



МИННО-ГЕОЛОЖКИ УНИВЕРСИТЕТ „СВ. ИВАН РИЛСКИ”, СОФИЯ

МИННОТЕХНОЛОГИЧЕН ФАКУЛТЕТ

КАТЕДРА “Подземно строителство”

Маг. инж. Владимир Руменов Пенев

ИЗСЛЕДВАНЕ НА НАПРЕГНАТОТО И ДЕФОРМИРАНО СЪСТОЯНИЕ НА
ТУНЕЛНИТЕ КОНСТРУКЦИИ ПРИ СТРОИТЕЛСТВО С ТУНЕЛНОПРОБИВНИ
МАШИНИ В СЛОЖНИ ИНЖЕНЕРНИ УСЛОВИЯ НА СОФИЙСКОТО МЕТРО

А В Т О Р Е Ф Е Р А Т

на дисертационен труд за присъждане на
образователна и научна степен "ДОКТОР"

Научна област: 5. Технически науки

Професионално направление: 5.7. Архитектура, строителство и геодезия

Докторска програма: Подземно строителство

Научен ръководител:
доц. д-р инж. Иван Митев

СОФИЯ, 2026 г.

Дисертационният труд е обсъден и насочен за защита на 11.02.2026 г. от Разширен катедрен съвет на катедра „Подземно строителство“ към Миннотехнологичен факултет на МГУ „Св. Иван Рилски“, София, съгласно Ректорска заповед № Р-.....от.....г.

Публичната защита на дисертационния труд ще се състои пред Научно жури, утвърдено със заповед № РД-13-5 от 03.02.2026 г. на Ректора на МГУ „Св. Иван Рилски“ и ще се проведе на 2026 г. от часа в зала..... на..... факултет, МГУ „Св. Иван Рилски“, София.

Материалите по защитата са на разположение на интересувашите 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. проф. д.т.н. инж. Валери Емилов Митков – МГУ, катедра ВТИ;
2. проф. д-р инж. Павел Евстатиев Павлов – МГУ, катедра ПС;
3. проф. д-р инж. Славейко Господинов Господинов – УАСГ, катедра Висша геодезия;
4. проф. д-р инж. Марина Дончева Трайкова – УАСГ, катедра Масивни конструкции;
5. доц. д-р инж. Николай Йорданов Милев – УАСГ, катедра Геотехника

Резервни членове:

1. проф. д-р инж. Андрей Емануилов Тоцев – УАСГ, катедра Геотехника;
2. доц. д-р инж. Милена Дончева Бегновска – МГУ, катедра МГ;

РЕЦЕНЗЕНТИ:

1.
2.

Дисертационният труд е в обем от 172 страници, като включва 9 глави за представяне на литературния обзор, теоретичната основа и решаване на формулираните основни задачи, списък на основните приноси, списък на използваната литература. Цитирани са общо 104 литературни източника, като 77 са на латиница и 26 на кирилица, а останалите са интернет адреси. Работата включва общо 82 фигури и 28 таблици. Номерата на фигурите и таблиците съответстват на тези в дисертационния труд.

Дисертантът е редовен докторант към катедра „Подземно строителство“ на Миннотехнологичен факултет.

Автор: маг. инж. Владимир Пенев

Заглавие: Изследване на напрегнатото и деформирано състояние на тунелните конструкции при строителство с тунелнопробивни машини в сложни инженерни условия на софийското метро

Тираж: 20 броя

Отпечатано в Издателска къща „Св. Иван Рилски“ на МГУ „Св. Иван Рилски“, София.

Глава I

Увод

1 Въведение

Развитието на метрото в град София е ключов фактор за устойчивото функциониране на транспортната система на столицата. Като най-голям и динамично развиващ се град в България, София се характеризира с интензивна урбанизация, висока концентрация на икономически и административни функции и значителен автомобилен трафик, което води до хронични проблеми като задръствания, шумово и атмосферно замърсяване и намалена ефективност на градската мобилност. В този контекст метрото се утвърждава като високоефективен вид масов обществен транспорт, способен да поеме значителен пътникопоток и да редуцира натоварването на уличната мрежа.

От стратегическа гледна точка изграждането и разширяването на софийския метрополитен допринася за подобряване на пространствената свързаност между отделните градски райони и за формиране на по-балансирана градска структура. Наред с транспортната си функция, метрото има съществен екологичен ефект чрез намаляване на въглеродните емисии и подобряване качеството на въздуха, в съответствие с националните и европейските цели за нисковъглеродно развитие. По този начин то представлява не само инфраструктурен проект, а системен инструмент за устойчиво и модерно развитие на градската среда. Наличието на метро нарежда София сред европейските градове с развит метрополитен, а България – сред ограничен брой държави с подобна транспортна система. Идеята за изграждане на метро в София възниква през 60-те години на XX век в отговор на нарастващото население и индустриализацията на столицата. Първите проучвания започват през 1967 г., а през 1974 г. е разработен генерален план за метрополитен с три основни линии и обща дължина около 52 km. Въпреки наличието на проектна готовност, реализацията се забавя поради икономически и политически ограничения.

Реалното строителство на софийското метро започва в края на 80-те години с първата линия (М1/Л1), като първият участък е въведен в експлоатация през 1998 г. След 2000 г., благодарение на европейско и национално финансиране, развитието на системата се ускорява и се реализират втората (М2/Л2, 2012 г.) и третата линия (М3/Л3, 2020 г.). Към настоящия момент мрежата на софийския метрополитен надхвърля 50 km и включва над 45 станции, като представлява един от най-успешните инфраструктурни проекти в съвременна България [1].

Системата е организирана като многолинейна мрежа от линии М1, М2 и М3, които се пресичат в централната градска част и формират функционално ядро на подземния транспорт. Линия М1 свързва западните квартали „Люлин“ и „Обеля“ с източните райони „Младост“ и „Бизнес парк София“, преминавайки през ключови транспортни и административни възли, което я утвърждава като стратегическа ос в структурата на градската мобилност.

Софийското метро е изградено в едни от най-сложните инженерно-геоложки, сеизмични и градски условия на Балканите, като съчетава високи технически стандарти със съхраняване на културното наследство и безопасността на градската среда [1–8].

2 Цели и задачи

Настоящият труд си поставя за цел да разгледа конкретен сложен участък от системата на софийското метро – пресичането на линия М1 и линия М3 в централната градска част. Изборът на този обект е продиктуван от неговата инженерна и геотехническа специфика,

която го прави представителен пример за взаимодействието между съществуващи и новоизградени подземни съоръжения в силно урбанизирана среда. Тук се срещат няколко инженерни и технологични предизвикателства, които изискват комплексен подход към проектирането, изграждането и мониторинга на деформационните процеси в земната основа и конструкциите.

Проектирането и изграждането на подземни изработки и тунели в плътно застроена градска среда, каквато е централната част на София, изисква високоспециализиран и интердисциплинарен подход. Подобни обекти предполагат интеграция на знания и опит от различни инженерни направления – геотехника, конструктивно и транспортно строителство, геодезия, инженерна геология, управление на риска.

Задачите на дисертацията са:

1. Да се анализират инженерно-геоложките и геотехническите условия в изследвания участък на Софийския метрополитен;
2. Да се разработи методика за числено моделиране на преминаването на ТПМ и тунелната конструкция, отчитащ взаимодействието почва–конструкция;
3. Да се оценят напрегнато-деформационните състояния при различни сценарии на изграждане с ТПМ;
4. Да се предложат препоръки за оптимизация на конструктивните и технологичните решения при разминаване на подземни изработки в близост.



Глава II

Сравнителен обзор на особеностите на Столичния метрополитен и метрополитените по света

1 Геоложки условия в град София

В главата е направено обзор на наличната информация за геоложките условия на територията на град София.

1.1 Обща характеристика и геоморфология

Софийската котловина представлява отрицателна тектонска структура от грабенов тип с дължина около 60 km и ширина 25–30 km, ориентирана северозапад–югоизток. Оградена е от планините Стара планина на север, Витоша и Лозенска планина на юг, Люлин и Вискяр на запад и Вакарелски възвишения на изток. Средната надморска височина е 550–600 m, като релефът се понижава от периферията към центъра на котловината. Речната мрежа (Искър, Владейска, Перловска, Суходолска и др.) има ясно изразен ерозионно-аккумуляционен характер, а в равнинните зони са развити ниски и заливни тераси.

1.2 Геоложки строеж

Подповърхностният строеж на Софийската котловина включва три основни комплекса: (1) метаморфни и магмени скали от подложката (архай–протерозой), (2) мезозойски варовици, мергели и андезити, (3) неогенски и кватернерни седименти, запълващи грабена до дебелина над 1000 m.

1.3 Инженерно-геоложки райони

На базата на литоложкия състав, водните условия и морфологията, София се разделя на 12 инженерно-геоложки района. В централната част (район IV-„Лозенец–Център“) преобладават плиоценски твърдопластични глини и праховито-песъчливи глини.

1.4 Състав и свойства на дисперсните строителни почви от територията на София

Физико-механичните свойства на глинестите отложения в района на София са предмет на системни изследвания след 1960 г. [9–12]. Данните се базират на лабораторни изпитвания, извършени за нуждите на проектните проучвания на метрополитена, както и на обобщения от научните разработки на Илиева, Петров и Божинова [13].

1.5 Кватернерни отложения

Най-плитко разположени са смолниците, развиващи се непосредствено под почвения слой. При овлажняване набъбват и омекват, което води до съществено намаляване на якостта и деформационния модул. Обемното набъбване надвишава 12%, поради което се класифицират като силно набъбващи строителни почви [14].

1.6 Плиоценски отложения

1.6.1 Горен жълто-кафяв комплекс

Горната част на Лозенецката свита е представена от песъчливи и прахови глини, прослоени с тънки пясъчни и чакълести леци.

1.6.2 Долен сиво-синьо-зелен комплекс

Долният комплекс на плиоцена включва дребно- и среднозърнести пясъци, глинести пясъци и прахови глини с преобладаване на последните.

При инженерно проектиране е необходимо да се извършват задълбочени лабораторни и *in situ* изследвания за определяне на реалните показатели за якост, деформация и консолидация на почвите в конкретния участък. [15].

2 Технология на прокарване на тунелни изработки за целите на метрополитен

Изграждането на софийското метро е извършвано с прилагането на разнообразни технологии и инженерни решения, съобразени с градската среда, геоложките условия и техническите ограничения. Разгледани са основните използвани методи:

- Открит способ (Cut-and-Cover)
- Милански метод (Top-Down)
- Нов австрийски тунелен метод (НАТМ)
- Модифициран НАТМ
- **Щитов метод (Shield Tunneling)**

Механизираното тунелостроене със щит, реализирано чрез ТПМ, намира широко приложение в централните градски зони, където тунелните съоръжения са с голяма дължина и преминават под плътно застроени и чувствителни територии, включително зони с археологическо значение. Разработката на почвения масив се извършва в челото на стоманен цилиндричен щит, който осигурява защитена среда за последователния монтаж на тунелната облицовка. Чрез хидравличната система на машината се поддържа необходимо противоналягане в забоя, което ограничава деформациите на околния масив и минимизира риска от повърхностни слягания.

3 Технология на прокарване и контрол върху околната среда при използване на тунелопробивни машини

3.1 Прокарване на тунели с тунелопробивни машини в градска среда - щитов метод

В световен мащаб през последните години нараства нуждата за реализация на подземни транспортни и градски инфраструктурни обекти най-вече в централните градски части, които се характеризират с висока плътността на застрояване и наличие на обекти, чувствителни към промени в почвения масив. Щитовият метод на строителство позволява изграждането на подземни изработки дори при плитка дълбочина на залягане, слаби или особени почви, високо ниво на подпочвените води без да предизвикват мащабни промени в напрегнатото и деформирано състояние на почвения масив и значими слягания на ниво терен. Положителните му страни максимално се разкриват за дълги трасета с бърз темп на напредъка при строги ограничения за теренните деформации. В таблица II.1 са систематизирани основните предимства и недостатъци на щитовия метод [16].

Тунелопробивните машини са разновидност на щитовия метод за прокарване на тунели, но и самите те обозначават семейство от различни типове машини. Поради бурното

развитие на тази технология международни организации са направили свои допълнителни разпоредби и поясняващи документи. В главата са представени графично две класификации на ТПМ.

Таблица II.1 Предимства и недостатъци при прокарване на тунели с ТПМ

Предимства	Недостатъци
Механизацията позволява висока скорост на напредъка	Дълъг период на подготовка преди започване на строителните дейности – проектиране, производство и монтаж на машината.
Висока точност на изградения профил на тунела	Комплексна работна площадка и съпътстваща инфраструктура – производство на сегменти, площадка на входна шахта.
Минимално нарушаване на напрегнато-деформираното състояние (НДС) и ограничена проява на негативни процеси на повърхността	Променливи показатели на прокарване при променлива геология.
Повишена безопасност за работния персонал	Сравнително ограничение във формата на тунела - сечението е кръгло с ограничени възможности за модификации.
Ниско шумово замърсяване	Преходите в напречното сечение са трудоемки.
Завършената облицовка е с високо качество	Облицовката е проектирана и за допълнителните сили на изтласкване в допълнение към проектните натоварвания.

Таблица II.2 Класификация на щитови ТПМ с пълно изземане на забоя

Тип тунелна машина	Номенклатура по DAUB	Тип крепене на забоя
Щитова тунелопробивна машина с пълно изземане на забоя	SM-V1	С открито чело - без забоев крепеж
	SM-V2	С механичен крепеж
	SM-V3	Със сгъстен въздух
	SM-V4	Със суспензия
	SM-V5	С противоналягане в забойната камера
	SM-V5-OM	Без крепене с винтов конвейър

3.2 Крепене на изработките при тунелопробивни машини

Основната функция на щита при механизиранието тунелостроителство е да действа като подвижно укрепване на изработката и да осигурява стабилност на прокарана изработка до изграждането на постоянната тунелна облицовка [16]. Ще се разгледат основните положения за тунелопробивните машини със щит и пълно изземане на забоя съгласно класификацията на Der Deutsche Ausschuß für unterirdisches Bauen (DAUB) - тип SM-V таблица II.2.

Изборът на подходящ метод за крепене зависи от геоложките условия, нивото на подземните води, допустимите повърхностни слягания и икономическите показатели на проекта. Основните видове укрепване включват: естествено, механично, чрез въздушно противоналягане и чрез суспензионно противоналягане.

3.2.1 Естествено крепене

Под естествено крепене на забоя се разбира, че стабилността на забоя се осигурява чрез собствената носимоспособност на почвата.

3.2.2 Механично крепене

Механичното крепене се осъществява чрез временни конструкции в щита - между режещите инструменти на режещата глава се поставят стоманени защитни елементи.

3.2.3 Крепене със сгъстен въздух

Крепене на забоя с въздушно налягане се използва за предотвратяване навлизането на вода в изработката. Въздухът под налягане уравновесява или надвишава водното налягане при забоя.

3.2.4 Крепене със суспензия

То представлява представява поддържане на челото чрез флуид под налягане - обикновено бентонитова суспензия с тиксотропни свойства. Поддръжката уравновесява както земното, така и водното налягане.

В зависимост от пропускливостта на почвата се различават два механизма:

- Мембранен модел
- Модел на проникване

3.2.5 Инженерни съображения

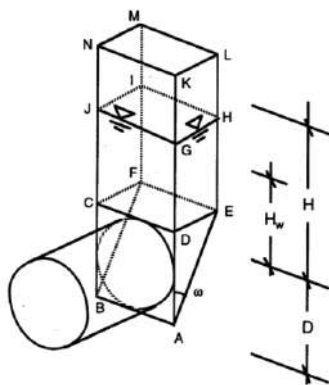
Поддържането на стабилността на челото е критично за контрола на повърхностните деформации. Изборът на вида на крепенето трябва да отчита геоложките условия, водопроницаемостта, налягането на подземните води и изискванията за безопасност. Системите с флуидна поддръжка (EPB и Slurry Shields) предлагат най-добра адаптивност при градски условия, осигурявайки минимално въздействие върху повърхността и по-добра защита на работната среда в сравнение с традиционните компресионни щитове. За изграждането на софийското метро се използват ТПМ от тип EPB.

3.3 Изчисляване на крепенето на забоя при тунелопробивни машини

Определянето на необходимото поддържащо налягане p_1 на челото на изработката е ключов етап от проектирането на ТПМ и тунелната конструкция. Целта е да се осигури равновесие между активните сили от земния натиск и поддържащото налягане в камерата, така че да не се допусне разрушение или прекомерно слягане. Разработени са няколко подхода, базирани на различни изчислителни модели.

3.3.1 Кинематичен модел на комина

Моделът на Horn, наричан още модел на комина (или още failure body model), [17], разглежда клиновидно тяло непосредствено пред челото, ограничено от равнинни повърхнини на срязване, фигура II.6, [17].



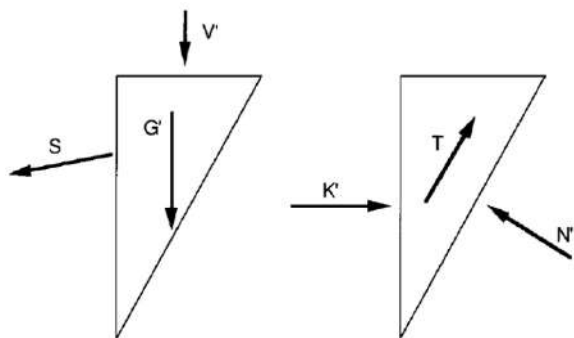
Фигура II.6 Модел на разрушението, съгласно подхода на Horn

3.3.2 Модел на Kovári–Anagnostou

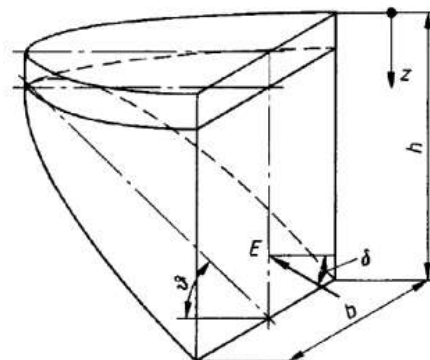
Моделът на Kovári–Anagnostou, [18], разширява подхода на Horn чрез въвеждане на вертикално натоварване V' върху клина, което се определя по теорията на Janssen–Terzaghi.

3.3.3 Триизмерен модел по DIN 4085 (Piaskowski–Kowalewski)

DIN 4085 [19] предлага изчислителен метод, базиран на триизмерен модел на разрушение, при който изкопът се разделя на хоризонтални срезове, фигура II.8, [19].



Фигура II.7 Силов полигон по Kovári–Anagnostou [18]



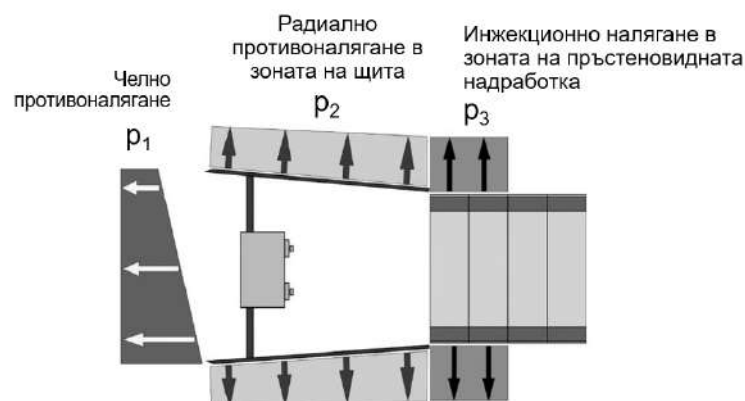
Фигура II.8 Модел на разрушението по Piaskowski–Kowalewski

3.3.4 Заключение

Изчисляването на необходимото крепящо противоналягане на челото при ТПМ с ЕРВ се основава на равновесието между земния и хидростатичния натиск и приложеното противоналягане. Кинематичните модели (Horn, Kovári–Anagnostou) осигуряват аналитичен инструмент за оценка на стабилността на клина, докато методът по DIN 4085 предлага нормативна рамка за количествено определяне на хоризонталния натиск. В глава 3 са разгледани и приложени три метода за оразмеряване на противоналягането, които са се доказали при строителството на метро тунелите в рамките на София.

3.4 Крепене на изработката зад забоя при прокарване с ТПМ

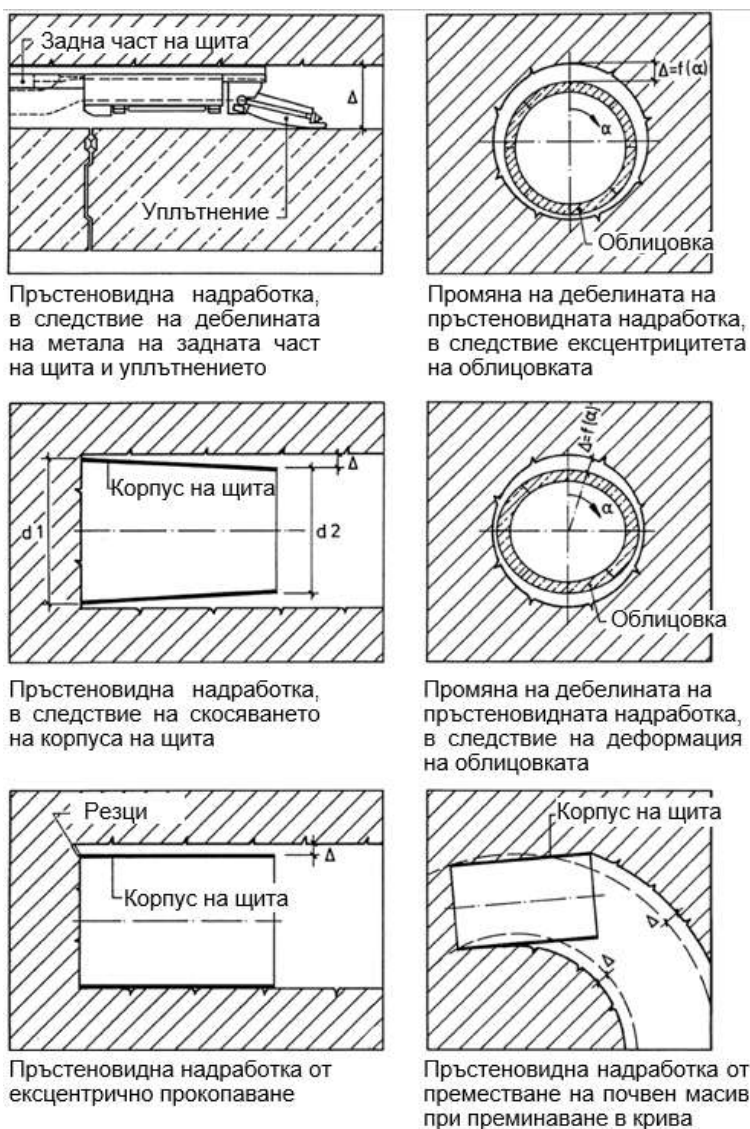
При щитове с балансирано контролиране на земния натиск ТПМ ЕРВ активното укрепване на забоя и страничните повърхности на изкопа се осъществява чрез поддържане на високо налягане и позволява да се намали слягането. Анализите на разпределението на противоналягането по дължината на обшивката на щита потвърждават връзка между наляганията в трите зони на крепене, съгласно фигура II.9, [16].



Фигура II.9 Зони на активно крепене при строителство чрез ТПМ

При механизираното тунелоизграждане зад щита на ТПМ остава пръстеновидна надработка (annular gap) между външната обвивка на щита и вътрешната повърхност на

мантираната облицовка (тюбинг), както е показано на фиг. II.10. Този луфт се запълва чрез инжектиране на специален разтвор, чиято цел е да възстанови естественото напрегнато състояние в почвата, да предотврати слягания на повърхността и да осигури равномерно поемане на натоварванията от облицовката.



Фигура II.10 Причини за надработка при строителство с ТПМ

3.4.1 Геометрия на пръстеновидната надработка

Широчината на надработката b зависи от конструкцията на опашката на щита и деформациите на обшивката. Типичните стойности за съвременни системи са:

$$b = 70-120 \text{ mm}, \quad \text{работен диапазон } \pm (20-40 \text{ mm})$$

При по-големи диаметри или при т.нар. “*extrusion process*”, широчината може да достигне до 250 mm. Неравномерности в b могат да възникнат поради:

- коничност на щита и ексцентрично положение на облицовката;
- криволинейно трасе;
- различна деформируемост на геоложките слоеве;
- неравномерно затваряне на надработката от изместената почва.

3.4.2 Инжектиране на пръстеновидната надработка

Пръстеновидната надработка, образувана между земния масив и сегментната облицовка вследствие напредването на щита, следва да бъде запълнена с инжекционен разтвор под налягане зад опашното уплътнение на щита. Тази операция изпълнява няколко основни функции и задачи:

- *Осигуряване на легло за сегментния пръстен*
- *Запазване на естественото напрегнато състояние на земния масив и ограничаване на сляганията*
- *Изолиране на сегментите от директен контакт с агресивни към бетона почви*
- *Подобряване на водонепропускливостта при еднослойна облицовка.*

За постигане на пълно и контролирано по налягане запълване на пръстеновидната междина около облицовката е необходимо тази зона да представлява затворен обем за инжектиране. Технологично инжектирането се прави по два способа:

- Инжектиране през опашката на щита.
- Инжектиране през отвори в сегментите.

Анализът на различните зони и моменти на инжектиране показва, че деформациите на почвения масив над тунела са минимални, когато инжектирането се извършва още при първия сегментен пръстен на тунелната облицовка непосредствено зад щита. Поради това при тунелостроителство в слаби и силно оводнени почви се препоръчва инжектирането да започва още от първия пръстен зад щита, като налягането на инжекционния разтвор следва да надвишава сумарното натоварване от земния масив и подземните води над тунелната изработка. Това е и възприетата практика при строителството на метрополитена в София, [20].

3.5 Слягания и класификация на въздействията

Сляганията при механизираното щитово прокопаване произтичат от преразпределението на напреженията и деформациите в земната среда вследствие на изкопаването и подпорните действия на машината. Те се проявяват на повърхността като вертикални премествания, чиято величина може да бъде ограничена чрез правилен избор на технология и стриктно изпълнение [16]. Също така се свързват със загуба на обем в зоната на забоя, деформации около корпуса на щита и процесите в пръстеновидната междина зад опашния кожух. В настоящия раздел се систематизират утвърдените емпирични зависимости и числени подходи за оценка на сляганията [16, 21, 22].

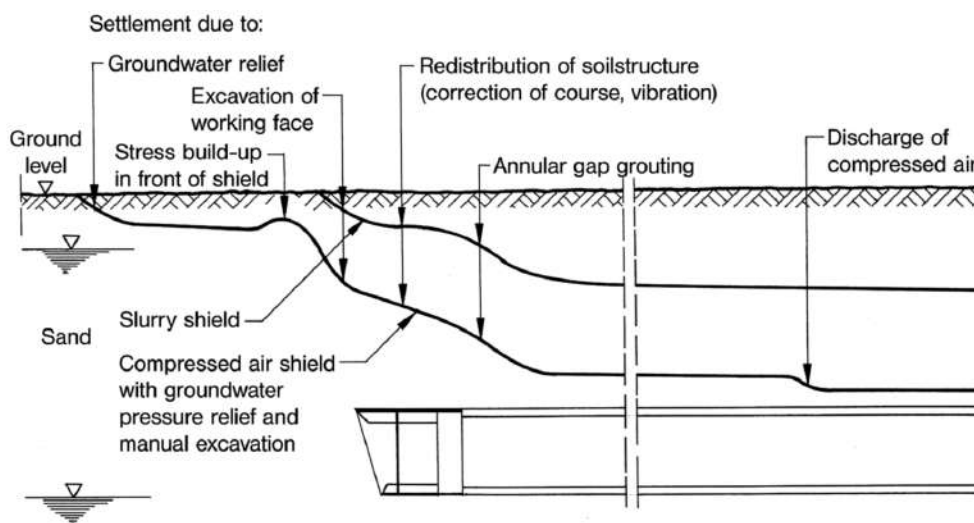
3.5.1 Причини за възникване на слягания

Сляганията по време на щитово прокопаване се дължат на съвкупното действие на следните механизми, които могат да действат самостоятелно или в комбинация:

- Промяна в нивото на подпочвените води и поровото налягане.
- Загуба на обем в свода на забоя при недостатъчно или неравномерно челно подпиране.
- Деформации на земната среда около корпуса на щита вследствие на контактни напрежения и локално натрупване на напрежения пред щита, причинено от надигането на земната основа.
- Загуба на обем в пръстеновидната междина при непълно или ненавременно инжектиране на запълващия разтвор.
- Деформации на почвата, причинени от изменение на зърнестата и структура в следствие на вибрации от машината или деформации, които се развиват с времето, включително консолидация и пълзене при свързани и слабо дренирани почви.

- Спадане на налягането на съгъстения въздух, което води до намаляване на диаметъра на тунела и увеличаване на осовите усилия в облицовката.

Схематични криви на слягане при различни технологии на прокопаване са представени на фиг. II.11.

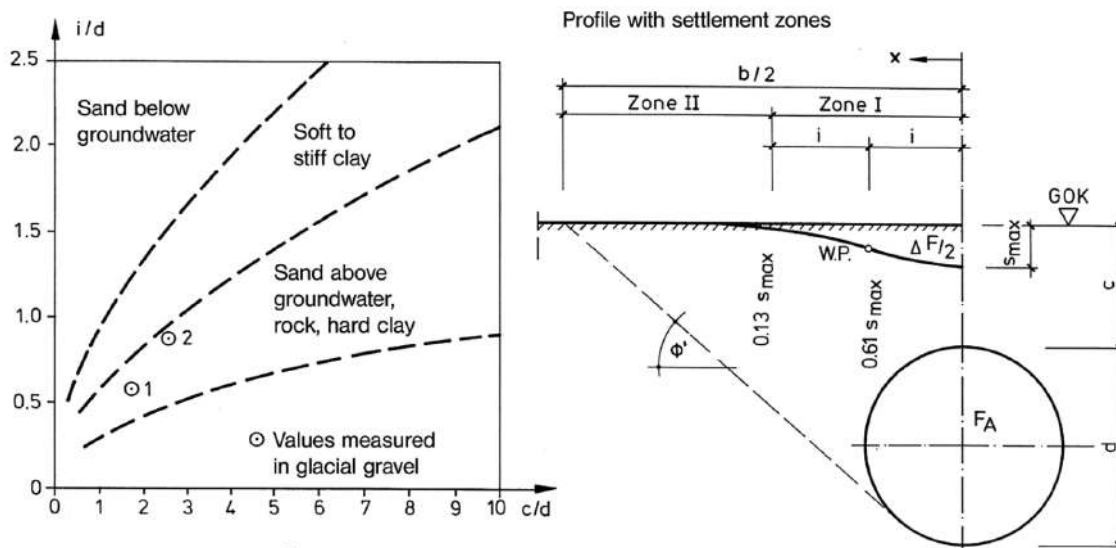


Фигура II.11 Схематични криви на слягане за различни технологии на изработка

3.5.2 Емпирично определяне на сляганията

Емпиричните оценки обобщават измервания от реализирани тунели и описват напречното разпределение на вертикалните премествания. Така например, данните от [21] показват загуба на обем в рамките на 0.5% – 1.5%, но тези стойности са силно чувствителни към типа и качеството на изработка. В тази връзка, на базата на статистически данни за от прокопаването на множество тунели в различни условия, Реск разработва зависимости, отчитащи влиянието и на почвените условия [22]. При методът разработен от него, профилът на слягането се апроксимира с Гаусова функция и описва вертикалното преместване като функция от разстоянието y от оста на тунела:

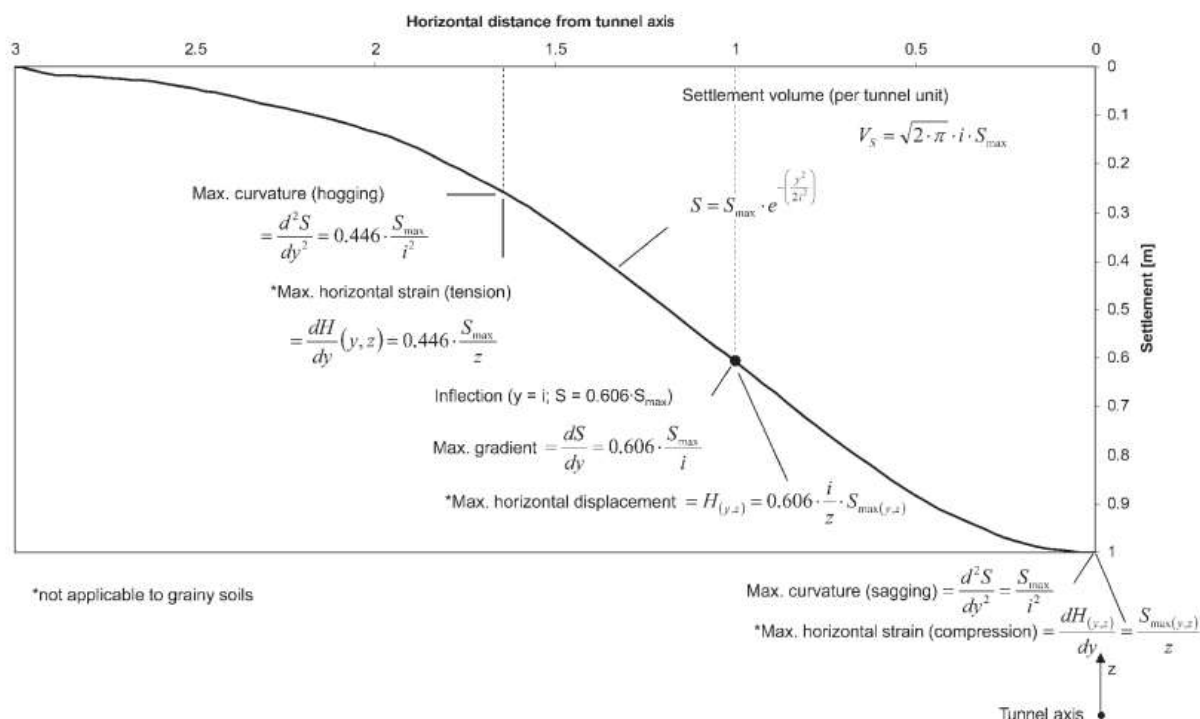
$$S = S_{\max} e^{-\left(\frac{y^2}{2i^2}\right)} \quad (\text{II.1})$$



Фигура II.12 Връзка между относителното почвено покритие и кривата на деформациите

$$\Delta F = S_{\max} i \sqrt{2\pi} \quad (\text{II.2})$$

По-късно, O'Reilly и New [21] доразвиват описаната методика. За определяне на слягането, отчитат загубата на обем в следствие на укрепването на забоя, преминаването на машината и запълването на пръстеновидната междина с разтвор; както и влиянието на преразпределението на напреженията в земния масив. Предложената крива за определяне на слягането е представена на фиг. II.13 [21].



Фигура II.13 Сляганията като функционално разпределение съгласно O'Reilly и New

Описаният подход позволява да се оценят $S_{\max}$ и производни показатели (наклони, деформации) за дадени геометрични и геоложки параметри и наблюдавана загуба на обем.

3.5.3 Числени модели за изчисляване на сляганията

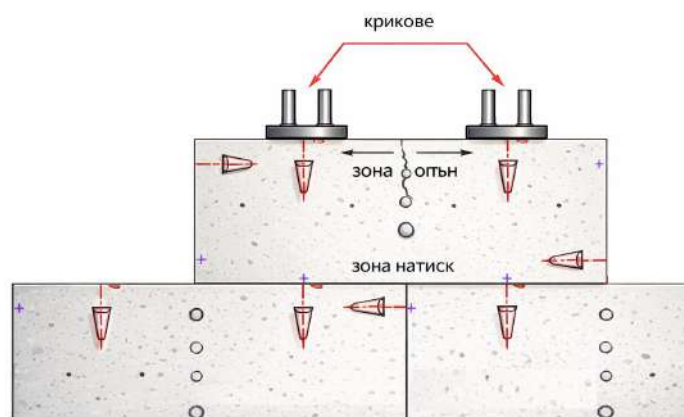
Числените модели, базирани на метода на крайните елементи (МКЕ), предоставят възможност за по-детайлно описание на процесите, водещи до слягания при механизирания щитово прокопаване, чрез пряко моделиране на взаимодействието между земната среда, щитовата машина и тунелната облицовка. За разлика от емпиричните зависимости, числените подходи позволяват отчитане на геометрията, поетапното напредване на изкопа и пространственото разпределение на напреженията и деформациите [16]. ТЕ могат да са двуизмерни и триизмерни, като при двуизмерните се използва и β -метод [23]

Етапи на числения анализ При прилагане на метода на крайните елементи численият анализ обикновено се извършва поетапно, като се обхващат основните фази на строителния процес [16, 24].

Отчитане влиянието на конститутивните модели на материалите При изчислението на сляганията, следва да бъде отчетено и влиянието на конститутивните модели на материалите. В практическите приложения на численото моделиране най-често се използва линейно-еластичният идеално-пластичен модел на Mohr-Coulomb [25]. При наличие на по-пълна и надеждна информация за механичните свойства на почвата, описанието на нейното поведение може да бъде подобро чрез прилагане на по-усъвършенствани



Фигура II.16 Схема на връзката между сегментите в един пръстен, [20]



Фигура II.17 Схема на напреженията при отласкване на крикове

конститутивни модели, като например модела на втвърдяваща се почва (Hardening Soil) [26, 27].

Ограничения и приложимост Независимо от нивото на детайлност, числените модели са зависими от редица опроставания, свързани с хомогенизацията на почвените слоеве, избора на конститутивни зависимости и идеализацията на строителния процес. Поради това резултатите от числените симулации следва да се интерпретират с инженерна преценка и, когато е възможно, да се съпоставят с измерени състояния.

3.6 Тунелни конструкции

Тунелните облицовки при тунели, прокарвани с тунелопробивни машини (ТПМ), са претърпели съществено развитие както по отношение на използваните материали, така и по отношение на конструктивната форма и начина на сглобяване на сегментите, [28].

Освен обичайните конструктивни проверки, които трябва да се извършат за оразмеряване на крепежния пръстен и сегментите в частност като негови елементи, е от изключителна важност да се направи проверка при отласкването на машината чрез крикове фигура II.17. Това е един от най-прецизните и важни процеси при монтиране на пръстена. Ефектите от това натоварване могат да се разгледат в две направления: радиално и периферно.

В радиално направление се използва формулата на Leonhardt, чрез която се изчислява опънната сила, която трябва да поеме армировката.

$$T = 0.25 N \frac{a_0 - a_1}{a_0} \quad (\text{II.3})$$

където:

- T – сила на опън под обувката на крика;
- N – сила на натиск на един крик;
- a_0 – дебелина на сегмента (320 mm);
- a_1 – ширина на обувката (180 mm).

Оразмеряването на армировката в радиална посока може да се направи по опростена формула:

$$T_d = A_s f_{yd} \quad (\text{II.4})$$

В периферно направление се прави проверка за максималните натискови напрежения в сегмента под въздействие на проектното натоварване на криковете. Изчисленията за това се правят по МКЕ.

4 Сеизмични условия и сеизмични въздействия

4.1 Геоложка и сеизмотектонична обстановка

София е разположена в активна зона на земната кора – Софийската сеизмична зона, която обхваща котловината и прилежащите планински масиви Витоша, Люлин и Стара планина. В главата е направен обзор на съвременни изследвания за сеизмичния риск и сеизмичното микрорайониране на София.

5 Нормативна уредба и технически изисквания

5.1 Въведение

Нормативната рамка при проектирането и изграждането на тунелни конструкции дава основа за гарантиране на безопасност, дълготрайност и експлоатационна надеждност на подземните съоръжения. Особеност при тунелното строителство е липсата на единен стандарт за проектиране. В международната практика, се прилага съчетание между общи стандарти за проектиране, например Европейските стандарти (системата Еврокод) от първо [29–36] и второ поколение [37–44], хармонизирани стандарти за материали и изпълнение [45–47], както и специализирани ръководства, като например ITA-AITES [48–51] и JRC [52–61]. В България нормативната рамка включва Еврокодове с национални приложения, законова и подзаконова уредба (ЗУТ, Наредби на МРРБ), както и български стандарти БДС, хармонизирани с европейските.

5.2 Европейски стандарти и Еврокодове

5.2.1 EN 1997: Геотехническо проектиране

Еврокод 7 формулира принципите и правилата за оценка на геотехническите параметри, избор на изчислителни модели и проверки [33, 34, 40–42].

Развитието на Еврокодове, до момента обхваща два етапа:

Първото поколение (EN 1997-1:2005, EN 1997-2:2007) задава основополагащите принципи за геотехническо проектиране.

Второ поколение Еврокодове (EN 1997-1:2024; EN 1997-2:2024; EN 1997-3:2025) значително развива обхвата на първото, като се забелязва ясно изразен акцент върху оценка на надеждността в моделирането и проектирането.

- **Рамка за проверка (верификация):** съгласувана с EN 1990:2023 чрез Методи за верификация/Verification Cases (VC1–VC4); за числени модели се допуска факториране на свойства и въздействия „на входа“ - Material Factor Approach (MFA) и на ефекти „на изхода“ - Effect Factoring Approach (EFA), спрямо избрания VC [40].
- **Допустими методи за проверка (верификация):**
 1. чрез изчисления по метода на частните коефициенти по VC (verification by calculation);
 2. Resistance Factor Approach (RFA) с правила и коефициенти по EN 1997-3;
 3. проверки чрез изпитвания (verification by testing);

4. чрез наблюдение и мониторинг с предварително планирани мерки - *обсервационен метод* [40, 42];
 5. по *предписани правила* (perscriptive rules) - одобрени класификационни системи, типови решения и конструктивни детайли.
- **Етапи на изпълнение:** в проверките се отчитат етапите на изпълнение и влиянието на метода на изработка/строителство [40];
 - Специфичните правила за геотехнически съоръжения са изведени в отделна част - EN 1997-3 [42], но специализиран раздел за тунели продължава да липсва.

5.2.2 EN 1998-1 и EN 1998-5: Сеизмично проектиране

Еврокод 8 дефинира принципите и правилата за сеизмичното проектиране на конструкции, като в контекста на тунелостроенето основно значение имат Част 1 (общи принципи) и Част 5 (фундаменти, подпорни конструкции и геотехнически аспекти) [35, 36, 43, 44].

Първо поколение (EN 1998-1:2004; EN 1998-5:2004) формулира основните принципи за сеизмично проектиране в четири основни категории - проектни изисквания, основни параметри, методи за анализ и специфики за подземни съоръжения

Второ поколение Еврокодове (EN 1998-1:2024; EN 1998-5:2024) разширява и актуализира рамката, като въвежда нови концепции за надеждност и моделиране:

- Проектни изисквания и надеждност: съгласувани с EN 1990:2023; въвеждат се надеждностни класове и се уточняват критериите за сеизмична безопасност на подземни съоръжения;
- Модели и входни данни: изисква се консистентен модел на земната среда, съвместим с *Почвен модел/Ground Model (ПМ/GM)* и *Геотехнически изчислителен модел/Geotechnical Design Model (ГИМ/GDM)* от EN 1997-1:2024, включително стратиграфия, хидрогеология, напрежения и динамични характеристики на почвата;
- Методи за проверка: допуска се използване на спектрален анализ, еквивалентно-статични методи, нелинеен анализ във времето, както и обсервационен метод при сложни условия;
- Част 5: Подземни конструкции включва специфични изисквания за сеизмичното поведение на фундаменти, подпорни съоръжения и подземни конструкции; за тунели следва да се прилагат общите принципи за подземни конструкции; Макар и само с информативен характер, са добавени анекси с контретно приложение за подземни съоръжения и тунели.
- Разгледани са също и методи за анализ за подземни съоръжения, оценка на неопределеностите и документация.

Последното издание на Еврокод 8, съдържа изрични изисквания за подземни съоръжения, включително тунели, и предлага както общи правила за взаимодействието конструкция-земна основа, така и информативни приложения с опростени методи и аналитични изрази за сеизмичното им проектиране. В комбинация с рамката на Еврокод 7 за моделиране на земната основа и надеждностен анализ, това позволява изграждането на консистентен и обоснован подход за оценка на напрегнато-деформираното състояние на тунели, изградени с ТПМ в сложни геоложки и сеизмични условия.

5.2.3 EN 1992-1-1: Бетонни конструкции

Сегментните облицовки на тунелите, които представляват стоманобетонни елементи, се проектират съгласно Еврокод 2 [32, 39]. Особено важни са правилата за проверка на якост, пукнатинообразуване и дълготрайност при специфични условия на въздействие (висока влажност, агресивна среда). В новото поколение Еврокод 2 (2024) се въвеждат

по-детайлни критерии за якост и деформации, обновени правила за пукнатинообразуване и дълготрайност, както и по-ясна връзка с класовете на въздействие по EN 206 [45].

5.2.4 EN 1991 и EN 1990: Въздействия и основи на проектирането

Еврокод 0 (EN 1990) [29] определя основите на проектирането: гранични състояния, частни коефициенти, комбиниране на въздействията и регулиране на надеждността чрез дефиниране на *класове по степен на отговорност (CC)* и *класове по степен на надеждност (RC)*, *Нива на контрол върху проектирането (DSL)* и *Нива на инспектиране по време на изпълнението (IL)*. Втората генерация (EN 1990:2023) [37] разширява обхвата на стандарта от „Основи на проектирането на строителни конструкции“ на „Основи на конструктивното и геотехническото проектиране“.

Еврокод 1 (EN 1991) [30, 31, 38] дефинира категориите въздействия върху конструкции и техните представителни стойности.

5.3 Българска нормативна рамка

Нормативната база в България за проектиране на тунелни конструкции се състои от общите правила за сеизмично проектиране, специализираните изисквания за пътни и железопътни тунели и хармонизирани европейски стандарти (БДС EN). Съвременната рамка се опира на три основни документа – Наредба № РД-02-20-2/2012 (сеизмични въздействия) [62], Наредба № РД-02-20-2/2015 (пътни тунели) [63] и Наредба № 58/2006 с допълнение от 2023 г. (железопътни тунели) [64], Ръководство за проектиране на подземни съоръжения в земетръсни райони - НИСИ [65]. По-старите норми от 80-те години са отменени, но имат историческо значение.

5.3.1 Исторически бележки

До въвеждането на Еврокодовете и специализираните наредби, в България са прилагани Техническите правила и норми за проектиране на тунели (ТПН 6-3, 1987) [66] и Нормите за проектиране на пътни и железопътни тунели (1988) [67]. Тези документи вече са отменени, но имат историческо значение, тъй като са били основен норматив за проектантската практика в продължение на десетилетия и са използвани при първите етапи на строителството на Столичния метрополитен.

5.4 Материали и стандарти за изпълнение

5.4.1 EN 206:2013+A2:2021 Бетон

Стандартът EN 206 [45] определя изискванията към състава, производството и контрола на бетона, включително класове на въздействие (например XC, XS, XA), които са особено важни при подземни съоръжения, изложени на агресивна среда и висока влажност.

5.4.2 EN 13670:2009 Изпълнение на бетонни и стоманобетонни конструкции

EN 13670 [46] задава правилата за изпълнение на бетонни и стоманобетонни конструкции, включително изисквания за документация, допуски, армиране, монтаж на предварително изготвени елементи и контрол по време на строителството.

5.5 Международни ръководства и добри практики

5.5.1 Ръководства на ITA-AITES

Те се използват като допълнение към Еврокодовете и националните стандарти, особено в области, където липсват конкретни изисквания за тунели. В контекста на дисертацията релевантни са следните ръководства: [48–50].

5.5.2 Ръководства и технически документи на JRC

Ръководствата и техническите документи предоставени от Европейската комисия по темата на дисертацията, включват: [52, 53], както и най-новите ръководства от 2024–2025 г., [57–61], които имат за цел да подкрепят практическото приложение на второто поколение на Еврокод 7.

5.6 Обобщение

Ролята на различните нормативни документи и международни ръководства при моделиране на тунели в сложни инженерно-геоложки условия, е обобщена чрез сравнителен анализ, показан в Таблица II.6.

Таблица II.6 Моделиране на тунели при сеизмични въздействия – методологични подходи и приложение

Подход	Същност / входни данни	Приложение към изработки с ТПМ при сложни геоложки условия
Деформационен (EC8-5 & ITA)	Задават се сеизмично-индуцирани деформации на почвения масив; тунелът се деформира съгласно тези полета	Подходящ при плитко заложен тунел и близост до други съоръжения; използва се за оценка на пукнатини и деформации на облицовката
Инерционен (EC8-1/5 & ITA)	Въвеждат се ускорения или спектри; отчитат се инерционни сили на конструкцията; взаимодействие почва–съоръжение чрез контактни условия	Подходящ за проверка на вътрешни усилия и напрежения при земетръс; комбинира се с деформационния анализ за пълен обхват на сеизмичното поведение

Сравнителният анализ показва, че при моделирането на тунели в сложни инженерно-геоложки условия, както е случаят в централната част на София, е необходим **комбиниран подход**, включващ:

- Еврокодове (EC0, EC1, EC2, EC7, EC8-1/5) с национални приложения — основи и комбинации, въздействия, стоманобетон, геотехника и сеизмични въздействия (взаимодействие конструкция-земна основа).
- Българска нормативна база — Наредба РД-02-20-2/2012 (сеизмични въздействия, включително специален раздел за тунели) и Наредба РД-02-20-2/2015 (технически правила и норми за проектиране на пътни тунели).
- Хармонизирани стандарти EN 206, EN 13670 и EN 14487 за материали и изпълнение; изисквания за бетон (класове на въздействие и съответствие), изпълнение и контрол, спецификации за торкретбетон.
- Насоки на ITA-AITES като добри практики за сегментни облицовки, инжектиране зад щита, мониторинг, сеизмично поведение на подземни съоръжения и управление на риска.
- Доклади на и технически документи на JRC — от идентифициране на празнини в стандартизацията, през перспективи за прилагане на второто поколение Еврокодове за тунели, до конкретни насоки за надеждностно-базирано проектиране, включително приложни примери (тунелостроене с ТПМ, EPB, SCL).

Този интегриран подход задава нормативно-методическата рамка, използвана в дисертационния труд за разработване, верифициране и валидиране на числените модели при прилагането им за анализ на критични сценарии като разминаването на тунели в Столичния метрополитен.

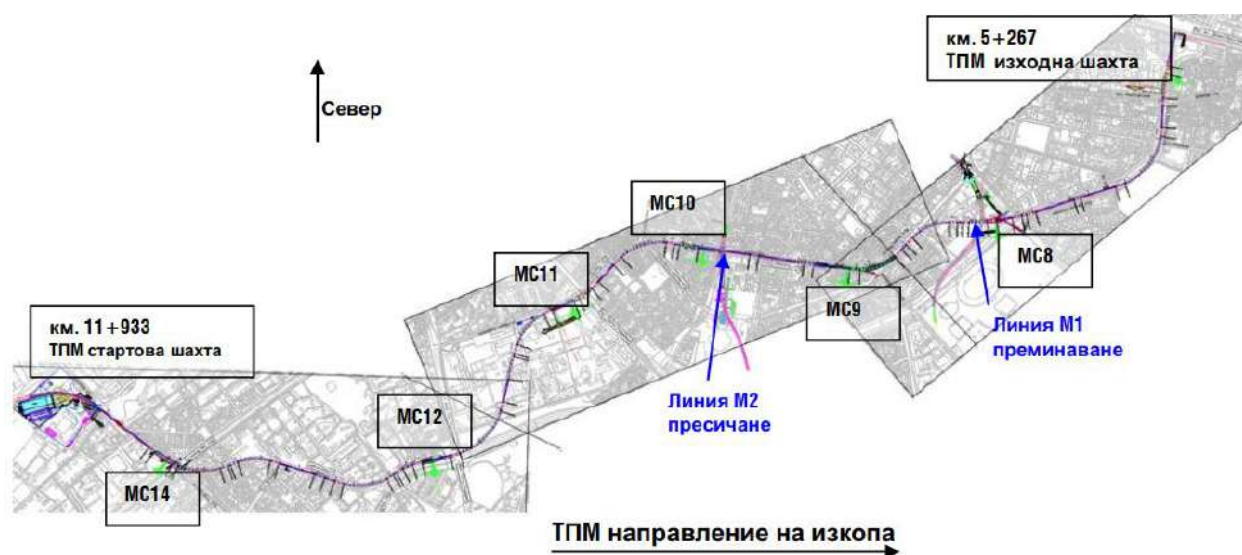


Глава III

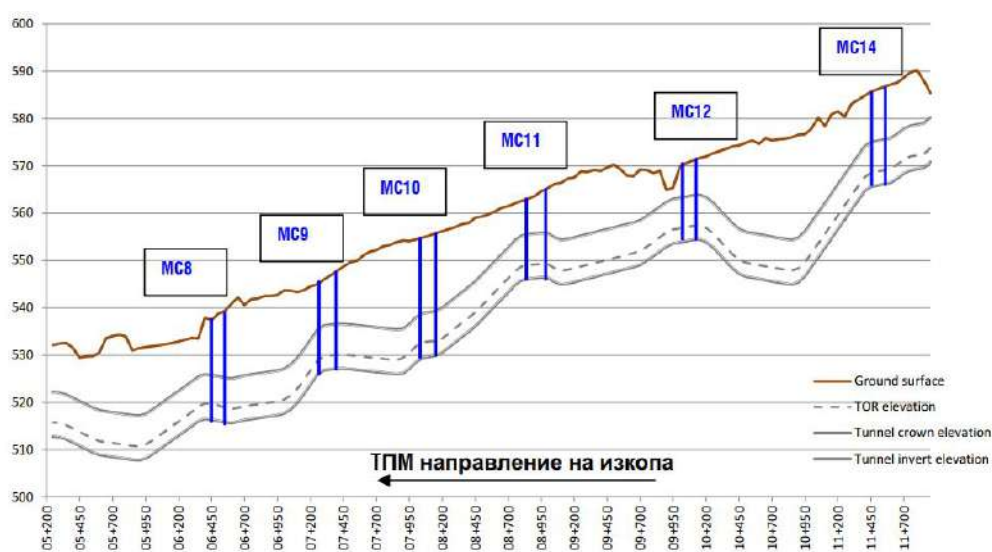
Определяне на почвено противоналягане при строителство на тунелен участък от трети метродиаметър на софийското метро

В настоящата глава се представя методика за определяне на препоръчителното подпорно/крепежно налягане, което следва да бъде прилагано от щит с балансирано контролиране на земния натиск (EPB) за реален участък от трасето на третия метродиаметър.

1 Описание на трасето



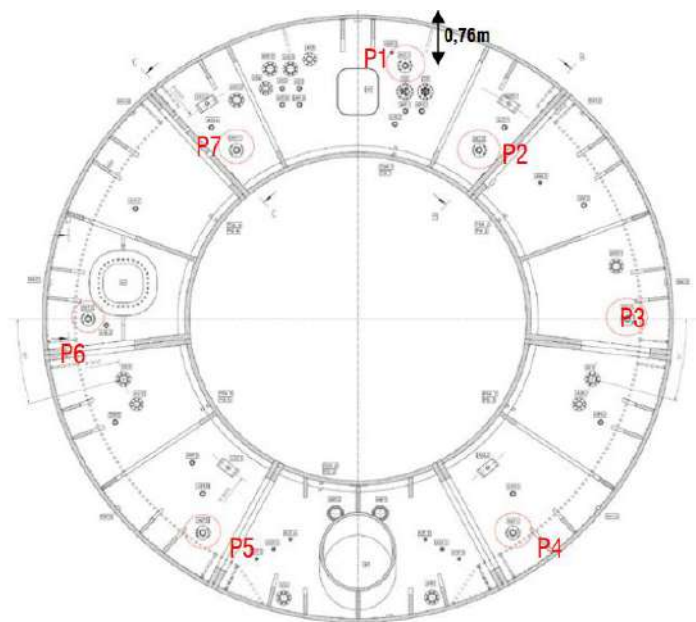
Фигура III.2 Линия М3 - ситуация



Фигура III.3 М3 линия - профил

1.1 Сечение на ТПМ

Тунелнопробивната машина, с която са изпълнени сеченията на метротунела от линия три, е с балансирано контролиране на земния натиск (EPB), с производител Herrenknecht, произход Германия. Щита е с диаметър на изкопа 9.39 м, и сегмента, който ще се инсталира е с дебелина 32 см. Вътрешният диаметър на тунела е 8.43 м. Щитът е проектиран за безопасно работа до 4.0 bar налягане в камерата за изкопните работи и е снабден с 7 клетки за налягане върху преградата стена. Горна клетка за налягане "P1" е инсталирана 76 см под плота на щита - фиг. III.4. Това разстояние е взето под внимание при определяне на налягането на нивото на P1.



Фигура III.4 Местоположение на сензорите за земното налягане, съгласно "Belegungsplan - 4873-001-000-02"(Herrenknecht)

1.2 Геоложки условия по трасето

В геолошко отношение районът попада в югоизточната част на Софийския плиоценски басейн. Плиоценските материали имат различна дебелина, варираща между 250 метра и 500 метра. На върха на тази формация кватернерни отлагания са налични кафяви пясъчни глинени (те имат различна дебелина между 1.0 m и 7.0 m).

В района на трасето са идентифицирани следните геоложки единици:

- Пласт 1 – Насипи / почвен слой (1a)
- Пласт 2 – Делувиални отложения
- Пласт 3 – Алувиални отложения
- Неогенски отложения (N)
- Пласт 4 – Горен (жълтокафяв) комплекс (N-P11)
- Пласт 5 – Долен (сивозелен) комплекс (N-P12)

1.3 Хидрогеоложки условия по трасето

По протежението на тунелния профил подпочвени води са налични при всички изпълнени сондажи. Нивото на подпочвените води е между 2.7 и 17.6 м дълбочина от повърхността. По предоставените данни пропускливостта, съответстваща на земните пластове от трасето на метротопроект линия 3, е в диапазон между 2.76×10^{-3} - 2.2×10^{-8} м/сек.

Таблица III.3 Параметри за определяне на ТПМ с ЕРВ

Пласт	γ [kN/m ³]	φ' [°]	Кохезия [kPa]	E_0 [MPa]	K [m/s]
1	19.0	0	42	4.0	–
2.1	19.3	18	24	43.0	–
2.2	20.0	44	0	61.0	2.50E–08
3.1	19.0	0	25	2.2	–
4.1	18.7	22	31	18.0	3.80E–10
4.1a	16.0	18	23	13.0	–
4.2	16.7	34	0	21.0	1.20E–07
4.3	20.0	31	0	31.0	1.10E–08
4.4	19.7	41	1	22.0	2.90E–10
5.1	18.2	22	29	31.0	8.00E–09
5.1a	15.2	16	31	41.0	1.40E–12
5.2	18.4	35	0	69.0	1.30E–12
5.3	19.5	39	0	30.0	1.30E–07
5.4	19.2	37	0	25.0	–

2 Участък 6 от Метродиаметър 3 - между Метростанция 9 и Метростанция 8

2.1 Описание

По протежение на този участък почвеното покритие над свода е почти постоянно между 9.7 м и 11.30 м, което кореспондира на покритие 1.0-1.2 пъти от диаметъра на тунела - фиг. III.5.



Фигура III.5 Геометрия на тунелния пръстен

Тунелният профил стартира от Метростанция 9 на км 7+265 и поема под бул. “Васил Левски” посока североизток.

Между км 6+920 и км 6+880 (приблизително) трасето на тунела минава под подлез. Поради наличието на подземното съоръжение, е взето под внимание допълнително натоварване отговарящо на собствено му тегло ($W_{\text{structure}}$ приблизително равно на 25 kPa). Това допълнително натоварване може да се разглежда като допълнително земно покритие с тегло γ и дебелина Δh равна на 1.25 м.

$$W_{\text{structure}} = 25 \text{ kN m}^{-2} = \Delta F \Rightarrow \Delta h = \frac{\Delta F}{\gamma} = \frac{25 \text{ kN m}^{-2}}{20 \text{ kN m}^{-3}} = 1.25 \text{ m} \quad (\text{III.1})$$

2.2 Геоложки условия

По протежение на участъка в първите 340 м се редуват глина и среднозърнест пясък. Тунелния участък е разделен в три слоя: тинесто глина в свода на тунела, сива тинеста глина на дъното и сив фин пясък между двата слоя. Около КМ 6+730 до 6+550 се появява грабен. В тази зона, тунелният участък се характеризира с редуване на едри пясъци и тинеста глина - фиг. III.8.

3 Анализ на стабилността на забоя

3.1 Изчисление на ЕРВ налягане

В глава II точка 3.3 бяха разгледани обстойно класически теоретични постановки. От натрупания опит при строителството на метрополитен в рамките на София са избрани три практически постановки за използване - *метод Сингапур*, *емпиричен метод*, *COB метод* /Датски център *Onderground Bowen*/.

• Метод Сингапур

Препоръчителното работно налягане при свода на тунела е равно на хоризонтален натиск и се изчислява по формула III.2:

$$S_T = p_h = k_0 \cdot \left[(H - h_w) \gamma_{\text{nat}} + h_w (\gamma_{\text{nat}} - \gamma_w) \right] + h_w \gamma_w \quad (\text{III.2})$$

където:

- k_0 - коефициент на земен натиск в покой, $k_0 = 1 - \sin \varphi$;
- H - дълбочина на тунелния свод [m];
- h_w - височина от нивото на подземните води до тунелния свод [m];
- γ_{nat} - обемно тегло на почвата [kN/m^3]; γ_w - обемно тегло на водата [kN/m^3].

В случай на кохезионни почви, предишното уравнение III.2 се модифицира, като се отчита активния земен натиск, така че препоръчителното работно налягане при свода на тунела става:

$$S_T = p_h = k_a \cdot \left[(H - h_w) \gamma_{\text{nat}} + h_w (\gamma_{\text{nat}} - \gamma_w) \right] + h_w \gamma_w \quad (\text{III.3})$$

където:

- k_a - коефициент на активен земен натиск,

$$k_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (\text{III.4})$$

• Емпиричен метод

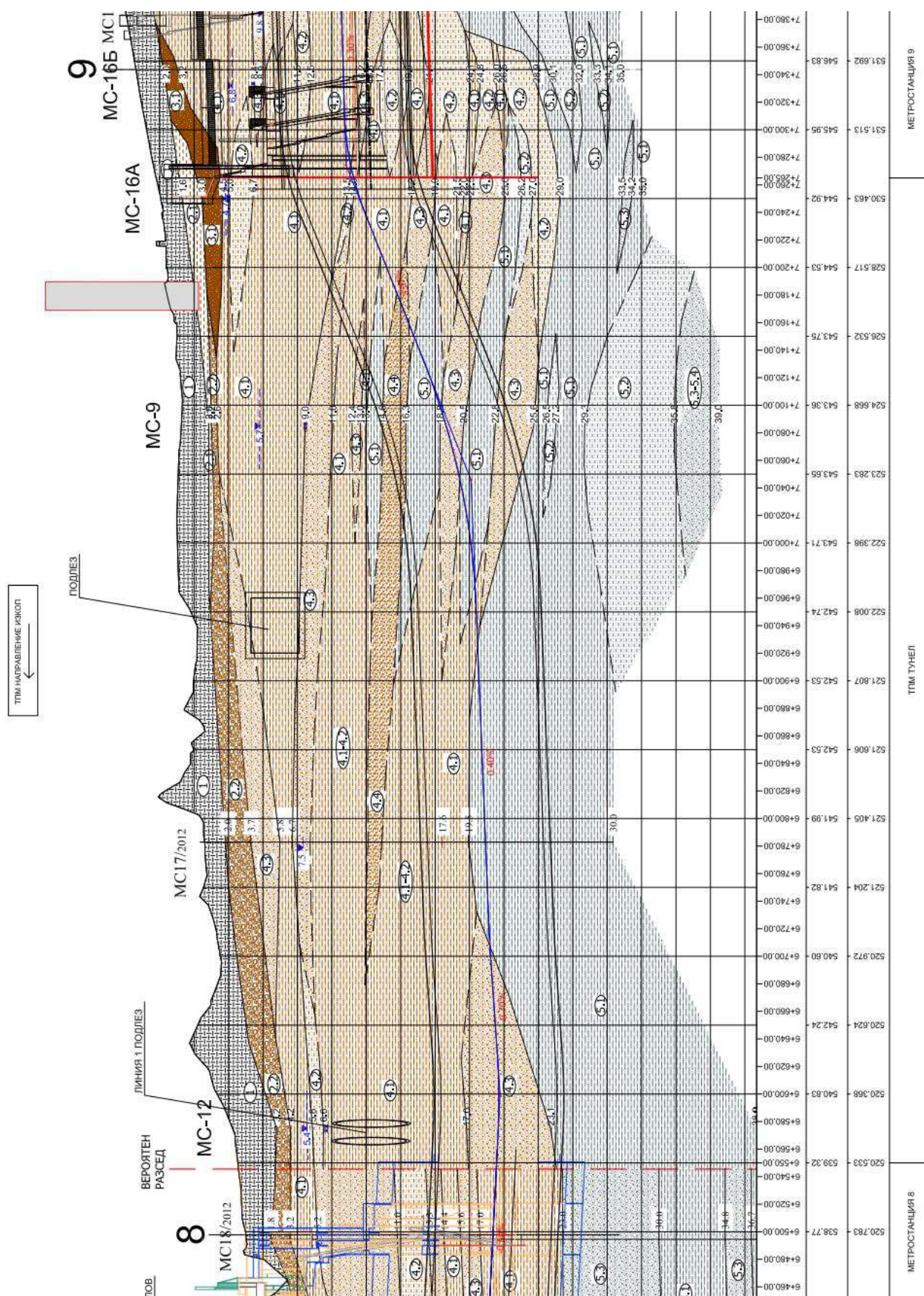
Приема се, че минималната стойност на ЕРВ налягането трябва да бъде с 0.2 бара по-висока от активния земен натиск и налягането на водата в определеното ниво:

$$S_T = k_a \cdot \sigma'_v + p_w + 20 \text{ kPa} \quad (\text{III.5})$$

- k_a - коефициент на активен земен натиск
- σ'_v - вертикален ефективен земен натиск в свода на тунела [kPa];
- p_w - хидростатичен натиск в свода на тунела [kPa].

• COB метод /Датски център *Onderground Bowen*

Тази формулировка е подобна на емпиричния метод, но отчита и налягането от



Фигура III.8 Геоложки профил на участък 6

натоварването на повърхността и на положителния принос на кохезията при свързани почви. В разглеждания случай е въведено повърхностно натоварване в размер на 10 kPa, съответстващо на движение по пътната инфраструктура. Уравнението, предложено от метод COB е:

$$S_T = k_a \cdot \sigma'_v - 2c \cdot \sqrt{k_a} + k_a \cdot q + p_w + 20 \text{ kPa} \quad (\text{III.6})$$

– σ'_v – вертикално-ефективен земен натиск в свода на тунела [kPa];

– k_a – коефициент на активен земен натиск,

$$k_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi};$$

– c – кохезия [kPa]; q – товар от повърхностния натиск [kPa], $q = 10 \text{ kPa}$;

– p_w – хидростатичен натиск в свода на тунела [kPa].

3.2 Препоръчително ЕРВ налягане

За дефиниране на препоръчителните стойности на ЕРВ налягането се използва осреднена стойност. За да се направи по-лесно регулирането на налягането ЕРВ по време на движение на ТПМ, резултатите се представят в стъпаловидна диаграма с дължина на интервалите от 20 м. В същата диаграма се докладва диапазона, между който трябва да се поддържа ЕРВ налягането с минималните и максималните стойности на необходимото работно налягане при тунелния свод, изчислена като следва:

$$p_{\min} = 0.90 \cdot s_T \quad (\text{III.7})$$

$$p_{\max} = 1.20 \cdot s_T \quad (\text{III.8})$$

Минималното ЕРВ налягане съответства на крепежен натиск, който трябва да гарантира стабилността на забоя и да не позволи каквито и да е почвените премествания. Тази стойност е долна граница на допустимия интервал и не трябва да се понижава. Максималното ЕРВ налягане съответства на налягане, което не трябва да се надвишава, за да се избегне повърхностно повдигане.

Диапазонът на границите, обаче, е възможно да се предефинира в определени критични точки. По своята същност това в известен смисъл намалява сигурността, но гарантира ограничаване на деформациите. При разминаването с линия 1 като първа итерация могат да се приемат следните стойности, съгласно натрупания от практиката опит:

$$p_{\min, \text{lowOB}} = 0.95 \cdot s_T \quad (\text{III.9})$$

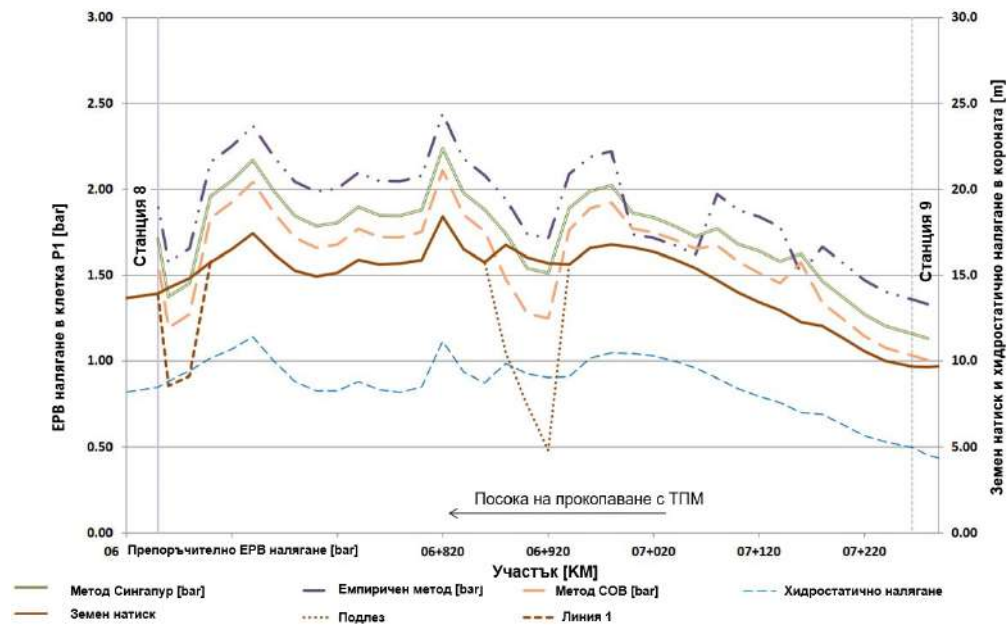
$$p_{\max, \text{lowOB}} = 1.05 \cdot s_T \quad (\text{III.10})$$

Съгласно получените резултати по методите: емпиричен, Сингапур и COB, необходимото ЕРВ налягане е в границите между 0.9 bar и 2.4 bar. Получените резултати са представени визуално на фигура III.9. На фигура III.10 е показано минималното, максималното и препоръчително ЕРВ налягане за участък 6. Препоръчителното ЕРВ налягане в границите от 1.1 bar до 2.2 bar.

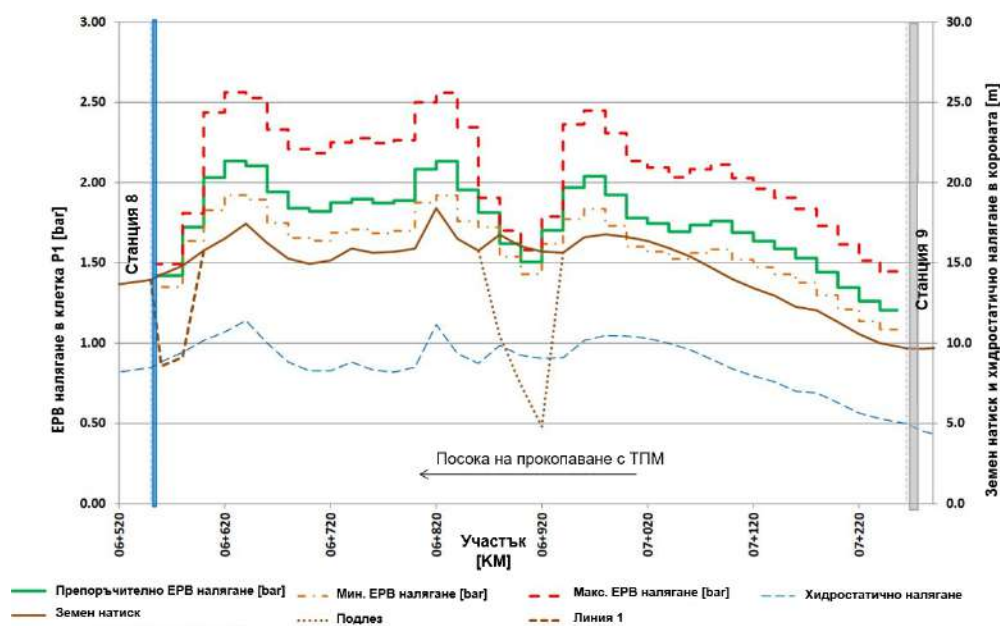
Препоръчителните ЕРВ налягания са индикативни стойности, които следва да се разглеждат в зависимост от резултатите от мониторинга на сляганията. Действителното ЕРВ налягане се регулира към действителните почвени условия, които могат да покажат различно поведение независимо от разглежданите проектни геотехнически параметри (кохезия c , ъгъл на триене φ и единица тегло γ).

Важно е да се отчетат следните особености още на етапа на изчисленията:

- Преди всеки момент на вход (навлизане в метростанцията) ЕРВ налягането се намалява постепенно, така че приблизително пет метра преди шлицовата стена на станцията налягането в границите на изкопа да бъде практически нищожно;



Фигура III.9 Сравнение между изчисленото ЕРВ налягане по различни методи (реферирано налягане към клетка Р1)



Фигура III.10 Препоръчително, минимално и максимално ЕРВ налягане, ниво подпочвени води и покритие в клетка Р1, между МС 9 и МС 8

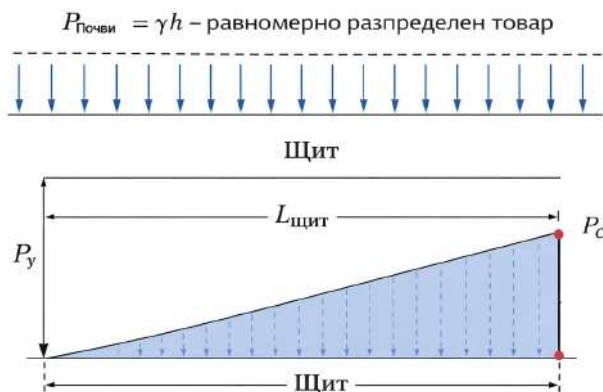
в този случай стабилността в забоя се осигурява чрез заздравяване на земния масив и/или изпълнено подсилване.

- След всеки момент на излизане (напускане на метростанцията) не е възможно да се използва ЕРВ налягане, докато целият щит на ТПМ не навлезе напълно в почвения масив (третиран и/или подсилен) и първият пръстен не бъде запечатан към земния масив; след поставяне на първия ринг и преминаване на първите 10 m от шлицовата стена ЕРВ налягането се подава до по-ниски необходими стойности.
- При единични сечения, като подземни подлези или при пресичане на трасето с линия на Метродиаметър 1, допустимият диапазон на ЕРВ налягането е най-тесен с оглед на ограничаване на деформациите.

4 Допълнителни проверки

4.1 Поддържане на челото на щита

Натоварванията върху щита и допълнителното налягане от криковете е представено схематично на фиг. III.11.



Фигура III.11 Схематично представяне на натоварванията върху щита и допълнителното налягане от криковете

Изследването на горните две технологични мерки - *поддържане на челото на щита и и подходящо ЕРВ налягане* и натрупания опит, проверен чрез мониторинг в реални условия на строителство на тунелите от Линия 1 и Линия 2 на метрото в София показва, че прилагането и стриктното им спазване води до ограничаване на деформациите над тунела. [20].

4.2 Предполагаема плътност на материала в зоната на изкопа (камера)

Плътността в забойната камера трябва да се поддържа възможно най-близко до проектните параметри. Стойността на плътността на материала в работната камера никога не трябва да бъде по-ниска от 12 kN m^{-3} . Би било желателно да се поддържа на стойност 14 kN m^{-3} или по-висока, за да има най-близкия градиент на налягането между почвата в челото и кондиционирания материал в камерата.

4.3 Коефициент на разширяваща пяна и коефициент инжекционна пяна

Свойствата на изкопания материал могат да бъдат модифицирани за подобряване на течливостта (вискозитета) и пластичността, така че да може лесно да се отстрани от винтовия конвейер.

	Foam types				Polymer additives
	A	B	C	FIR	
Soil					
Clay	↑			30-80	Anti clogging polymer
Sandy /ay – silt	↓	↓		40-60	Anti clogging polymer
Sand – /ayey silt		↓		20-40	Polymer for consistency control
Sand		↓		30-40	Polymer for cohesiveness and consistency control
Clayey ravels			↑	25-50	Polymer for cohesiveness and consistency control
Sandy ravels			↓	30-60	Polymer for cohesiveness and consistency control

Фигура III.12 Типов продукт за ЕРВ машини спрямо различни почви [EFNARC]

4.4 Налягане в участъка на ТПМ-а след щита (опашката)

Възприета практика за ЕРВ машината е да се инжектира циментов разтвор в опашката на щита на ТПМ с налягане 0,5 бара по-високо от работното налягане в камерата на същото ниво. Затова налягането при инжектиране на циментов разтвор в свода трябва да е с 0,5 бара по-високо от работното налягане в камерата (зоната на забоя) в същата кота.

4.5 Проверка на издухване

Проверката за границата за максималното ЕРВ налягане, по своя смисъл е изчисление на налягането, под което ще се предотврати всяко едно евентуално повдигане. Практиката на столичния метрополитен е установила, че ЕРВ налягане трябва е по-ниско от полученото по теорията на Janssen срещу издухването.

$$p_{\max} = C \cdot \left[\gamma + \frac{2c + C \cdot k_h \cdot \gamma' \cdot \tan \varphi}{D} \right] \quad (\text{III.11})$$

5 Мониторинг

Ролята на мониторинга като основен инструмент за оценка на взаимодействието между тунелопробивната машина и земния масив при изпълнението на подземни съоръжения в урбанизирана среда е от решаващо значение.

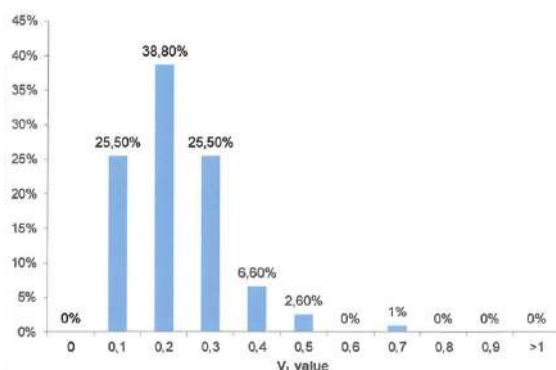
Въз основа на данните от вече прокопания участък се постига по-точно определяне на проектния параметър K спрямо първоначално приетите стойности, като чрез интегриране на резултатите от мониторинга се осигурява по-надеждно изчисление на загубите на обем и свързаните с тях слягания на земната повърхност.

5.1 Калибриране на кривата на слягането на база мониторингови данни

Сляганията на земната повърхност, индуцирани от тунелното строителство, могат да бъдат описани чрез Гаусово разпределение. Основните параметри, определящи формата на кривата на слягането, са загубата на обем V_L и параметърът K , свързан с геоложките условия. Това е теоретично разгледано в глава II точка 3.5.2

По предоставени данни в участъка между метростанция 14 и метростанция 10 са използвани данни от мониторинга на повърхността за калибриране на параметъра K в характерни точки по трасето. Резултатите за K варират между 0,4 и 0,5, като следва да се отбележи, че проектните са 0,5.

Данните от участъка на трасето до разглеждания показват загуби на обем V_L под проектно приетите 0,65 %. Хистограмата, представена на Фигура III.13, показва, че действителните загуби на обем са съществено по-ниски от приетите в проекта, като приблизително 90 % от получените стойности са под 0,3 %.

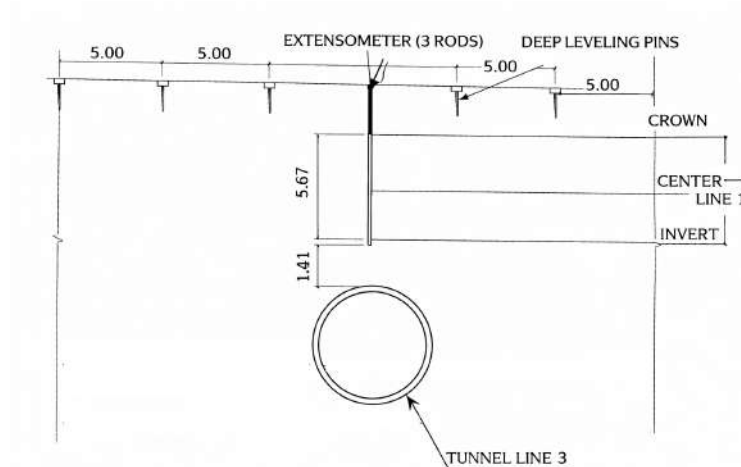


Фигура III.13 Хистограма на получени стойности за загуба на обема

5.2 Инструменти за мониторинг

Инструментите ползвани за мониторинг са:

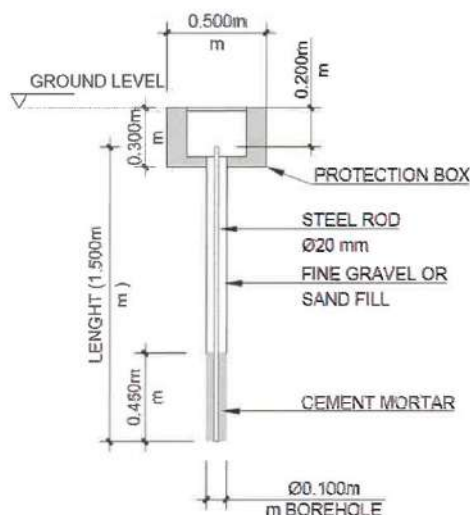
- Екстензометри - трипрътови
- Сензори/щифтове за дълбоко изравняване
- Конвергентни призми - мишени на отразителни призми.



Фигура III.15 Разрез на мониторингова система от повърхността

Избрани са 4 сечения, които да се следят: S1 - на 220м от десния тунел на метролиния 1, S2 - на 150м от десния тунел на метролиния 1, S3 - на 13м от десния тунел на метролиния 1, S4 - над десния тунел на метролиния 1.

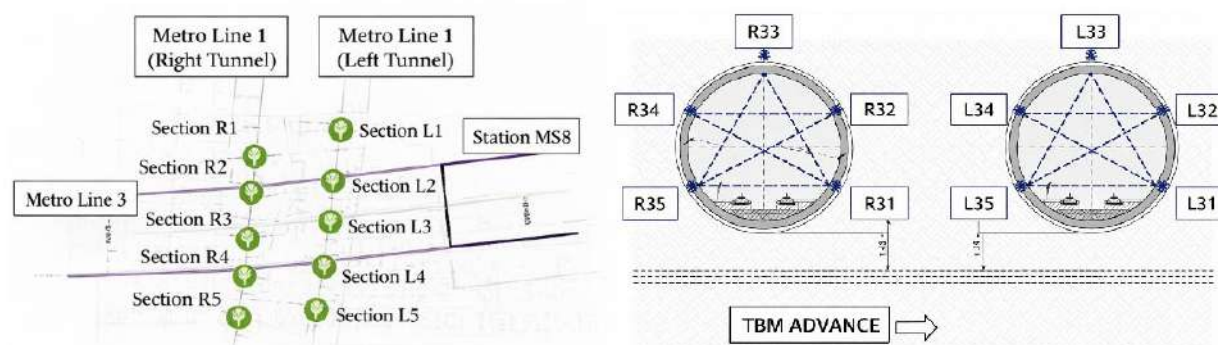
Монтираните екстензометри за измерване на изместванията са на три нива по височина - на височина 1.4 m от теоретичната дълбочина на новия тунел, съвпадаща с теоретичното ниво на контрасвода на тунела на Линия 1 в измереното място, на височина 4.24 m от теоретичната дълбочина на новия тунел, съвпадаща с теоретичното ниво на централната ос на тунела на Линия 1 в измереното място, на височина 7.07 m от теоретичната дълбочина на новия тунел, съвпадаща с теоретичното ниво на тунелния свод на Линия 1 в измереното място.



Фигура III.17 Схема на сифт за дълбоко изравняване

За конвергентните измервания са монтирани 5 отразяващи призми в съществуващите тунели в 5 участъка по следния начин: една призма на тунелния свод, две призми на 2/3 от височината на тунела по страничните стени и две призми на долните странични стени на минимално вертикално разстояние от 0.5 m от плочата на контрастова. Конвергентните призми са разположени в напречното сечение съгласно схемата на фигура III.19.

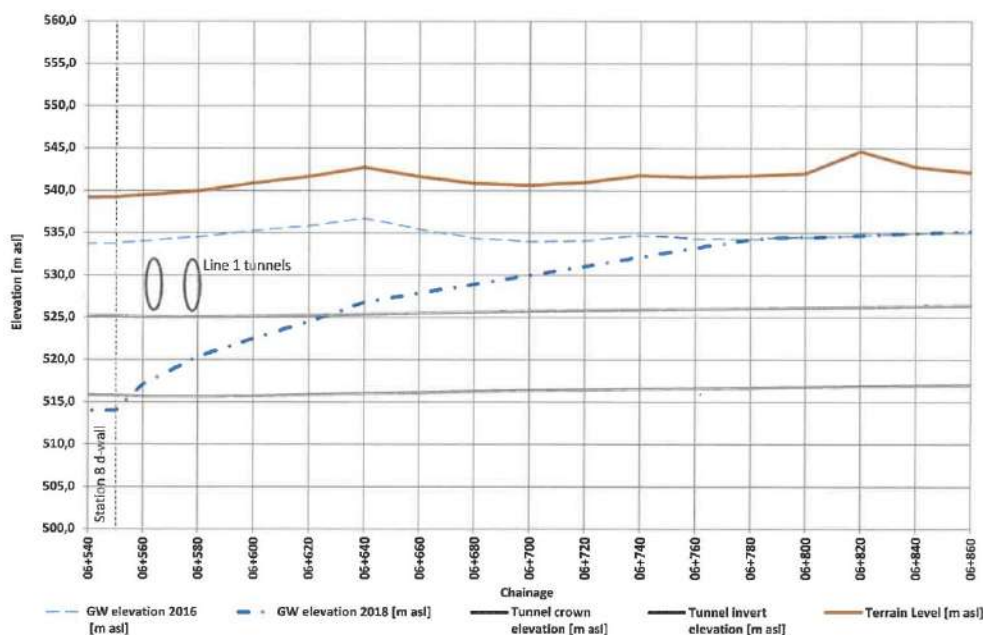
Измерванията на мишените на отразителните призми могат да бъдат изразени в абсолютни координати, в рамките на точността от проектната мрежа, като вектор на комбинирано X , Y и Z движение, когато са приложени барометричните и температурните корекции.



Фигура III.19 Мониторингова система в съществуващите тунели - разположение на призми в разрез и план

6 Актуализиране на стойностите на ЕРВ противоналягането на база мониторинг

Основна причина за преразглеждане на стойностите на противоналягането е констатирана промяна на нивото на подпочвените води спрямо предходните геоложки проучвания на трасето. Това понижение може да бъде обяснено от изпреварващото строителство на МС8 и водопонижителните мерки взети по време на изграждането ѝ. Разликата в нивата е около 20 метра в зоната на разминаване, като депресионната крива започва на 200 метра от МС8 - фигура III.20.



Фигура III.20 Сравнение на нивото на подпочвените води

След проведенният мониторинг е анализиран участък между км 6+860 и км 6+550, като е добавен в обхвата и участъка под двойния тунел на метролиния 1. Разминаването е отчетено като:

- ефективното претоварване е намалено със съответната височина на тунела на Линия 1 (т.е. 5.7 m);
- добавено е допълнително натоварване от 10 kPa, за да се симулира наличието на констурцията на тунела на Линия 1.

Изчисленията на ЕРВ налягането се провеждат по методологията, използвана в точка 3, която е нещо средно между „Сингапурския метод“, емпиричните методи и метода СОВ.

Диапазонът, в който трябва да се поддържа ЕРВ налягането, с минимални и максимални стойности на желаното работно налягане, е изчислен не с коефициенти на сигурност, а дискретни стойности:

$$P_{\min} = P_{\text{recom}} - 0.25 \text{ bar} \quad (\text{III.12})$$

$$P_{\max} = P_{\text{recom}} + 0.25 \text{ bar} \quad (\text{III.13})$$

Диапазонът на допустимото противоналягане се ограничен в критични точки, $\hat{e}$, например под Линия 1, както следва:

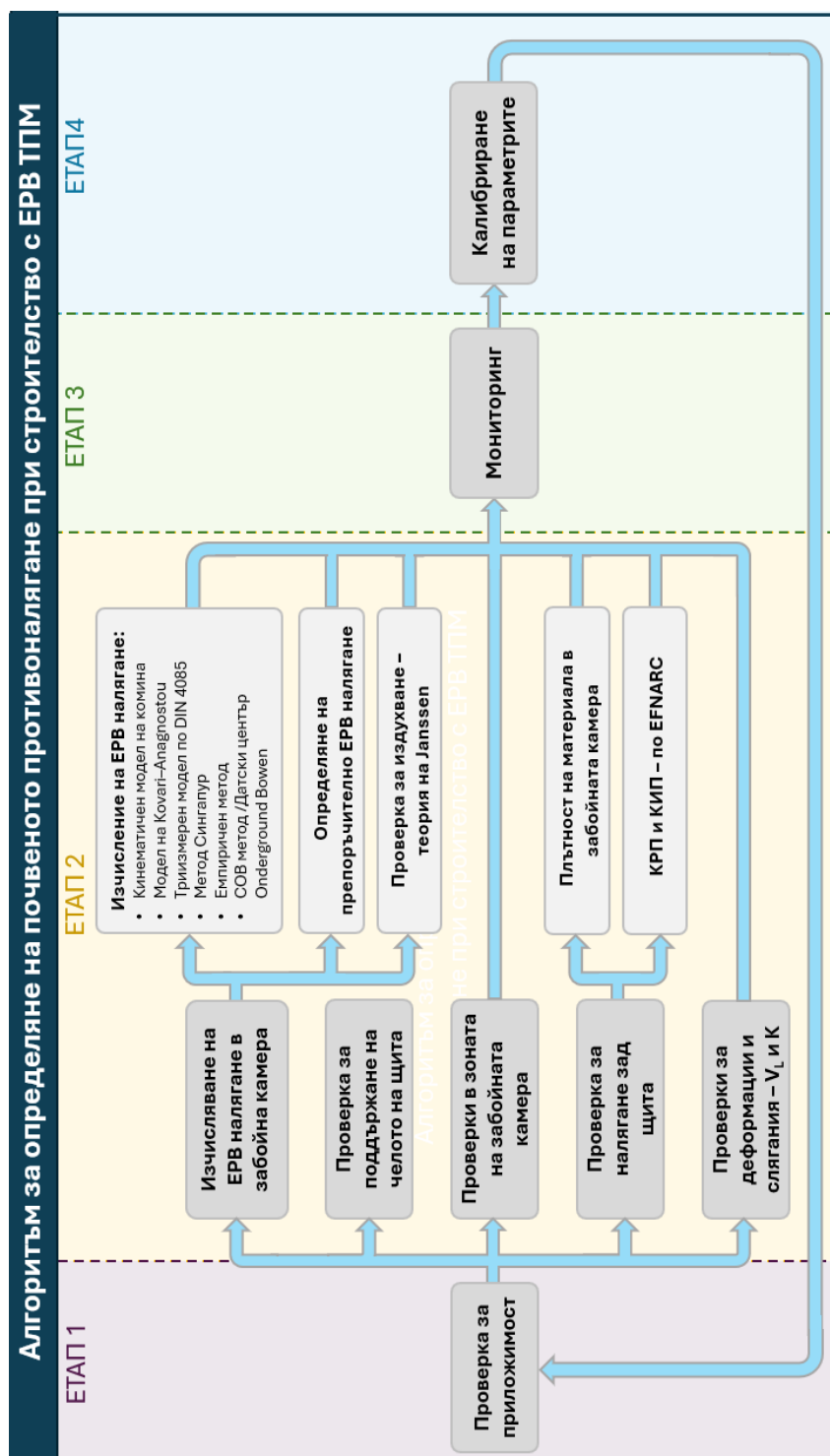
$$P_{\min} = P_{\text{recom}} - 0.15 \text{ bar} \quad (\text{III.14})$$

$$P_{\max} = P_{\text{recom}} + 0.15 \text{ bar} \quad (\text{III.15})$$

Може да се направи сравнение единствено на стойностите на препоръчителното противоналягане, тъй като методиката за минималното и максимално е променена с оглед на по-точните резултати. Следва да се отбележи, че за целия актуализиран участък препоръчителното противоналягане е по-ниско от предварително изчисленото, като разликите са до 50% в критичната точка на разминаването, което се дължи и на новите приемания. Това е показател, че строителството на толкова комплексни съоръжения е динамичен процес във времето. Нуждата от постоянен мониторинг по време на строителството е от ключово значение за безпроблемното реализиране на подобни проекти.

7 Обобщение

На база на предоставените данни и извършените изчисления за един реален участък процесът за определяне на почвеното противоналягане при строителство с ЕРВ ТПМ може да бъде изведен като алгоритъм визуализиран на фигура III.21.



Фигура III.21 Алгоритъм за определяне на почвеното противоналягане при строителство с ЕРВ ТПМ

Глава IV

Моделиране при строителство с ТПМ

В настоящата глава се формулират методологичните основи, избраните модели и подходи за числен анализ, както и конкретните им приложения при оценката на сложни и критични сценарии като **разминаването на тунели в централната градска част на София**. Подходът следва нормативната рамка, разгледана в II.

1 Общ преглед на численото моделиране

Численото моделиране на поведението на тунелните конструкции и обкръжаващата ги среда е важен и необходим способ за анализ, поради ограниченията на алтернативните методи за изследване. Численото моделиране предлага балансирано решение, като позволява да се комбинират геоложки данни, конструктивни характеристики и различни сценарии на сеизмично въздействие, при разумна цена и с възможност за верификация и валидация чрез данни от мониторинг. По този начин се осигурява реалистична и икономически ефективна оценка на поведението на тунелите в строителен и експлоатационен стадий [53, 68, 69].

1.1 Историческо развитие

Развитието на моделите за анализ в тунелното строителство е тясно свързано с еволюцията на тунелопробивните технологии и с нарастващите изисквания за контрол на сляганията и въздействията върху околната среда, особено в урбанизирани територии.

1.2 Развитие и основни числови методи, прилагани в практиката

Днес се използват няколко основни подхода:

- Метод на крайните елементи (МКЕ) – най-разпространен, позволяващ моделиране на нелинейни материали, строителни етапи и динамични въздействия;
- Метод на граничните елементи (МГЕ) – ефективен при задачи в неограничени среди и анализ на вълново разпространение;
- Метод на дискретните елементи (МДЕ) – подходящ за нарушени скални масиви и специфични несвързани почви, където поведението е доминирано от контактни взаимодействия;
- Метод на крайните разлики (МКР) – използван в практиката за големи деформации.

Всеки от тези методи има своите предимства и ограничения, обобщени в Таблица IV.1.

1.3 Пространствено моделиране

Пространственото моделиране може да бъде Двумерно (2D) или Триизмерно (3D), в зависимост от броя на разглежданите измерения на задачата [68, 70].

1.4 Времево моделиране

Времево измерение също позволява различни методи за моделиране. В инженерната практика са утвърдени два основни подхода за моделиране на сеизмични въздействия, [68, 71]:

- Псевдостатичен подход
- Динамичен подход

Таблица IV.1 Сравнение и характеристики на основните числени методи за моделиране на тунели

Метод	Приложения	Ограничения
МКЕ	Универсален; линейни и нелинейни среди; динамичен анализ; етапи в строителство	Високи изчислителни изисквания; необходимост от надеждни данни за материалите
МГЕ	Вълново разпространение; задачи в неограничени среди	Ограничен при хетерогенни и нелинейни среди; рядко използван в практиката
МДЕ	Нарушени скални масиви и несвързани почви; анализ на срутвания, свлачища и неустойчивости	Изисква голям изчислителен ресурс; трудна калибрация
МКР	Големи деформации; фазово строителство; сеизмични въздействия	По-ниска точност при сложна геометрия; ограничена гъвкавост

1.5 Програмни пакети за геотехническо моделиране

Разгледани са най-разпространени програмни пакети за числен анализ на геотехнически задачи и подземни съоръжения - PLAXIS® (Bentley Systems), FLAC3D® (Itasca), ABAQUS® (Dassault Systèmes), MIDAS GTS NX™ (MIDAS IT), LS-DYNA® (Ansys) и продуктите на Rocscience® (RS2 и RS3).

1.6 Фазово моделиране в специализирани геотехнически софтуери

Типични етапи при моделиране на тунел чрез ТПМ с ЕРВ включват:

1. Първоначално напрегнато състояние - in situ
2. Етапи на изкопаване/прокарване
3. Крепене на челото
4. Инжектиране зад щита
5. Монтаж на сегментната облицовка
6. Дългосрочен стадий

Този подход позволява не само оценка на крайните усилия и деформации, но и проследяване на развитието им по време на строителството. Това е особено важно за критични сценарии като разминаване на тунели, където се изисква интегриран контрол на напреженията и деформациите във всеки етап от изграждането [72].

2 Конститутивни модели на земен масив и конструктивни материали

В главата са разгледани основните теоретични постановки и модели за моделиране на физиката и определянето на напрегнато-деформираното състояние (НДС). Описани са тензорите на напрежения и деформации, инвариантите на напрежението съгласно [73–75]. Разгледани са в най-използваните конститутивни модели за земен масив от представени в таблица IV.2. Разгледаните подробно модели са на Mohr–Coulomb, Hoek–Brown, Drucker–Prager, Hardening Soil, Modified Cam–Clay.

Таблица IV.2 Класификация на основни почвени конститутивни модели

Клас модел	Примери
Еластични	Линейно-еластичен (изотропен/ортотропен)
Пластични (линейни)	Mohr–Coulomb, Drucker–Prager
Критично състояние	Cam–Clay, Modified Cam–Clay
Усъвършенствани	Hardening Soil, Soft Soil, Soft Soil Creep, NorSand
Скални	Hoek–Brown, Generalized Hoek–Brown

Описан е използвания подход за дефиниране на стоманобетонната облицовка като изотропен линейно-еластичен материал.

Въпреки наличието на усъвършенствани модели в 3D МКЕ, изборът за настоящата работа е ограничен до:

- **Mohr–Coulomb** модел за почвите и земния масив;
- **Линейно-еластичен модел** за конструктивните материали.

Обосновка:

1. Достатъчна инженерна точност за оценка на напрегнато–деформираното състояние [72];
2. Съвместимост с наличните геотехнически данни (параметри E , ν , c , φ);
3. Баланс между достоверност и изчислителна ефективност;
4. Утвърдена практика при сеизмичен анализ на тунели [68, 71, 76, 77].

Прегледът на конститутивните модели показва, че при сложни инженерно-геоложки условия (като тези в централна София) приложимостта на сложните модели е ограничен от достъпа до входни данни и висока изчислителна цена, съчетана от нужда високо специализирани софтуери. Следователно, използването на **Mohr–Coulomb** за почвите и земния масив и **линейно-еластичен модел** за конструктивните материали е оправдано, утвърдено и достатъчно надеждно за целите на дисертационния труд с оглед на поставените цели.

3 Моделиране на сегментната облицовка

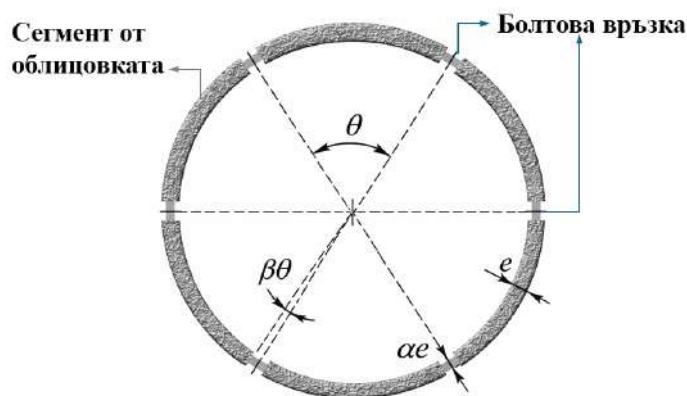
Сегментната облицовка е основният носещ елемент при тунели, изградени с щитова технология и нейното конструктивно поведение оказва съществено влияние върху взаимодействието между изкопа и околния земен масив. Поради дискретния характер на конструкцията и наличието на болтови съединения между отделните сегменти, реалната работа на облицовката се отличава от тази на идеализиран непрекъснат пръстен. Това налага прилагането на специализирани аналитични и числени модели, които да отчитат частичната непрекъснатост на пръстена и влиянието на болтовите връзки върху разпределението на вътрешните усилия. В настоящия раздел са разгледани основните подходи за моделиране на сегментната облицовка.

Muir Wood [78] предлага опростен аналитичен подход, при който сегментната облицовка се разглежда като еквивалентен хомогенен пръстен с редуцирана огъвна коравина. По този начин влиянието на надлъжните болтови съединения се отчита чрез въвеждане на еквивалентни инерционни характеристики в зоните на съединенията, без да се налага изрично моделиране на дискретна система от ставно свързани пръстени. Получените максимални огъващи моменти са близки до тези при ставно свързана система, като същевременно се запазва простотата на непрекъснатия пръстенов модел.

Съгласно подходът на Muir Wood [78], надлъжната коравина на сегментния пръстен практически не се повлиява съществено от наличието на надлъжни болтови съединения, тъй като зоните с редуцирана дебелина заемат ограничена част от обиколката на пръстена (вж. Фиг. IV.7). Параметърът β , който характеризира относителната околоръстна ширина на надлъжното съединение, приема много малки стойности в инженерната практика (обикновено от порядъка на 10^{-3}), поради което влиянието на съединенията върху надлъжната коравина на пръстена е ограничено.

Теоретичният израз за еквивалентния модул на еластичност E на сегментната облицовка, дефиниран от Muir Wood, е представен в уравнение (IV.1):

$$E = \frac{\alpha}{\alpha(1 - \beta) + \beta} E_m, \quad (\text{IV.1})$$



Фигура IV.7 Типов модел на сегментен пръстен с равни сегменти и редуцирана ефективна дебелина в зоните на надлъжните съединения

където E_m е модулът на еластичност на материала на облицовката, α е коефициент за редукия на дебелината на пръстена в зоната на надлъжните болтови съединения, θ е централният ъгъл, отговарящ на един сегмент, а R е радиусът на пръстена.

При облицовки с 4 или по-малко сегмента Muir Wood приема, че съществуването на съединенията няма да окаже влияние върху коравината на облицовката. При наличие на повече от 4 сегмента, обаче, огъвната коравина се редуцира съществено и еквивалентният инерционен момент на сегментната облицовка се оценява чрез уравнение (IV.2) [78]:

$$I = I_j + \left(\frac{4}{n}\right)^2 \frac{e^3}{12}, \quad (\text{IV.2})$$

където I_j е инерционният момент в зоната на съединението, n е броят на надлъжните съединения (съответно сегментите) в пръстена при приемането $n > 4$, а e е дебелината на пръстена.

Ако се приеме, че контактът в зоните на съединенията не се „отваря“ по вътрешната или външната повърхнина, еквивалентният инерционен момент I може да се определи и чрез уравнение (IV.3), което следва директно от теорията на Muir Wood [78]:

$$I = \left[\alpha^3 + \left(\frac{4}{n}\right)^2 \right] \frac{e^3}{12}. \quad (\text{IV.3})$$

Уравнения (IV.2) и (IV.3) показват, че огъвната коравина на сегментната облицовка е по-ниска от тази на непрекъснат пръстен със същите геометрични и материални характеристики и следователно огъващите моменти в близост до съединенията се редуцират.

Следва да се отбележи, че в аналитичните зависимости, предложени от Muir Wood [78, 79], се приема регулярна подредба на надлъжните съединения по височината на тунела, т.е. съвпадение на позициите на съединенията във всички последователни пръстени. В реални условия това допускане обикновено не е изпълнено, като разместването на съединенията между съседни пръстени води до преразпределение на огъващите моменти и до намаляване на деформациите на облицовката. Поради това аналитичният модел не е в състояние да опише ефекта от неравномерната пространствена конфигурация на съединенията и може да доведе до надценяване на ефективната огъвна коравина на облицовката. Въпреки тези ограничения, подходът на Muir Wood е полезен за получаване на първоначална оценка на вътрешните усилия в облицовката, като параметрите α и β обикновено се определят на база опит от сходни реализирани проекти или лабораторни изследвания. Във времето този подход е усъвършенстван от Lee и Ge [80], Hefny и колектив [81]. Въпреки че тези методи отчитат част от ефектите, пренебрегнати в класическия модел на Muir Wood, те изискват допълнителни итерации и опростявания по отношение на натоварването. Поради описаните по-горе ограничения, аналитичните модели се използват основно като

средство за първоначална оценка и като референтна теоретична рамка при разработването и проверката на по-детайлни числени модели.

4 Рамка за оценка на достоверността и пригодността на числените модели в тунелостроенето

Верификацията и валидацията (VV) са основни етапи в процеса на осигуряване на достоверността и пригодността на числените модели за решаване на инженерни задачи [82–86]. Те се допълват от процедури по оценка на неопределеностите (UQ), които характеризират влиянието на алеторните и епистемичните източници върху резултатите [82, 84–86].

В първото (и текущо действащо) поколение европейски норми за геотехническо проектиране, липсват изрични, формализирани изисквания за VVUQ на изчислителни модели и съответно приложението на подобни практики до скоро се основаваше предимно на общоинженерни ръководства и добри практики [84–87] и нямаше задължителен характер. Второто поколение Еврокодове, обаче, променя подхода към проектирането, като добавя методи за верификация, оценка на надеждността и проследимост в определянето на стойностите на използваните параметри. Рамката за оценка на достоверността и надеждността на числените модели в геотехническото проектиране съгласно обновените изисквания, може да се опише в следните стъпки и е схематично представено на Фиг. IV.8.

Въпреки обогатяването на Еврокодовете в последното им издание и ясно изразения акцент върху надеждността, в тях продължават да отсъстват редица проверки и процедури по VVUQ, установени в традиционните стандарти и добрите практики при численото моделиране. Наред с това, част от използваната терминология, например понятието *верификация*, се различава от традиционното си значение в контекста на изчислителните модели. Поради тези причини, в следващите подточки са систематизирани допълнителни процедури за гарантиране приложимостта и достоверността на числените модели, които да допълнят рамката, зададена от Еврокодовете.

4.1 Верификация

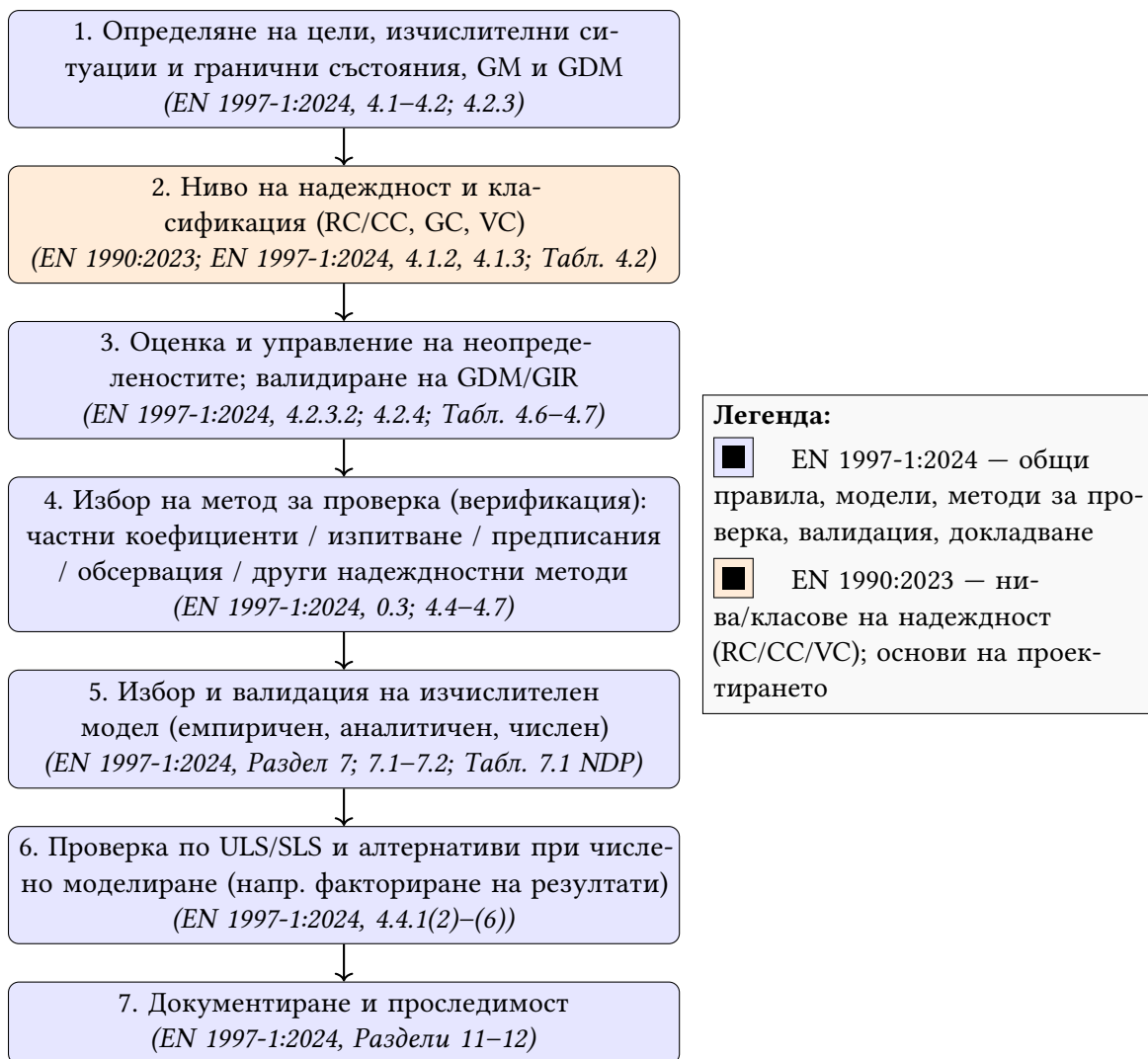
В контекста на Еврокод 7 [40] под *верификация* се разбира проверка за изпълнение на граничните състояния и изискванията за надеждност чрез прилагане на избрания метод на проверка (VC), а не не класическата *числена верификация* (дискретизация, стабилност на решението, итерационна сходимост и т.н.).

При *численото моделиране верификацията* включва два взаимодопълващи се аспекта [82]:

1. **Верификация на изчислителния код** – гарантира, че алгоритмите за изчисление на специализирания софтуер за геотехнически анализ, решават правилно математическия модел. В случая на RS3, този тази процедура е извършена от компанията разработчик, Rocscience, като резултатите са публикувани в пакета *Verification Examples*, [75]. Следователно, в текущия дисертационен труд е прието, че изчислителният код е верифициран и усилията са насочени върху проверка на построения изчислителен модел.
2. **Верификация на числения модел** – включва проверка на коректността и стабилността на решението за конкретната изследвана задача при зададените входни данни, гранични условия и числени параметри. Този етап е ключов при практическите инженерни задачи и ще бъде приложен за верифициране на модела на разминаването на тунели от Софийския метрополитен.

4.1.1 Оценка на дискретизационната грешка (Grid convergence)

Най-разпространеният подход за количествена оценка на грешката при дискретизация е определяне на индекса на сходимост на мрежата (Grid Convergence Index, GCI) [88]. Методологията включва:



Фигура IV.8 VVUQ и процедура за оценка на надеждността в геотехническото проектиране според EN 1997-1:2024 и EN 1990:2023. Забележка: изисквания, специфични за вида конструкция (подземни конструкции, насипи, подпорни стени и др.), се прилагат съгласно EN 1997-3:2025.

1. Създаване на поне три изчислителни мрежи с различна гъстота и систематично изменящ се характеристичен размер на клетките, $h_1 < h_2 < h_3$, където с индекс 1 е отбелязана най-ситната мрежа, а с индекс 3 – най-едрата.
2. Определяне на съотношението r между размерите на клетките при две последователни мрежи: $r = h_2/h_1 = h_3/h_2$.
3. Изчисляване на избрана величина f (например максимално слягане) за всяка една от тези мрежи: f_1, f_2, f_3 .
4. Изчисляване на реда на сходимост p :

$$p = \frac{\ln \left(\frac{f_3 - f_2}{f_2 - f_1} \right)}{\ln(r)}. \quad (\text{IV.4})$$

5. Определяне на относителната грешка ε :

$$\varepsilon = \frac{|f_1 - f_2|}{f_1}. \quad (\text{IV.5})$$

6. Изчисляване на индекса на сходимост на мрежата (GCI):

$$GCI_{12} = \frac{F_s \cdot \varepsilon}{r^p - 1}, \quad (\text{IV.6})$$

където F_s е коефициент на сигурност. При изследвани три или повече мрежи и установен асимптотичен режим на сходимост се приема $F_s = 1.25$, докато при наличие на само две мрежи или при съмнителна сходимост се препоръчва $F_s = 3.0$ [88].

В литературата за инженерни симулации [82, 85] се препоръчва индексът на сходимост на мрежата да бъде в диапазона 1–5% за високопрецизни изследвания и до 10% за параметрични анализи.

4.1.2 Влияние на граничните условия и размера на изчислителната област

Размерът на изчислителната област трябва да бъде достатъчно голям, за да не влияят наложените гранични условия върху резултатите в зоната на изследването. Процедурата за оценка на чувствителността на решението към промяна в размера на изчислителната област включва постепенно увеличаване на отстоянията до границите на модела, докато промяната на целевите резултати (напр. максимално слягане, деформации на облицовката или др.) стане пренебрежимо малка, напр. под 5% за инженерни цели.

4.1.3 Оценка на итерационната грешка

Освен грешките от дискретизация, при численото моделиране възниква и грешка, свързана с итеративното решаване на системата от нелинейни уравнения на равновесие. В съвременните изчислителни софтуери, алгоритъмът за решение обикновено се базира на методът на **Newton-Raphson** или негови модификации, които са стандарт при нелинейните МКЕ анализи [89, 90]. Критерият за прекратяване на итерациите се определя чрез **остатъка**, който представлява разликата между дясната и лявата страна на дискретизираната система уравнения.

За статични анализи по МКЕ в най-общ вид тази система може да се представи като:

$$\mathbf{K}(\mathbf{u}) \mathbf{u} = \mathbf{F}, \quad (\text{IV.7})$$

където $\mathbf{K}(\mathbf{u})$ е глобалната матрица на коравина, която е зависима от текущото състояние и може да бъде линейна или нелинейна, $\mathbf{u}$ е векторът на неизвестните премествания, а $\mathbf{F}$ е векторът на външните сили. При определени условия или мултифизични анализи (напр. почвена консолидация), към уравнение (IV.7) могат да се добавят и допълнителни членове, отразяващи величини като порово налягане и др.

Остатъкът при итерация k се дефинира като:

$$\mathbf{R}^{(k)} = \mathbf{F} - \mathbf{K}(\mathbf{u}^{(k)}) \mathbf{u}^{(k)}. \quad (\text{IV.8})$$

Условието за сходимост е нормата на остатъка да падне под предварително зададен праг:

$$\|\mathbf{R}^{(k)}\| \leq \varepsilon, \quad (\text{IV.9})$$

където $\|\cdot\|$ е избрана норма (най-често L_2 или L_∞), а ε е критерият за сходимост (напр. 10^{-3} – 10^{-6}).

При динамични анализи (например при сеизмично въздействие) към системата следва да се отчете влиянието и на скоростите и ускоренията:

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}(\mathbf{u}) \mathbf{u} = \mathbf{F}(t), \quad (\text{IV.10})$$

където $\mathbf{M}$ е матрицата на масите, $\mathbf{C}$ е матрицата на демпфиране, $\mathbf{K}(\mathbf{u})$ е матрицата на коравина, $\mathbf{u}$, $\dot{\mathbf{u}}$, $\ddot{\mathbf{u}}$ са векторите на преместванията, скоростите и ускоренията, а $\mathbf{F}(t)$ е векторът на външните сили като функция на времето.

Остатъкът при итерация k при динамичен анализ е:

$$\mathbf{R}^{(k)}(t) = \mathbf{F}(t) - (\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}^{(k)} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}}^{(k)} + \mathbf{K}(\mathbf{u}^{(k)}) \mathbf{u}^{(k)}). \quad (\text{IV.11})$$

Процедурата за оценка на итерационната грешка, включва решение на модела с няколко различни стойности на допустимия праг на нормата на остатъка (например 10^{-3} , 10^{-4} , 10^{-5}), при една и съща изчислителна мрежа и гранични условия, като се сравняват резултатите за ключови инженерни величини (напр. максимални премествания, слягания, усилия в

облицовката). В литературата не се дава конкретен допустим праг за итерационна грешка, но се препоръчва нейните стойности да бъдат значително по-малки от дискретизационната грешка [82, 83, 88]. В инженерната практика често се приема, че разликите в разглежданите резултати при затягане на критерия за сходимост не трябва да надвишават 1–2%.

4.2 Валидация

В сферата на численото моделиране *валидацията* има за цел да установи до колко числения модел може да пресъздаде поведението на реалната конструкция и обкръжаващата я среда, чрез сравнение с полеви измервания или експериментални данни. Тя е най-важният етап за доказване на достоверността на модела, но същевременно е и най-труден за реализация в областта на геотехническите симулации. Причината е, че подземните процеси са сложни, силно хетерогенни и често с ограничено количество надеждни данни от измервания [82, 83, 85].

В Еврокод 7 терминът има малко по-различно значение, като под *валидация* се разбира доказване на приложимостта на избрания изчислителен модел спрямо конкретната изчислителна ситуация, като това може да бъде извършено не само чрез сравнение с изпитвания и наблюдения, но и чрез изчисления по признати методи (EN 1997-3:2025, чл. 5).

4.2.1 Особеностите на валидацията при геотехнически задачи.

В геотехническите модели валидирането е затруднено поради редица фактори:

- **Хетерогенност на почвената среда.** Геоложките пластове показват силна изменчивост в хоризонтално и вертикално направление. Дори при детайлни инженерно-геоложки проучвания остава съществена неопределеност в пространственото разпределение на механичните параметри като E , c , φ , K_0 и др.
- **Ограниченост на данните.** В повечето случаи мониторингът обхваща ограничен брой репери и контролни точки. Липсата на гъста мрежа от наблюдения прави невъзможно детайлното триизмерно сравнение между модел и реален обект.
- **Невъзможност за пряко измерване на подземни величини.** Докато повърхностните слягания могат да се измерват с добра точност, напреженията и деформациите в почвения масив не подлежат на директен мониторинг и се оценяват индиректно.
- **Приближения в числения модел.** За практически изчисления често се използват опростени конститутивни модели като *Mohr–Coulomb*, *Hoek–Brown* и др., които не могат да опишат напълно нелинейното и анизотропно поведение на почвите и скалите, което също така е зависимо от предходни натоварвания, разтоварвания и пластични изменения, а не само от текущото състояние на земния масив.
- **Технологични фактори.** Методът на тунелоизграждане (ТПМ, ЕРВ, SCL) също оказва съществено влияние върху развитието на сляганията. Тези фактори често са трудни за прецизно моделиране, особено при симулация на инжектиране, стабилизиране на челото и други технологични операции.

4.2.2 Показатели за сравнение.

Предвид изброените ограничения и трудности във валидирането на числени модели при тунелостроенето, в практиката се използват главно лесно измерими контролни величини, които могат да бъдат отчетени с висока надеждност, например:

- **Профил на повърхностните слягания** – основен индикатор за валидация, който позволява сравнение на максималната стойност на слягането и цялостната форма на профила. Обичайно се измерва чрез геодезическо нивелиране на репери или чрез автоматизирани тотални станции, поставени по трасето на тунела [51].

- **Максимално повърхностно слягане** – удобен скаларен параметър за количествено сравнение на резултати. Може да се извлече от профилите на слягане или чрез мониторинг с инклинометри и тотални станции.
- **Деформации на облицовката** – в случаи, когато има налични данни от мониторинг на конвергенции или напрежения в тунелната конструкция. Конвергенциите представляват радиално сближаване на противоположни точки от напречното сечение на тунела и обикайно се измерват чрез призми/мониторингови/реперни марки или рефлексори, монтирани върху облицовката, с отчитане посредством тахиметрични или оптични методи [51, 91]. Допълнително могат да се използват тензометрични датчици или пресиометрични клетки за регистриране на напрежения в конструкцията.

4.2.3 Критерии за приемане.

В международните стандарти [85–87] не са дефинирани фиксирани числени прагове за допустимост на разликите между модел и реални наблюдения. Основният принцип е резултатите от модела да възпроизвеждат тенденциите и порядъка на измерените величини, а грешката от модела да бъде съществено по-малка от допустимите инженерни толеранси [82]. В инженерната геотехническа практика често се счита за приемлива разлика от порядъка на 20–25% при сравнение на максимални слягания, отчитайки присъщата неопределеност в почвените параметри и строителната технология [86].

4.3 Оценка на неопределеностите

В Еврокодовете от второ поколение *оценката на неопределеностите* се разбира като нормативен контрол чрез въвеждане на представителни, характеристични и изчислителни стойности на параметрите, прилагане на частни коефициенти и избор на подходящ клас на проверка (VC), съгласно EN 1990:2023, EN 1997-1:2024, EN 1997-3:2025 и EN 1998-5:2024. Основната цел е да се гарантира проектна сигурност при опростено и систематично третиране на неопределеностите в инженерната практика.

Този подход се различава от разбирането за *оценка на неопределеностите - Uncertainty Quantification (UQ)* в численото моделиране, където акцентът е върху количествено описание и статистическо моделиране на неопределеностите с цел да се оцени точността и надеждността на резултатите от симулацията. В контекста на UQ, неопределеностите традиционно се разделят на два основни вида:

- **Стохастични** — произтичат от естествената хетерогенност на геоложката среда и процесите (напр. вариации в механичните свойства на почвата).
- **Епистемични** — свързани с непълнота на знанията, ограничения в изследванията или опростявания в моделите (напр. избор на конститутивен закон).

За количествена оценка на тези неопределености се прилагат методи като анализ на чувствителността, вероятностни подходи (напр. FORM, MCS), както и Байесови техники (Bayesian updating) за обновяване на параметри на база налични наблюдения и мониторинг. По този начин рамката, зададена от Еврокодовете, може да бъде надградена с процедури от практиката на численото моделиране, което позволява да се гарантира приложимостта и достоверността на резултатите за тунели, изградени с ТПМ при сложни инженерно-геоложки условия.



Моделиране на участък на пресичане

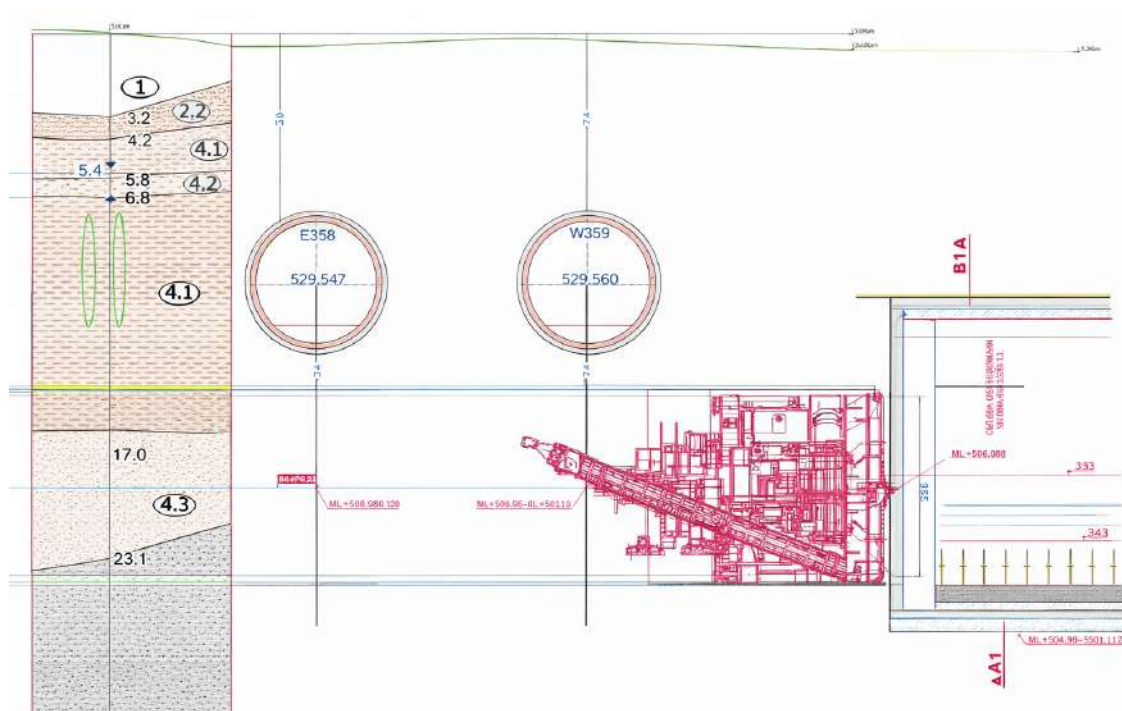
В главата се описват основните параметри в участъка на разминаване на М1/Л1 и М3/Л3 и избраните методи за моделиране. Моделирането е направено с цел да се оцени напрегнатото и деформирано състояние на земния масив в зоната. Основна цел е да се определи необходимостта на допълнителни дейности по заздравяване и укрепване на участъка.

1 Геометрия на разминаването на диаметри М1 и М3 от Софийското метро

1.1 Обща характеристика на зоната на разминаване

Зоната на изследване на настоящия труд обхваща пространственото разминаване между трасетата на метролинии М1 и М3. В този участък тунелът по Линия 3, изпълняван с тунелопробивна машина (ТПМ) при технология *баланс на земния натиск* ЕРВ, преминава под съществуващите тунели на Линия 1. Разминаването е локализирано в района под Княжеска градина, където трасето на Линия 3 (между км 6+380 и 6+680) пресича под тунелите на Линия 1 (между км 6+600 и 6+550), при вертикално отстояние от 140 cm. Тази зона представлява критичен участък за контрола на взаимодействието почва–тунел и за безопасното преминаване на ТПМ под съществуващите съоръжения.

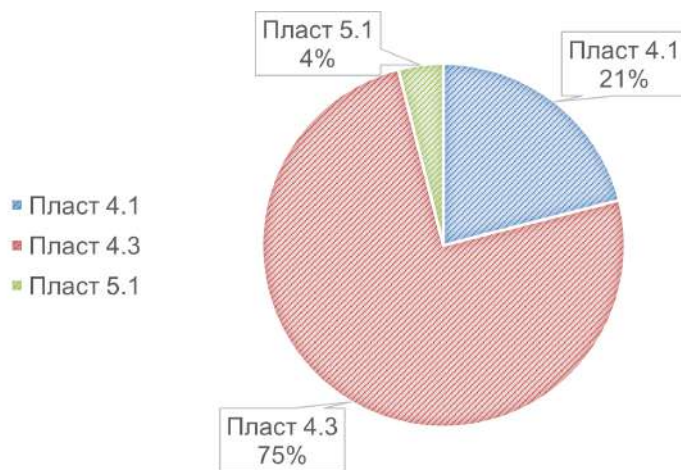
Геометрично осите на тунелите са разположени под малък ъгъл на пресичане, като трасето на Линия 3 преминава под това на Линия 1 в района на Княжеска градина. Схематично надлъжен разрез на пресичането на Линия 1 и Линия 3 от софийския метрополитен е представен на фигура V.2.



Фигура V.2 Схематичен надлъжен разрез на разминаването на линии М1 и М3

2 Първоначална проверка за приложимост на ЕРВ технологията

Тя се изразява в проверка на зърнометричния състав на на пластове, през които преминава трасето на новия тунел. В разглеждания участък ТПМ преминава през 3 геоложки разновидности. Това налага да се направи оценка на очакваното участие на всяка разновидност в отнетия обем. Оценката се прави на база на съотношение като обеми на различните пластове - фигура V.3 и също така разпределението по специфично тегло - таблица V.1.

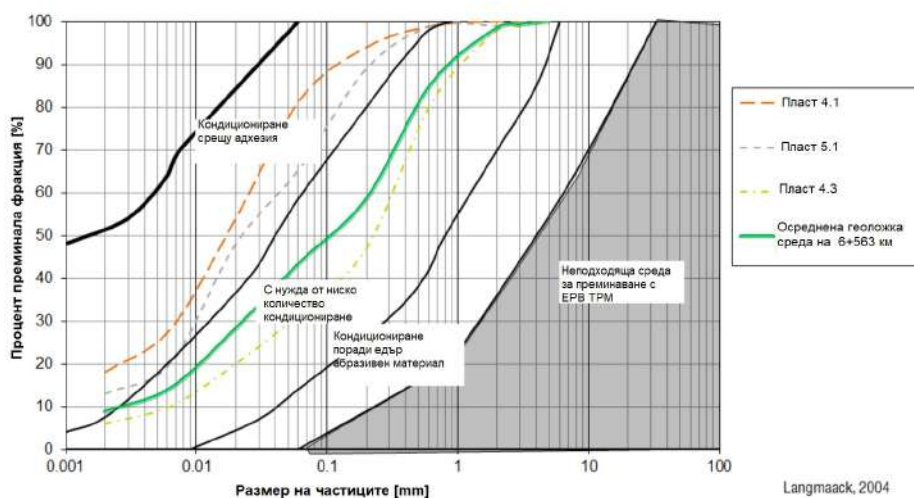


Фигура V.3 Разпределение на геоложките разновидности на км 6+563

Таблица V.1 Съотношение по обемно тегло

	Пласт 4.1	Пласт 4.3	Пласт 5.1
Обемно тегло [kN/m ³]	19.1	20.0	19.5
Разпределение [%]	21	75	4

Ако се отчете разпределението по тегло, то може да се осредни за средата на преминаване на ЕРВ и да се възприеме единен еквивалентен пласт с тегло 19.8 kN/m³. Проверката се базира на труда на Langmaack и чрез отчитане от номограма. Демонстрирано е на фигура V.4.



Фигура V.4 Проверка за приложимост на покарване чрез ТПМ с баланс на почвеното налягане

Резултатите показват, че зърнометричният състав на изкопаваната почва попада в обхвата на приложение на ТПМ с (ЕРВ). Това означава, че е възможно поддържането на постоянно налягане и еднородна плътност в работната камера чрез прилагане на стандартни процедури за кондициониране на почвата.

3 Влияние на тунелопробивната машина върху напрегнато-деформираното състояние

3.1 Противоналягане

По протежение на този участък покритието над свода на тунела е почти постоянно - между 9.7 m и 11.30 m, което кореспондира на покритие приблизително 1.0–1.2 пъти диаметъра на тунела.

Разработено е подобно преминаване на метролиния М3 при пресичането ѝ с метролиния М1, намиращо се на км 6+560–6+580 от трасето. Оценено е препоръчителното ЕРВ налягане, чувствителността на съществуващия обект и необходимите мерки, за да не бъде нарушена експлоатацията му.

Поради спецификата на проблема решението ще се извърши чрез триизмерен анализ, базиран на метода на крайните елементи (МКЕ). Това е продиктувано от триизмерния характер на геометрията на самия проблем и желанието за максимално доближаване до реалното действие на система от конструкции и земен масив.

3.2 Коефициенти на сигурност

Таблица V.2 Частни коефициенти на сигурност по натоварване

Action	Коеф. при експл. гранично състояние /SLS/	
	Неблагоприятни	Неблагоприятни
Собствено тегло/Self Weight (SW)	1.00	1.00
Земен натиск/Ground loads (GL)	1.00	1.00
Хидрост. натов./Ground water loads (GW)	1.00	1.00
Механизация/TBM Load (TL)	0.00	0.00

Приемането на показаните коефициенти прави анализа на резултатите по-лесен, защото няма изкривяване на стойностите чрез непропорционално участие на различните параметри чрез различни стойности на частните коефициенти за сигурност.

3.3 Инженерно-геоложки условия

Геоложките условия в района са показани на фигура V.6. Разминаването е в зона, в която се наблюдават 3 разновидности в трасетата на тунелите:

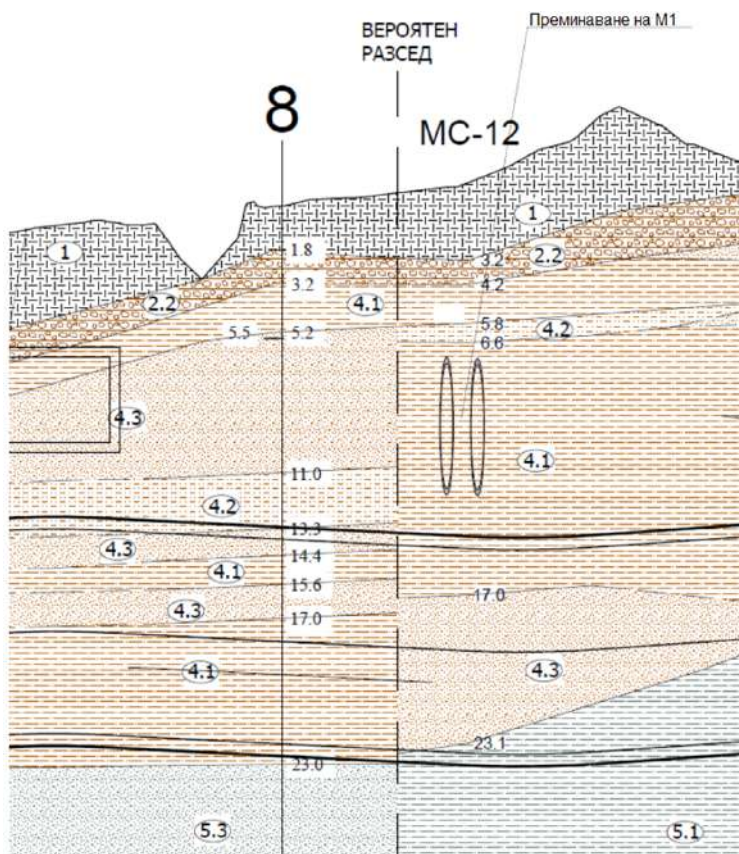
- **Пласт 4.1 – Глина, пъстра, прахова, плиоценска – глини (Cl) и прахове (Si) в различни съотношения:** многоцветни прахови глини (плиоценски) с наличие на карбонатни включения.
- **Пласт 4.3 – Пясъци, среднозърнести, прахови, жълто-кафяви (MSa):** жълто-кафяви прахови среднозърнести пясъци, предимно глинести, с примеси от дребен чакъл.
- **Пласт 5.1 – Глина, сива, прахова, приоценска – глини (Cl) и прахове (Si) в различни съотношения:** сиви прахови глини (плиоценски), представени като вариация от прахово-песъчливи глини до глинесто-песъчлив прах, на места с органични примеси.

Извадка от подробно разгледаните данни за геологията по трасето в глава III точка 2.2. Физико-механичните показатели, които се използват в модела са възприети по предоставени данни от Метрополитен София. Обобщените показатели за моделиране са представени в таблица V.3.

Таблица V.3 Физико-механични параметри на пластовете за моделиране

Пласт	Обемно тегло на скелета [kN/m ³]	Водонаситено обемно тегло [kN/m ³]	Кохезия [kPa]	Ъгъл на вътрешно триене [°]	Еластичен модул [MPa]
4.1	14.6	19.1	31.0	21.7	18.2
4.3	16.1	20.0	0.0	30.8	31.2
5.1	15.1	19.5	29.3	22.1	31.3

От таблица V.3 могат да се направят следните изводи за геоложките условия при пресичането. Пласт 4.1 е съставен от глин с нисък еластичен модул. Пласт 4.3 са прахови пясъци с по-висок еластичен модул, но липсва кохезия. Пласт 5.1 е с най-благоприятни геотехнически показатели от трите.



Фигура V.6 Фрагмент от фиг. III.8 Геоложки профил по трасето на метролия М3 - км 6+380 до 6+680

Съгласно световните практики и опит в подобни ситуации при идейно проектиране може да се възприеме най-неблагоприятната ситуация. Този подход в общия случай задава най-неблагоприятните очаквани стойности за ЕРВ налягането.

С оглед на уточнението по-горе в модела се използва единна геология, съответстваща на пласт 4.1. Възприетият за почвата конститутивен модел е идеално еластичен на Mohr – Coulomb.

3.4 Хидрогеоложки условия

При мониторинга по време на строителство се констатира, че нивото на подпочвените води е под новия тунел на линия 3. Поради това в моделирането в дисертацията не е заложено натоварване от хидростатичен натиск, въпреки че присъства като товарно състояние при описанието на частните коефициенти за сигурност.

3.5 Конструктивни елементи - сегменти

Трябва да се въведат следните видове конструктивни елементи - сегментите на линия 1 и 3 и тръбният чадър излизащ от станцията. В използвания 3D MKE софтуер и трите елемента се въвеждат като облицовки - Liner. За целта на моделиране ще се използва еластична дефиниция, като входните параметри са:

- еластичен модул E [kPa]; коефициент на Поасон ν [-];
- дебелина на елемента [m] или площ и инерционен момент.

• Сегменти на линия 1

Един пръстен е съставен от 5+1 сегмента и има характеристиките на таблица V.4.

Таблица V.4 Описание на пръстен от метро линия 1

Характеристика	
Тип на пръстена	5+1
Външен диаметър	5670 mm
Вътрешен диаметър	5170 mm
Дебелина на сегмента	250 mm
Клас на бетона	B50

В рамките на настоящата дисертация за целта е приложена формулата на Muir-Wood, като теоретичната постановка и предпоставките за нейното използване са подробно разгледани в Глава 3.

Дебелината на връзката е 18 cm и сегментите са 6. Еквивалентният инерционен момент е приет:

$$I_{eq} = I_j + \left(\frac{4}{n}\right)^2 I = 0.0011 \text{ m}^4 \quad (\text{V.1})$$

Следва да се отбележи, че разглежданият подход притежава присъщи ограничения, аналогични на тези, посочени при формулирането на използваната аналитична зависимост. Численият модел, реализиран чрез метода на крайните елементи, по подразбиране въвежда коравина във връзките между отделните елементи, което води до известно разминаване с действителното конструктивно поведение на сегментната облицовка. В реални условия връзките между сегментите се доближават по-скоро до ставни, като наличието и степента на ротационна коравина не са постоянни, а зависят от стойностите на осовите сили и срязването, възникващи в крепежните елементи.

• Сегменти на линия 3

Един пръстен е съставен от 5+1 сегмента и има характеристиките на таблица V.5.

Таблица V.5 Описание на пръстен от метро линия 3

Характеристика	
Тип на пръстена	6+1
Външен диаметър	9070 mm
Вътрешен диаметър	8430 mm
Дебелина на сегмента	320 mm
Клас на бетона	B50

Дебелината на връзката е 22 cm и сегментите са 7. Еквивалентният инерционен момент е приет:

$$I_{eq} = I_j + \left(\frac{4}{n}\right)^2 I = 0.0018 \text{ m}^4 \quad (\text{V.2})$$

• Тръбен чадър

Една от възможните мерки е изграждане на тръбният чадър откъм метростанцията в близост със следните характеристики:

- външен диаметър на тръбата: 114.3 mm,

- дебелина на стената: 6.3 mm,
- диаметър на сондиране: 150 mm,
- междинно разстояние: 0.3 m.

Системата на тръбния чадър се моделира чрез едномерни крайни елементи, вградени в хомогенизиран триизмерен почвен масив, които симулират инжектирания почвен масив. Едномерните елементи притежават геометричните характеристики на стоманените тръби, както и материалните характеристики на стоманата.

На база на [92], инжектираният почвен масив е представен чрез еквивалентен хомогенизиран почвен масив. Сечението на този еквивалентен масив е 0.3×0.3 m, което съответства на междусовото разстояние между тръбите.

Еластичният модул на еквивалентния почвен масив е изчислен по следния начин:

$$EA_{eq} = EA_{soil} + EA_{grout} \Rightarrow E_{eq} = \frac{E_s A_{pipe} + E_c A_{soil}}{A_{tot}} \quad (V.3)$$

Таблица V.6 Еквивалентен пласт при тръбен чадър

Материал	Площ [m ²]	Еластичен модул [MPa]
Инжекционен разтвор	0.0177	10000
Прилежащ почвен слой (Пласт 4.1)	0.0723	18.2
Еквивалентен пласт	0.0900	2000

• Заздравена зона преди МС 8

Съгласно описаната технология на преминаване на ТПМ всеки вход и изход на станция е критична точка и поради това в тези зони се приемат допълнителни мерки. В случая има инжектиране от повърхността, което създава една корава зона пред входа на метростанцията, която е в достатъчна близост, за да повлияе резултатите на модела. Избрано е да бъде отчетена като се въведе пласт, който притежава повишени характеристики.

Деформационните параметри на обработената зона са определени въз основа на хипотезата, че 50% от обема на почвения масив е запълнен с инжекционен разтвор. При това допускане за обработената зона е приет модул на еластичност $E = 150$ MPa.

Параметрите на якост са определени при условие, че след извършване на обработката ъгълът на вътрешно триене остава непроменен, докато кохезията се увеличава с 30%. В резултат на това кохезията е приета равна на $c = 40.3$ kPa, а ъгълът на вътрешно триене запазва стойността си $\varphi = 21.7^\circ$.

3.6 Първично напрегнато състояние

В разглеждания участък не може да се приеме наличие на първично, естествено напрегнато състояние, тъй като в изследваната зона във времето са изпълнени множество подземни изработки. В настоящата работа за *in situ* състояние се приема етапът след изграждането на двата тунела на Метролиния 1 и метростанция МС8.

3.7 Моделиране на напредъка на ТПМ

За симулиране на поведението при напредъка с ЕРВ и последващия монтаж на тунелната облицовка се прилага етапна числена схема. В рамките на всички изчислителни етапи тунелът се разглежда като разделен на четири характерни зони:

1. неизкопан участък;
2. изкопан участък с приложено челно налягане;
3. поддържан участък с двуизмерни елементи с понижена коравина, използвани за контролирано адаптиране на почвените деформации към коничността на щита;
4. поддържан участък с двумерни елементи, моделиращи окончателната тунелна облицовка (пръстените).

Изкопаването на тунела се реализира чрез последователни цикли на активиране и деактивиране на крайни елементи, докато бъде разработена цялата дължина на тунелното трасе в моделираното пространство.

3.8 Моделиране на ЕРВ

Противоналягането, приложено от тунелопробивната машина (ТПМ), са разглеждани като разпределено натоварване, което нараства с дълбочината с интензитет 13 kPa/m.

С цел да се оцени влиянието на този основен параметър, както и ефектът от предвидените защитни мерки (тръбен чадър), са разгледани три изчислителни ситуации:

- Изчислителен случай P100
- Изчислителен случай P150
- Изчислителен случай P250

Стойностите на налягането в свода на тунела за всеки от разгледаните изчислителни случаи са представени в таблица V.7.

Таблица V.7 Противоналягане в забоя при свода на тунела

Изчислителен случай	Челно налягане в свода [kPa]
P100	100
P150	150
P250	250

3.9 Моделиране на собственото тегло на ТПМ

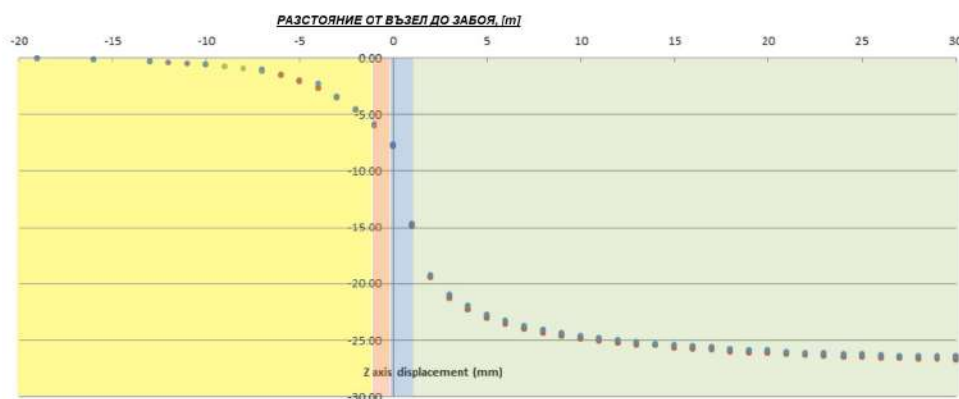
За целта на изследването на деформациите в метро линия 1 е прието, че собственото тегло на ТПМ машината е несъществен фактор при анализ на сляганията, индуцирани от изкопаването с ТПМ. Освен това, Таблица V.2 показва, че собственото тегло на ЕРВ не се разглежда и при проверките по експлоатационни гранични състояния (Serviceability Limit State).

3.10 Моделиране на коничността на щита

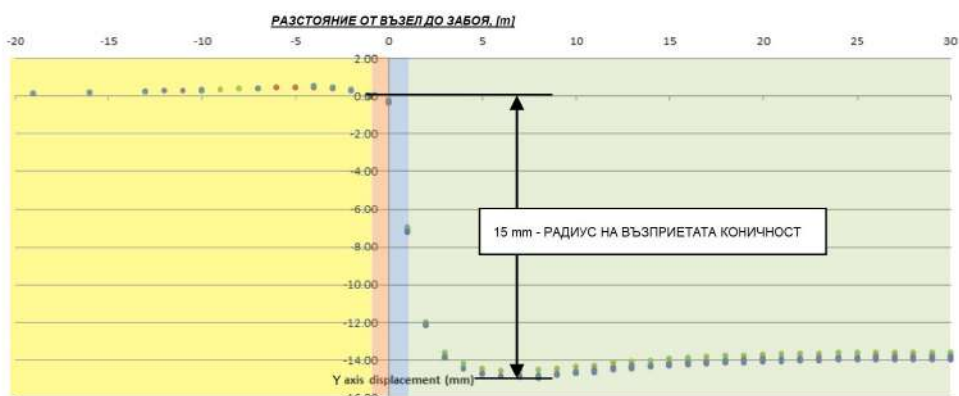
Моделирането на коничността на щита се постига чрез активиране на двумерни крайни елементи с понижен модул на еластичност, които позволяват реализиране на деформации, съответстващи на геометричната коничност на ТПМ.

Методиката за определяне на коравината на тези допълнителни елементи е чрез анализ на поведението на отделни възли в свода и по стените на тунела, като се извършва калибрация на еластичността на тези двумерни елементи (за изчислителния случай P150) до постигане на диаметрално затваряне от 30 mm. За изчислителните случаи P100 и P250 е приета същата стойност на еластичността на двумерните елементи. Посоченото диаметрално затваряне от 30 mm съответства на загуба на обем от 0.65%, която отговаря на най-неблагоприятната ситуация. По време на изпълнение на реалното строителство всички параметри, свързани със загубата на обем, следва да се калибрират при приближаване към всеки критичен участък, поради което приетите стойности за неблагоприятната ситуация се считат за реалистични.

След калибрирането за постигане на необходимите премествания се получават разпределенията на преместванията като функция от разстоянието до челото на изкопа V.10. Обозначени са зоните, дефинирани в 3.7, като зона 1 е показана в жълто, зона 2 - в оранжево, зона 3 - в синьо и зона 4 - в зелено.



Фигура V.9 Премествания в свода по вертикала Z за случай P150



Фигура V.10 Премествания в свода по хоризонтала Y за случай P150

4 Резултати при преминаване без допълнителни мерки

4.1 Деформации при забоя от челно налягане

- Случай P100
Постигнатото максимално хоризонтално преместване на масива при забоя е 15 мм.
- Случай P150
Постигнатото максимално хоризонтално преместване на масива при забоя е практически нула.
- Случай P250
Постигнатото максимално хоризонтално преместване на масива с забоя е 12 мм в посоката на прокопаване.

4.2 Деформации при преминаване без допълнителни конструктивни мерки

Анализ на получените резултати:

Наблюдават се по-малки слягания в свода на новия тунел в зоната на пресичане на двете тръби на метро линия 1. Това може да се обясни чрез намаления вертикален товар и коравината на съществуващите тунелни конструкции, който условно "премостват-трасето на метролиния 3.

По изчисления дъното на новия тунел има значителни положителни вертикални деформации. Тези резултати са изкривени от няколко фактора:

- Почвеният масив не е въведен чрез пластовете си и не са отчетени реалните деформационни свойства на пласт 5.1, в който трябва да се намира дъното по геоложки профил. Пластът има значително по-висока коравина.
- Деформациите се наблюдават при преминаване на изработката - стъпка 2 от моделирането на ЕРВ. Не е активирана коравината на конструкцията. В реални условия не се очаква да се реализират значими премествания в дъното, тъй като в модела не е отчетено теглото на ТПМ, което би ги намалило.

4.3 Абсолютни деформации в дъното на тунелите от метро линия 1

Анализ на получените резултати:

По-ниско и по-високо противоналягане в забойната камера водят по-високи стойности на деформациите.

Противоналягането в нито един от трите случая не успява да повдигне двете тунелни тръби от метро линия 1. Работата на противоналягането условно се ограничава в зоната между тръбите, чрез нейната деформация и промяна в напрегнатото ѝ състояние.

Най-ниските деформации се получават при противоналягане в забоя от 150 kPa. При проектиране на преминаването би трябвало да се избере и поддържа тази стойност. Стойността се доближава до получените чрез изчисленията предложени в III.3

Резултатите за ъгловите деформации предизвикани в тръбите на метро линия 1 показват, че са приблизително около 1/3000.

Таблица V.8 Ъглова деформация за различни изчислителни случаи

Изчислителен случай	Линия 1	Ъглова деформация [-]
P100	Тръба А	0.000407
	Тръба В	0.000331
P150	Тръба А	0.000374
	Тръба В	0.000305
P250	Тръба А	0.000373
	Тръба В	0.000306

4.4 Резултати за напрегнатото състояние

Анализът на напрегнатото състояние показва, че напреженията в масива не зависят от противоналягането в забойната камера. От това може да се направи извод, че допълнителни мерки по заздравяване и укрепване на масива следва да се прилагат с цел ограничаване на деформациите, без да се очаква да променят напрегнатото състояние.

4.5 Анализ на моделите за товарните състояния P100, P150 и P250

- Противоналягане от 150 kPa в модела води до нулеви премествания в забоя. Стойността се доближава до емпирично изчислените и гарантира, че масива ще има еластично поведение, което е основна предпоставка на модела.
- Противоналягането в забойната камера е основния параметър, който влияе на поведението на масива при прокарване на изработката в тези условия.
- Промяна в противоналягането води до допълнителни деформации в двете съществуващи тръби на метро линия 1.
- Поради сложността на задачата е необходимо калибриране на модела чрез данни събрани по време на строителството преди да се премине през участъка.

5 Резултати при преминаване при изграден тръбен чадър от МС8

Алгоритъмът от предходната точка е повторен при активиране на крайните елементи, които симулират тръбния чадър. В точки 5.1 Деформации при преминаване, 5.2 Абсолютни деформации в дъното на тунелите от метро линия 1 и 5.3. Резултати за напрегнатото състояние са визуализирани характерни резултати.

Таблица V.9 Ъглова деформация за различни изчислителни случаи

Изчислителен случай	Линия 1	Ъглова деформация [-]
P100	Тръба А	0.000364
	Тръба В	0.000309
P150	Тръба А	0.000332
	Тръба В	0.000324
P250	Тръба А	0.000329
	Тръба В	0.000287

5.4 Анализ на моделите за товарните състояния P100T, P150T и P250T

Таблица V.10 Сравнение на вертикалните деформации при преминаването

Комбинация	Тунел	Максимални вертикални деформации [mm]		Разлика [%]
		Без мерки	С тръбен чадър	
P100	Tunnel A	-8.43	-7.96	-5.9
	Tunnel B	-7.37	-6.65	-10.8
P150	Tunnel A	-6.88	-7.10	-4.7
	Tunnel B	-6.62	-5.94	-11.4
P250	Tunnel A	-7.68	-7.00	-10.1
	Tunnel B	-6.62	-5.91	-12.0

Анализът на резултатите показва, че процентът на редукция на вертикалните деформации при тунел В е по-изразен в сравнение с тунел А. Това се дължи на разположението на тунелите спрямо тръбния чадър. В резултат на това тръбният чадър оказва защитно действие върху тунел В на значителна дължина, още преди забоя да достигне положението на тунел В. За разлика от това, при тунел А защитният ефект на тръбния чадър се проявява едва когато фронтът на изкопаването се намира непосредствено под оста на тунела.

Допълнително важно наблюдение, произтичащо от резултатите, е че намаляването на вертикалните премествания е особено съществено при екстремни стойности на лицевото налягане. Това показва, че тръбният чадър осигурява по-ефективна защита в хипотетични ситуации, при които налягането в забойната камера значително превишава или е значително по-ниско от нормалния експлоатационен диапазон.

На тръбния чадър може да се гледа като допълнителна защита при непредвидени ситуации и може да се изпълни без да нарушава парка над зоната на строителство.



Глава VI

Заклучения

В рамките на настоящия дисертационен труд е извършен цялостен обзор на съвременната нормативна база и утвърдените световни добри практики в областта на тунелното строителство с тунелопробивни машини. Идентифицирани са нормативи, стандарти и ръководства, които са приложими в българската инженерна практика, като е направена съпоставка между националната нормативна уредба, системата Еврокод и водещи международни насоки. Анализът позволява да се очертаят както основните изисквания, така и съществуващите празноти и възможности за адаптиране на добри практики в условията на България.

Подробно е разгледан реален участък от трасето на метродиаметър 3, като са описани и изпълнени всички основни проектни изчисления, необходими за проектирането и анализа на тунел, прокарван с ЕРВ тунелопробивна машина. Представени са теоретичните постановки, върху които се базират тези изчисления, включително проверката за приложимост на ЕРВ технологията при конкретните геоложки условия. Изчислени са проектните стойности на ЕРВ противоналягането по три различни методики – метод Сингапур, емпиричен метод и СОВ метод, като са демонстрирани и допълнителните необходими проверки, свързани с поддържането на челото на щита, определянето на коефициентите на разширяваща и инжекционна пяна, както и проверката за възможност от издухване.

В дисертационния труд е представена и анализирана реалната мониторингова система, приложена при разминаването на метролинии 1 и 3. Разгледан е подход за определяне на действителните обемни загуби чрез измервания, като основен показател в този анализ е коефициентът K . На тази основа е предложена методика за актуализиране на изчисленията на препоръчителното ЕРВ противоналягане въз основа на резултатите от мониторинга на предходни участъци, което позволява по-добро съответствие между проектни допускания и реално поведение на системата.

В глава IV са разгледани основните теоретични положения на метода на крайните елементи, приложими при анализ на тунели, прокарвани с ЕРВ тунелопробивни машини. Акцент е поставен върху моделирането на сегментната тунелна облицовка и върху теорията на Muir Wood, както и върху новата рамка за оценка на достоверността и пригодността на числените модели, заложена в новото поколение на Еврокод.

Изградени са общо шест числени модела, разделени в две основни групи в зависимост от това дали са включени допълнителни мерки за заздравяване на почвения масив при преминаването на тунела от метродиаметър 3 под съществуващите тунелни тръби на линия 1. В рамките на всяка група са изследвани три различни стойности на ЕРВ противоналягането – 100 kPa, 150 kPa и 250 kPa, което позволява да се оцени влиянието на лицевото налягане и на допълнителните укрепващи мерки върху напрегнато-деформираното състояние и очакваните деформации.



Глава VII

Изводи

Извършеното изследване и получените резултати позволяват да се формулират изводи, отнасящи се до проектирането и изпълнението на тунели с тунелопробивни машини тип ЕРВ в сложни градски условия, каквито са тези на град София.

За специфичните инженерно-геоложки и градоустройствени условия на София е необходимо прилагането на комбиниран нормативен и методологичен подход. Този подход следва да се основава на системата Еврокод, действащата българска нормативна база, хармонизирани европейски стандарти, както и на насоките на ITA-AITES и доклади и технически документи на изследователския център на Европейската комисия (JRC). Само чрез подобна интеграция може да се постигне адекватно съответствие между нормативни изисквания и реални проектантски и строителни условия.

При определяне на проектните стойности на почвеното противоналягане при ЕРВ прокопаване се установяват няколко съществени особености. Съществуват редица методики, които по своята теоретична същност описват един и същи физичен процес, но са базирани на различни допускания, опростявания и натрупан инженерен опит. Поради това изборът на подходяща методика, съобразена с конкретните условия на строителството, е от ключово значение още на етап предварително проектиране. В хода на реалното изпълнение проектните стойности на противоналягането следва да се калибрират въз основа на данни от мониторинг, основно чрез наблюдение на сляганията на земната повърхност и деформациите на околната среда.

Специфични особености се наблюдават при навлизане и напускане на метростанции. Преди навлизане в станция ЕРВ налягането се намалява поетапно, като в непосредствената зона пред стената на станцията практически достига нулеви стойности. В тези участъци стабилността на забоя се осигурява чрез предварително заздравяване на почвения масив или чрез допълнителни укрепващи мерки. Аналогично, при напускане на станция не е възможно да се реализира проектното противоналягане, докато целият щит не навлезе в почвения масив и не бъде монтиран първият пръстен от облицовката. В тези зони се поддържа намалено противоналягане, като в условията на Софийския метрополитен често се изпълняват и допълнителни конструктивни решения, улесняващи този технологичен етап.

В критични зони, като преминаване под съществуващи сгради и инженерни съоръжения, допустимият диапазон на противоналягането допълнително се стеснява. В изчислителните модели това се реализира чрез залагане на по-ниски коефициенти на сигурност с цел минимизиране на зоната на влияние около тунела. За сметка на това в такива участъци се прилага значително по-интензивна и детайлна система за мониторинг, която позволява прецизно настройване на работните параметри на машината спрямо конкретните условия.

Анализът на натрупания практически опит показва, че два основни фактора имат определящо значение за ограничаване на деформациите – поддържането на подходящо ЕРВ противоналягане и ефективното поддържане на челото на щита. След реализиране на достатъчно обхватна мониторингова програма и извършване на обратни изчисления за калибриране на параметрите е възможно да се зададат надеждни стойности на ЕРВ налягането в критични точки. В разглеждания случай това е постигнато чрез отчитане на геометрията на тунелите на метролиния 1, като сечението на тунелите е изключено от геоложкия товар и е добавено теглото на конструкцията. Макар този подход да противоречи на част от препоръките в литературата, резултатите от триизмерните числени

анализи по метода на крайните елементи показват добра съпоставимост на получените противоналягания.

Сравнението между резултатите от числените модели и стойностите, получени по аналитични формули, показва съществено сходство по отношение на определянето на противоналягането в забоя. Разгледана е и допълнителна мярка за заздравяване на почвения масив в зоната на разминаване на тунели чрез изпълнение на тръбен чадър. Резултатите показват, че подобна мярка води до относително ограничено намаляване на деформациите (под 10%), но при случайни отклонения в ЕРВ налягането може да изпълнява ролята на компенсиращ елемент в системата. Поради това изграждането на тръбен чадър може да бъде разглеждано като предпазна и препоръчителна мярка в критични участъци.

Моделирането на коничността на щита се идентифицира като едно от основните предизвикателства при численото моделиране на ЕРВ прокопаване. То следва да се реализира чрез итерационен анализ, включващ допускане на пръстеновидна надработка или задаване на стойности за загубите на обем. В тази връзка се препоръчва цялостната калибрация на числения модел при очаквани съществени промени в тези параметри. В рамките на изследването са демонстрирани и ефективни подходи за моделиране на сегментната облицовка и тръбния чадър като еквивалентни крайни елементи със сходни деформационни характеристики, което улеснява приложението на числените модели в инженерната практика.



Глава VIII

Научни и научно-приложни приноси

- Разработени са обобщени сравнителни таблици, които систематизират изискванията на различни нормативни документи и подходи, като осигуряват практичен инструмент за анализ и избор на проектни решения при тунелно строителство.
- Разработен е авторски алгоритъм за определяне на почвеното противоналягане при строителство с ЕРВ тунелопробивни машини, който интегрира аналитични, емпирични и нормативни подходи. Алгоритъмът е представен в обобщен схематичен вид на фигура III.21 и осигурява последователна рамка за оценка и проверка на лицевото налягане при различни геотехнически условия.
- Изведени са приложни процедурите за верификация, валидация и оценка на неопределеностите на числените модели в контекста на геотехнически задачи, свързани с тунелно строителство. Разгледани са основните източници на неопределености, произтичащи от геоложката среда, моделните допускания и входните параметри, както и тяхното влияние върху надеждността на резултатите.
- Методика за моделиране на коничността на щита на ЕРВ тунелопробивна машина в най-неблагоприятните очаквани условия, характеризирани със загуби на обем $V_L = 0,65\%$. Методиката позволява по-реалистично описание на взаимодействието между щита и земния масив и подобрява оценката на деформациите в зоната около тунела.
- Разработен е алгоритъм за числено моделиране по метода на крайните елементи на процеса на прокарване на тунели с ЕРВ тунелопробивни машини, който обхваща основните етапи на прокопаване, задаването на лицево противоналягане и взаимодействието между земния масив и конструктивните елементи.



Глава IX

Насоки за бъдещи изследвания

Резултатите от настоящия дисертационен труд очертават редица направления за бъдещи изследвания, които биха допринесли за по-нататъшното развитие и усъвършенстване на методите за проектиране и анализ на подземни съоръжения. Едно от основните

направления за бъдеща работа е разработването на актуализирани и подробно обосновани примерни изчисления, съобразени с новата генерация на Еврокодовете, в контекста на подземното и минното строителство. Подобни примери биха улеснили практическото прилагане на новите нормативни изисквания и биха спомогнали за по-добро разбиране на заложените концепции за надеждност, моделиране и оценка на неопределеностите при проектирането на подземни изработки. Друго важно направление е разширяването

на приложимостта на разработените в рамките на дисертационния труд алгоритми. Създадените алгоритми за определяне на ЕРВ противоналягане и за числено моделиране могат да бъдат приложени и към други видове подземни съоръжения, като пътни и железопътни тунели, подземни галерии и минни изработки. В тази връзка е целесъобразно те да бъдат допълнително модифицирани и обобщени, така че да обхващат по-универсални геотехнически и конструктивни ситуации. Перспективно направление за

бъдещи изследвания е и задълбоченото изучаване на сеизмичното поведение на подземни изработки в условията на наличие на съседни подземни конструкции. Особен интерес представлява взаимодействието между близко разположени тунели и други подземни съоръжения при сеизмични въздействия, както и влиянието на това взаимодействие върху напрегнато-деформираното състояние и експлоатационната надеждност на системата. Развитието на такива изследвания би имало съществено значение за проектирането на подземни съоръжения в сеизмично активни и плътно застроени градски среди.



Литература

- [1] “Списание „Архитектура“, Брой 1”. bg. В: *Архитектура* 1 (1977).
- [2] Стоян Братоев. *Софийски метрополитен*. Nota Bene!, 2004. ISBN: 954-91420-1-9.
- [3] *Operating Metro Scheme*. Metropolitan EAD. 2024. URL: <https://www.metropolitan.bg/en/scheme/operating-metro> (дата на посещ. 24.01.2026).
- [4] Стоян Братоев. *Софийско метро 2020*. Тем Дизайн, 2020. ISBN: 978-619-188-441-4.
- [5] Стоян Братоев. *Софийско метро - Линия 3*. Балканска академия на науките и културата, 2021. ISBN: 978-954-401-033-1.
- [6] Стоян Братоев. *Разширение на метрото в София*. Nota Bene!, 2008. ISBN: 978-954-91420-4-4.
- [7] Стоян Братоев. *Софийски метротрасета - Реалности и перспективи*. Nota Bene, 2012. ISBN: 978-954-91420-6-8.
- [8] Стоян Братоев. *Новите участъци на софийското метро*. 2015.
- [9] П. Петров и Л. Илиева. “Физикомеханични свойства на кватернерните и плиоценските отложения на територията на София”. В: *Известия на Геологическия институт VIII* (1960), с. 133—192.
- [10] Л. Илиева, П. Ст. Петров и Ан. Папазов. *Изследвания върху минералния състав на фино-дисперсната част на плиоценските глинести отложения в района на София*. Технически доклад. София, 1961.
- [11] Б. Беров. *Разрушителни геоложки процеси в Софийската котловина*. Автореферат. 1996, с. 49.
- [12] П. Иванов. “Инженерно-сеизмогеоложки условия на Софийската котловина”. Автореферат към дисертация за получаване на научната и образователна степен „доктор“. София, 2003, с. 46.
- [13] А. Божинова и В. Николова. “Карта на повърхностните отложения (0–20 м) на територията на Столична голяма община в М 1:45000”. В: *Оценка на условията и факторите, обуславящи геоложката опасност в Софийската котловина в ограничена рамка в М 1:100000*. Отчет по гос. с КГМР. Геофонд на КГМР, 1995, с. 164.
- [14] Госстрой СССР. *СНиП II-15-74: Основания зданий и сооружений*. Рус. Москва: Стройиздат, 1974.
- [15] Ася Божинова-Хаапанен. *Инженерногеоложки свойства на софийски глини*. Планета3, 2021. ISBN: 978-954-325-041-7.
- [16] Анг. Джоргов. *Изследване за оптимизиране на последиците при прокарване на метротунели по щитов метод с малко сводово покрити*. МГУ “Св. Иван Рилски”, 2016.
- [17] В. Maidl и др. *Mechanised Shield Tunnelling*. Ernst & Sohn, 2012. ISBN: 978-3-433-60150-1.
- [18] Иван Митев. *Прокарване на подземни изработки с тунелни обрушващи машини и тунелни пробивни машини*. БГМК КОМЕРС ЕООД, 2019. ISBN: 978-619-91347-1-9.
- [19] *Nachweis der Standsicherheit von Schlitzwänden*. 2013.
- [20] М. Horn. “Horizontaler Erddruck auf senkrechte Abschlussflächen von Tunneln”. В: *Landeskonferenz der ungarischen Tiefbauindustrie*. Budapest, Hungary, 1961.
- [21] G. Anagnostou и K. Kovári. “Die Stabilität der Ortsbrust bei Erddruckschilden”. German. В: *Mitteilungen der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik*. Frühjahrstagung, 29. April 1994. Zürich, Switzerland, 1994.

- [22] DIN 4085:2017. Berlin, Germany: Deutsches Institut für Normung, март 2017.
- [23] M. P. O'Reilly и B. M. New. "Settlements above Tunnels in the United Kingdom – Their Magnitude and Prediction". В: *Proceedings of Tunnelling '82: Third International Symposium*. London, United Kingdom: Institution of Mining & Metallurgy, 1982, с. 173–181. ISBN: 0-900488-62-X.
- [24] Ralph B. Peck. "Deep Excavation and Tunnelling in Soft Ground: State-of-the-Art Report". В: *Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ICSMFE)*. T. State-of-the-Art Volume. Mexico City, Mexico: International Society for Soil Mechanics и Foundation Engineering, 1969, с. 225–290.
- [25] R. J. Mair и R. N. Taylor. "Bored tunnelling in the urban environment". В: *Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Т. 4. Hamburg: Balkema, 1997, с. 2353–2385.
- [26] Thomas Kasper и Günther Meschke. "A Three-Dimensional Finite Element Simulation Model for TBM Tunnelling in Soft Ground". В: *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 28.14 (2004), с. 1441–1460. DOI: 10.1002/nag.395.
- [27] Karl Terzaghi. *Theoretical Soil Mechanics*. New York: John Wiley & Sons, 1943.
- [28] Thomas Schanz. "Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien". PhD thesis. Докт. ... дис. Universität Stuttgart, 1998.
- [29] Thomas Schanz, Piet A. Vermeer и Paul G. Bonnier. "The Hardening Soil Model: Formulation and Verification". В: *Beyond 2000 in Computational Geotechnics* (1999), с. 281–296.
- [30] Живко Иванов. *Тектоника на България*. Университетско издателство "Св. Климент Охридски", 2017. ISBN: 978-954-07-4250-2.
- [31] Д. Йосифов и др. *Сеизмична опасност за София*. НТС по МДГМ, 2019. ISBN: 978-619-90939-2-4.
- [32] Кристоф Пуш. *Оценка на риска от земетресенията в България. Техническо приложение 3*. 2021.
- [33] *Eurocode 0: Basis of structural design*. Including amendment A1:2005. 2002.
- [34] *Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-1: General actions – Densities, self-weight, imposed loads for buildings*. 2002.
- [35] *Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-6: General actions – Actions during execution*. 2005.
- [36] *Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*. 2004.
- [37] *Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules*. With AC:2009, A1:2014, AC:2015; will be withdrawn March 2028. Sofia: CEN, 2005. URL: <https://bds-bg.org/bg/project/show/bds:proj:49837> (дата на посещ. 02.09.2025).
- [38] *Eurocode 7: Geotechnical design – Part 2: Ground investigation and testing*. Bulgarian adoption; BG publication on 2010-10-19; includes AC:2010 and AC:2015; stage 90.60 on 2018-12-10; will be withdrawn March 2028. Sofia: CEN, 2007.
- [39] *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. Including amendment A1:2013. 2004.
- [40] *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects*. EN 1998-5. CEN, 2004.
- [41] *Eurocode – Basis of structural and geotechnical design*. Published in BG on 2025-04-14; national adoption of EN 1990:2023. Sofia: CEN, 2023. URL: <https://bds-bg.org/bg/project/show/bds:proj:109923> (дата на посещ. 02.09.2025).

- [42] *Eurocode 1: Actions on structures — Part 1-1: Specific weight of materials, self-weight of construction works and imposed loads for buildings*. Bulgarian adoption; published in BG on 2025-03-17. Sofia: CEN, 2025. URL: <https://bds-bg.org/bg/project/show/bds:proj:121583> (дата на посещ. 04.09.2025).
- [43] *Eurocode 2: Design of concrete structures — Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures*. Bulgarian adoption of EN 1992-1-1:2023. Sofia: CEN, 2024. URL: <https://bds-bg.org/bg/project/show/bds:proj:119246> (дата на посещ. 02.09.2025).
- [44] *Eurocode 7: Geotechnical design — Part 1: General rules*. Bulgarian adoption of EN 1997-1:2024. Sofia: European Committee for Standardization (CEN), 2024. URL: <https://bds-bg.org/bg/project/show/bds:proj:111709> (дата на посещ. 02.09.2025).
- [45] *Eurocode 7: Geotechnical design — Part 2: Ground properties*. Bulgarian adoption of EN 1997-2:2024. Sofia: CEN, 2024. URL: <https://bds-bg.org/bg/project/show/bds:proj:111710> (дата на посещ. 02.09.2025).
- [46] *Eurocode 7: Geotechnical design — Part 3: Geotechnical structures*. Bulgarian adoption of EN 1997-3:2025. Sofia: CEN, 2025. URL: <https://bds-bg.org/bg/project/show/bds:proj:111711> (дата на посещ. 02.09.2025).
- [47] *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance — Part 1-1: General rules and seismic action*. Bulgarian adoption of EN 1998-1-1:2024. Sofia: CEN, 2024. URL: <https://bds-bg.org/bg/project/show/bds:proj:119471> (дата на посещ. 02.09.2025).
- [48] *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance — Part 5: Geotechnical aspects, foundations, retaining and underground structures*. Bulgarian adoption of EN 1998-5:2024. Sofia: CEN, 2024. URL: <https://bds-bg.org/bg/project/show/bds:proj:119470> (дата на посещ. 02.09.2025).
- [49] *EN 206:2013+A2:2021 Concrete — Specification, performance, production and conformity*. Current edition. CEN, 2021. URL: <https://knowledge.bsigroup.com/products/concrete-specification-performance-production-and-conformity-2>.
- [50] *EN 13670:2009 Execution of concrete structures*. Execution standard. CEN, 2009. URL: <https://cdn.standards.iteh.ai/samples/32601/901523eb0457464192432efd71db16bc/SIST-EN-13670-2010.pdf>.
- [51] *EN 14487-1:2022 Sprayed concrete — Part 1: Definitions, specifications and conformity*. Shotcrete. CEN, 2022. URL: <https://knowledge.bsigroup.com/products/sprayed-concrete-definitions-specifications-and-conformity-1>.
- [52] ITA-AITES Working Group 2. *Guidelines for the Design of Segmental Tunnel Linings*. ITA Report No. 22. 2019. URL: https://about.ita-aites.org/files/WG2_-ITA-REPORT-DesignSegment.pdf.
- [53] ITA-AITES. *Seismic design and analysis of underground structures*. Guidelines/Report. 2011. URL: https://about.ita-aites.org/publications/wg-publications/download/118_315dce9c4c65ed8e9c8385d1418278e8.
- [54] ITA-AITES Working Group 2. *Risk Management in Tunnelling*. ITA Working Group Publication. 2004. URL: https://about.ita-aites.org/publications/wg-publications/download/140_64f96b0b89a9f3c222b6dc58c8f8fd2b.
- [55] ITA-AITES Working Group 2. *Guidelines for Monitoring During Tunnel Construction*. ITA Working Group Publication. 2012. URL: https://about.ita-aites.org/publications/wg-publications/download/124_8a39389e69d56bbefab446b4a542ea1c.
- [56] European Commission, Joint Research Centre. *Standardisation needs for the design of underground structures*. Техн. докл. EUR 29851 EN. Publications Office of the European Union, 2019. DOI: 10.2760/240907.

- [57] N. Chernova и др. *Prospects for designing tunnels and other underground structures in the context of the Eurocodes*. Техн. докл. EUR 31265 EN. Joint Research Centre (JRC), European Commission, 2022. DOI: 10.2760/615209.
- [58] Joint Research Centre European Commission. *Prospects for designing tunnels and other underground structures within the framework of the Eurocodes*. Техн. докл. EUR 31265 EN. Publications Office of the European Union, 2023. DOI: 10.2760/615209.
- [59] H. Garin и др. *Guideline C2: Ground model and derived/representative values for EN 1997*. Техн. докл. EUR 40154 EN. European Commission, Joint Research Centre, 2024. DOI: 10.2760/6390378.
- [60] B. van den Eijnden и др. *Guidelines: Reliability-based verification of limit states for geotechnical structures*. Техн. докл. EUR 40090 EN. European Commission, Joint Research Centre, 2024. DOI: 10.2760/1342542.
- [61] W. Bogusz и др. *Implementation of design during execution and service life*. Техн. докл. EUR 40128 EN. Publications Office of the European Union, 2024. DOI: 10.2760/8383117.
- [62] H. Garin и др. *Assembling the Ground Model and the derived values*. Техн. докл. EUR 40154 EN. Publications Office of the European Union, 2024. DOI: 10.2760/6390378.
- [63] T. Vrouwenvelder и др. *Reliability background of the Eurocodes*. Техн. докл. EUR 40072 EN. Publications Office of the European Union, 2024. DOI: 10.2760/9482837.
- [64] B. van den Eijnden и др. *Reliability-based verification of limit states for geotechnical structures*. Техн. докл. EUR 40090 EN. Publications Office of the European Union, 2024. DOI: 10.2760/1342542.
- [65] T. Orr и др. *Determination of representative values from derived values for verification with limit states with EN 1997*. Техн. докл. EUR 40260 EN. Publications Office of the European Union, 2025. DOI: 10.2760/0980105.
- [66] Hakan Garin и др. "Eurocode 7 – second generation – ground model". В: *Geotechnical Engineering Challenges to Meet Current and Emerging Needs of Society*. Под ред. на T. L. Brandon и др. Open Access. CRC Press, 2024, с. 303–306. DOI: 10.1201/9781003431749-303. URL: <https://www.taylorfrancis.com/chapters/oa-edit/10.1201/9781003431749-303/eurocode-7-second-generation-ground-model-garin-baldwin-reiffsteck-van-der-made-wudtke>.
- [67] МРРБ. *Наредба № РД-02-20-2 от 27.01.2012 г. за проектиране на сгради и съоръжения в земетръсни райони*. Официална страница на МРРБ. 2012. URL: <https://www.mrrb.bg/bg/naredba-rd-02-20-2-ot-2012-g-za-proektirane-na-sgradi-i-suorujeniya-v-zemetrusni-rajoni-dv-br-13-ot-2012-g/>.
- [68] *Наредба № РД-02-20-2 от 21.12.2015 г. за технически правила и норми за проектиране на пътни тунели*. Министерство на регионалното развитие и благоустройството (МРРБ), обн. ДВ бр. 3/2016. 2015.
- [69] *Наредба за допълнение на Наредба № 58 от 2.08.2006 г. за правилата за техническата експлоатация, движението на влаковете и сигнализацията в железопътния транспорт*. Държавен вестник, бр. 63, 25.07.2023. Министерство на транспорта и съобщенията, обн. ДВ, бр. 63/2023. 2023.
- [70] С. Братоев и И. Дуловски М. Димитров. *Ръководство за проектиране на подземни съоръжения в земетръсни райони*. НИСИ, 1992.
- [71] *Технически правила и норми за проектиране на тунели (ТПН 6-3)*. https://kab-sofia.bg/images/stories/normi/6-g-3_tunels.pdf. Утвърдени от Държавния комитет по строителство и архитектура, НРБ. 1987.
- [72] *Норми за проектиране на пътни и железопътни тунели*. Утвърдени със заповеди № РД-08-139/04.05.1988 г. на министъра на транспорта и № РД-02-14-107/04.05.1988 г. на председателя на Комитета по териториално и селищно устройство; отменени с Наредба № 58/2006, изм. ДВ бр.63/2023. 1988.

- [73] Youssef M. A. Hashash и др. “Seismic design and analysis of underground structures”. В: *Tunnelling and Underground Space Technology* 16.4 (2001), с. 247–293. DOI: 10.1016/S0886-7798(01)00051-7.
- [74] J. N. Wang. “Seismic design of tunnels: A state-of-the-art approach”. В: *Monograph* (1993).
- [75] Иван Митев. *Изчислителен модел при оразмеряване и прокарване на подземни изработки*. БГМК КОМЕРС ЕООД, 2019. ISBN: 978-619-91347-3-3.
- [76] Jimmy Töyrä. “Behaviour and stability of shallow underground constructions”. В: *Licentiate Thesis, Luleå University of Technology*. 2006.
- [77] M. Sorribes, N. Rubiralta и N. Della Valle. “Twin tunnels critical underpass during Sofia metro line 3 extension”. В: *Engineering Sciences LX.3* (2023), с. 57–66. DOI: 10.7546/EngSci.LX.23.03.04.
- [78] J. N. Wang. *Seismic Design of Tunnels: A State-of-the-Art Approach*. Monograph prepared for the U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. New York: Parsons Brinckerhoff Quade & Douglas, Inc., 1993.
- [79] David Muir Wood. *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*. Cambridge: Cambridge University Press, 1990. ISBN: 9780521337823. DOI: 10.1017/CBO97805211626483.
- [80] S. Pietruszczak, ред. *Fundamentals of Plasticity in Geomechanics*. Boca Raton, FL, USA: CRC Press, 2010. ISBN: 9780415585163.
- [81] *RS3 Documentation Package: User Manual, Verification Examples, and Theory Manuals*. Complete documentation package including User Manual, Verification and Theory Manuals. Accessed: 2025-08-30. Rocscience Inc. Toronto, Canada, 2023. URL: <https://www.rocscience.com/software/rs3>.
- [82] S. Timoshenko и J. N. Goodier. *Theory of Elasticity*. 3rd. Revised edition. New York, NY: McGraw-Hill, 1970. ISBN: 9780070858053.
- [83] D. R. J. Owen и E. Hinton. *Finite Elements in Plasticity: Theory and Practice*. Swansea: Pineridge Press, 1980. ISBN: 9780906674193.
- [84] E. Hoek, C. Carranza-Torres и B. Corkum. “Hoek–Brown failure criterion – 2002 edition”. В: *Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symposium*. Toronto, Canada: American Rock Mechanics Association (ARMA), 2002, с. 267–273.
- [85] Scott H. McKean и Jeffrey A. Priest. “Multiple failure state triaxial testing of the Montney Formation”. В: *Journal of Petroleum Science and Engineering* 173 (2019), с. 122–135. ISSN: 0920-4105. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.petrol.2018.09.004>.
- [86] Walter D. Pilkey. *Formulas for Stress, Strain, and Structural Matrices*. New York: John Wiley & Sons, 2004. ISBN: 13:9780471032212.
- [87] R. O. Davis и A. P. S. Selvadurai. *Elasticity and Geomechanics*. Cambridge, UK: Cambridge University Press, 1996, с. 201. ISBN: 9780521498272.
- [88] G. N. Owen и R. E. Scholl. *Earthquake Engineering of Large Underground Structures*. Техн. докл. FHWA/RD-80/195. Prepared for the Federal Highway Administration by John A. Blume & Associates, Engineers, San Francisco, CA. Washington, D.C.: U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 1981.
- [89] C. H. Dowding и A. Rozen. “Damage to rock tunnels from earthquakes”. В: *Bulletin of the Seismological Society of America* 68.3 (1978), с. 677–691. URL: <https://pubs.geoscienceworld.org/ssa/bssa/article/68/3/677/116401/Damage-to-rock-tunnels-from-earthquakes>.
- [90] A. M. Muir Wood. “The circular tunnel in elastic ground”. В: *Proceedings of the International Symposium on Underground Openings*. Lucerne, 1972, с. 356–369.
- [91] A. M. Muir Wood. “The Circular Tunnel in Elastic Ground”. В: *Géotechnique* 25.1 (1975), с. 115–127.

- [92] K. M. Lee и X. W. Ge. “The equivalence of a jointed shield-driven tunnel lining to a continuous ring structure”. В: *Canadian Geotechnical Journal* 38.3 (2001), с. 461–483.
- [93] A. M. Hefny, F. C. Tan и N. F. Macalevey. “Numerical study on the behavior of jointed tunnel lining”. В: *Journal of The Institution of Engineers, Singapore* 44.1 (2004), с. 108–118.
- [94] William L. Oberkampf и Christopher J. Roy. *Verification and Validation in Scientific Computing*. Cambridge: Cambridge University Press, 2010. ISBN: 978-0-521-11360-1. DOI: 10.1017/CBO9780511760396.
- [95] *Guide for Verification and Validation in Computational Solid Mechanics*. Reaffirmed 2016. New York: American Society of Mechanical Engineers (ASME), 2006. URL: <https://www.asme.org/codes-standards/find-codes-standards/standard-for-verification-and-validation-in-computational-solid-mechanics>.
- [96] *NASA-STD-7009B: Standard for Models and Simulations*. Supersedes NASA-STD-7009A w/Change 1. Washington, D.C.: National Aeronautics и Space Administration, март 2024. URL: <https://standards.nasa.gov/standard/nasa/nasa-std-7009>.
- [97] *Engineering Simulation Quality Management Standard (ESQMS:01)*. Glasgow: NAFEMS, 2020. URL: https://www.nafems.org/publications/resource_center/esqms-01/.
- [98] J. M. Smith. *Engineering Simulation Quality Management Guidelines*. Glasgow, 2020. URL: https://www.nafems.org/publications/resource_center/r0129/.
- [99] American Society of Mechanical Engineers. *ASME V&V 10-2019: Standard for Verification and Validation in Computational Solid Mechanics*. Техн. докл. Approved by American National Standards Institute on July 23, 2019. New York, NY: ASME, 2019.
- [100] Patrick J. Roache. *Verification and Validation in Computational Science and Engineering*. Albuquerque, NM: Hermosa Publishers, 1998. ISBN: 0-913478-08-3.
- [101] Klaus-Jürgen Bathe. *Finite Element Procedures*. Englewood Cliffs, NJ: Prentice Hall, 1996. ISBN: 978-0133014587.
- [102] O. C. Zienkiewicz, R. L. Taylor и J. Z. Zhu. *The Finite Element Method: Its Basis and Fundamentals*. 7th. Oxford: Butterworth-Heinemann, 2013. ISBN: 978-1-85617-633-0. DOI: 10.1016/C2009-0-24909-9.
- [103] Pietro Lunardi. *Design and Construction of Tunnels: Analysis of Controlled Deformation in Rocks and Soils (ADECO-RS Method)*. Berlin, Heidelberg: Springer, 2008. ISBN: 978-3-540-73874-9. DOI: 10.1007/978-3-540-73875-6.
- [104] F. H. Lee, K. K. Phoon и K. C. Lim. “Large Scale Three-Dimensional Finite Element Analysis of Underground Construction”. В: *Numerical Modelling of Construction Processes in Geotechnical Engineering for Urban Environment*. Под ред. на А. Tanatafidis. London: Taylor & Francis Group, 2006. ISBN: 9780415397480.