of Explosives Engineering*, July-Aug.
106. Venkatesh, H.S., Balachander, R., Gupta, R.N., Adhikari, G.R. & Theresraj, A.I. (2004). Final Report on Optimisation of Blast Design Parameters for Power House Complex at Tala Hydroelectric Project, Bhutan. *NIRM report No. RB0203C and RB0302C (Unpublished)*, September.
107. Vibration standards for different countries/*Researches*
108. Wang Z. Z., Z. Zhang and B. Cao. Seismic Behavior of the Tunnel Across Active Fault 16 WCEE, Lisboa 2012, Material Proceedings.
109. Whittaker, B. N. and Frith, R.C., Tunneling – Design, Stability and Construction. *Institution of Mining and Metallurgy Publication, 1990, pp. 43, 191-97, 239-50*.
110. Woods, R. I. and Clayton C. R.(1993). *The application of the CRISP Finite Element Program to Practical Retaining Wall Problems: Retaining Structures*. Thomas Telford, London, pp.102-111.
111. Zhechev N. (2012). Relationship between Efficiency and Risk in the Connection between Two Tunnel Levels. *Under CITY 2012 Dubrovnik, Croatiaia* .
112. Zhechev N. R. (2009). Problems in engineering ground in urban areas. *Международна научна конференция на тема „Минната наука и геотехника – европейско предизвикателство*.
113. Zhechev N. R. (2011). Interaction between several undergrounds methods for construction of auxiliary

- metro tunnels. *World Mining Congress and Expo, Istanbul*.
114. Zhechev N. R. (2011). Mining solutions in central urban areas and under main streets. *World Mining Congress and Expo, Istanbul*.
115. Zhechev N. R., Problems of ecology and security in the contact area between old and new tunnel. *18-th SGEM, 2018, Albena 1314-2704*

## SUMMARY

The need for analyzes and solutions to the reconstruction problems of tunnels and the resulting recommendations for reconstruction of tunnels has been discussed at many meetings and levels in the professional circles of tunnel builders. There is a lack of similar literature worldwide. Reconstructions in Bulgaria are usually carried out as variants of cosmetic intervention. This approach not only results in unexpected technical accidents during construction, but also seriously compromises the security, durability and serviceability of the reconstructed tunnels. From this fact in practice derives **the first main problem** posed for resolution in the present development, what are the parameters and features of the geological and constructive survey.

During reconstruction in current practice, similar conditions of geology, mathematical and physical modeling from the experience of building new tunnels are used for decision-making. Hence **the second main problem** to be resolved in the reconstruction of tunnels, namely the provision of adequate planning and mathematical modelling.

Very often the new lining is underestimated and treated as an almost cosmetic component to attach the waterproofing. The waterproofing itself is often partial and without conditions for permanent operation. From the underestimated criteria for creating safe waterproofing, **the third problem** of the research work arises - substantiation of criteria for creating safe waterproofing.

The possibilities of increasing the efficiency of the linings during reconstruction is **the fourth issue** of the dissertation work. In this context, the design of the new layers of the tunnel lining should include special studies on the interaction with the existing anchorage and the surrounding geological massif.

**The fifth problem** with the fire resistance of the new lining. It is also underestimated in terms of fire protection and its function to protect the main structure of the tunnel from destruction. In this direction are also the studies for the permanent provision of the necessary fire resistance.

In the current development, special attention is paid to solving the problems in the contact areas between old and new construction, which is **the sixth problem** in tunnel reconstruction.

In the new construction of transverse tunnel connections and shafts, the use of PVR is required. During blasting activities in the vicinity of existing facilities, monitoring problems arise to establish the danger of destruction, to which a concrete answer is given - **the seventh problem**.

In the case of geotechnical support facilities on the roads - retaining walls and sloped slopes, they have to be reconstructed as half-tunnels or with tunnels in an open way due to overloading and violation of traffic safety. With this problem, there is a need to solve specific security tasks, to which the present work is also dedicated - **the eighth problem**.

The author has tried to ensure that this study is in accordance with the current requirements of practice in the reconstruction of existing tunnel facilities and will be useful to designers and builders, who will always be welcome to comment on the discussed problems.