

МИННО-ГЕОЛОЖКИ УНИВЕРСИТЕТ

„СВ. ИВАН РИЛСКИ“



АВТОРЕФЕРАТ

на

ДИСЕРТАЦИЯ

За получаване на образователна и научна степен „Доктор“

на тема

**„ИЗСЛЕДВАНЕ ЗА ОПТИМИЗИРАНЕ НА ПОСЛЕДИЦИТЕ ПРИ ПРОКАРВАНЕ
НА МЕТРОТУНЕЛИ ПО ЩИТОВ МЕТОД С МАЛКО СВОДОВО ПОКРИТИЕ“**

инж. Ангел Иванов Джоргов

СОФИЯ

2016

МИННО-ГЕОЛОЖКИ УНИВЕРСИТЕТ
„СВ. ИВАН РИЛСКИ“

А В Т О Р Е Ф Е Р А Т

на

Д И С Е Р Т А Ц И Я

За получаване на образователна и научна степен „Доктор“

на тема

**„ИЗСЛЕДВАНЕ ЗА ОПТИМИЗИРАНЕ НА ПОСЛЕДИЦИТЕ ПРИ ПРОКАРВАНЕ
НА МЕТРОТУНЕЛИ ПО ЩИТОВ МЕТОД С МАЛКО СВОДОВО ПОКРИТИЕ“**

инж. Ангел Иванов Джоргов

Научен ръководител:

Проф. д-р инж. Николай Жечев

Рецензенти:

Проф. д-р инж. Божидар Божинов

Проф. д-р инж. Владимир Костов

СОФИЯ

2016

Дисертационният труд съдържа:

- 165 страници основен текст;
- 118 фигури;
- 3 таблици;
- 49 библиографски източници.

Защитата на дисертацията ще се състои на 21.04.2016г. (четвъртък) от 12:00 часа в зала „Видекс“ на Миннотехнологичния факултет, етаж. 2.

Дисертационният труд, авторефератът, рецензиите и становищата на членовете на научното жури се намират в отдел „Следдипломна квалификация“ на МГУ „Св. Иван Рилски“ в сградата на Ректората, етаж. 3, стая 79.

I. УВОД. ВЪВЕДЕНИЕ В ПРОБЛЕМА.

Съществува голяма разлика между изграждането на тунели в градски условия, при слаби почви и малко сводово покритие и изграждането на такива на голяма дълбочина, в здрави скали, ситуирани извън гъсто заселените градове.

Съществен проблем при първите е, че освен сигурността на самия тунел, е необходимо да се обезпечи и сигурността на сгради, инфраструктурни съоръжения и др., намиращи се на метри над самия тунел. Това важи още в по-голяма степен за гъсто застроените централни градски части, където често трасето преминава под важни сгради, паметници на културата или важни транспортни съоръжения, повреждането на които би довело до непредсказуеми последици за тях.

В тази връзка изборът на подходяща оптимална технология на строителство и ефективни мерки за ограничаване на последиците за тези съоръжения се оказва от първостепенна важност за реализиране на подобни проекти. В настоящата дисертационна работа е изследвано решаването на тези проблеми чрез оптимизиране на технологичните и конструктивни решения при изграждане на подобни тунели.

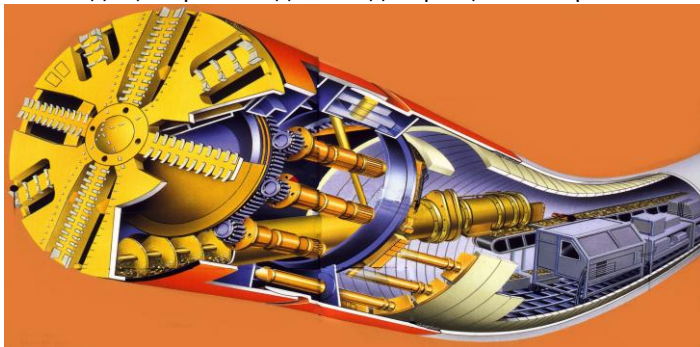
Най-разпространените методи при строителството на тунели в подобни сложни условия и сравнително малки дълбочини на заложение са методите с използване на механизирани тунело-пробивни машини, а по-рядко модифициран нов австрийски тунелен метод.

II. ТЕХНОЛОГИИ ЗА ИЗГРАЖДАНЕ НА ТУНЕЛА В СЛАБИ ПОЧВИ

При изграждането на тунели в слаби почви по-често се използва щитовия метод с тунело-пробивна машина (щит), а по-рядко и при благоприятни условия – новия австрийски тунелен метод.

Като най-модерна технология за изграждане на тунели в слаби оводнени почви в урбанизирани райони през последните десетилетия се утвърждава строителството с помощта на ТПМ – Тунелно Пробивна Машина (от английски TBM – Tunnel Boring Machine). Тя предлага високо-технологична, а в доста случаи единствено приложима технология на строителство в неблагоприятни инженерно-геоложки и хидрогеоложки условия. При оптимален подбор на тунелната машина е приложима за по-дълги тунели (за да се покрие високата стойност на машината), дава изключително високи стойности на дневен напредък, между 10 и 20 m и повече на денонощие, като в същото време гарантира минимални въздействия на повърхността над тунелната изработка.

Поради тези причини изграждането на тунели с ТПМ често се явява единствен избор. В същото време в България до момента са реализирани само два тунела с помощта на тази технология и това е основата на бъдещите разглеждания в дисертационната работа.



Фиг.1. Технологична схема на Тунелно пробивна машина за строителство на тунели в слаби почви (ТПМ) [3]

Основни предимства при тунелите строени с ТПМ са:

Възможността за пълно механизирание на работния процес; Значително по-голям дневен напредък спрямо други технологии; Минимализиране на ефекта от строителството върху сгради на повърхността; По-голяма безопасност на работниците в тунела; Напълно безвредни за околната среда; При щитовете с херметизирана забойна камера се запазват нивата на подземните води (да няма водочерпене); На повърхността няма шум и вибрации, Позволяват високо качество на добра цена.

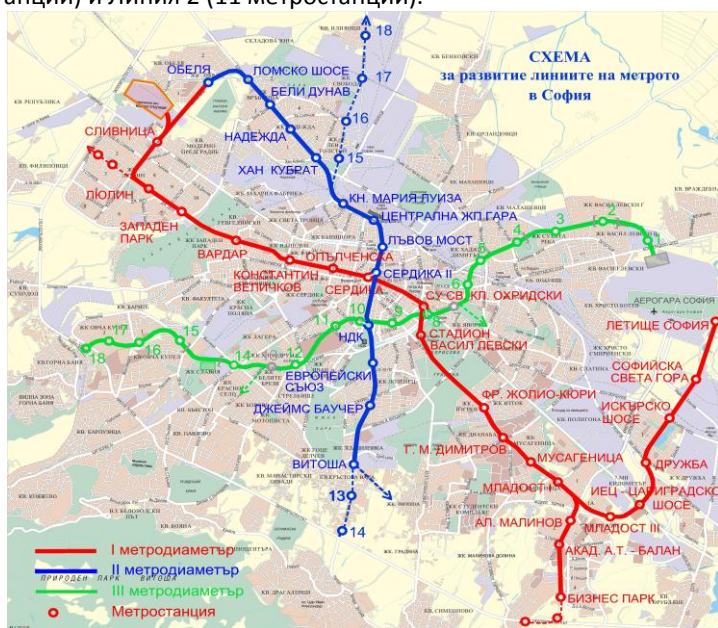
Като недостатъци може да се посочат: Дълъг период за проектиране, производство и доставка на машината; Необходимост от по-квалифициран персонал за работа с машината; Тунелът трябва да е поне няколко километра, за да може в по-голяма степен да се изплати (амортизира) машината; По-обстойни геоложки проучвания – по-задълбоченото и по-точно определяне на геоложките условия преди поръчване на ТПМ водят по-добър избор на подходяща машина и до добра работа на самата машина в последствие; Геологията по цялата дължина на трасето трябва да бъде хомогенна (тъй като машината се поръчва за точно определен диапазон от почвени условия и всяка съществена промяна в тях води до забавяне или до спиране на работа).

За всеки отделен проект е необходимо предимствата и недостатъците на технологията да бъдат съпоставени. Практиката показва, че за тунели с не много голямо напречно сечение, останалите технологии

могат да конкурират ТПМ-технологията най-вече по икономически и времеви показатели при дължина до 2000 m. При по-дълги тунели строителството с тунелно пробивна машина в слаби почви (нескални) е най-подходящо.

III. АНАЛИЗ НА ОПИТА ОТ ИЗГРАЖДАНЕТО НА ЦЕНТРАЛНИТЕ УЧАСТЪЦИ НА ЛИНИЯ 1 И ЛИНИЯ 2 НА МЕТРОТО В СОФИЯ ПО ЩИТОВ МЕТОД

Метро в София е първото и единствено метро в България. Първият участък от него (от ж.к. Люлин до центъра) е въведен в експлоатация на 28 януари 1998г. Към 2015г. то разполага с 34 метростанции и над 39 km тунели, като се строи още 1 метростанция и 1.3 km тунели. Те са част от изградените до този момент Линия 1 (23 метростанции) и Линия 2 (11 метростанции).



Фиг. 2. Генерална схема на софийското метро [metropolitan.bg]

При строителството на централните участъци от метрото и на двете изградени до този момент линии (диаметри) е използван щитов метод, като се предвижда за изграждането на централния участък от Линия 3 да бъде използвана същата технология.

III.1. Изграждане на тунелите по щитов метод от централния участък на I метродиаметър.

Първата тунелно пробивна машина в България е използвана за изграждането на централния участък на Линия 1 на Софийското метро. С нея са изградени два еднопътни метротунела в гъсто застроените и неблагоприятни от гледна точка геотехнически условия централни градски части на София.

Диаметърът на тунелите е 5820 mm, дневният напредък около 8 m на ден, а дължината на тунела – 3500 m.

Геоложият разрез по протежение на трасето на тунелите се състои от плочицни делувиялни отложения, с включения от чакълести лещи. Минималното земно покритие на тунелите е 6.40 m, а максималното – 17.30 m, като изграждането на тунелите е затруднено от наличието на често сменящи се разнородни слоеве, с различни характеристики, както и поради наличието на множество разломни нарушения и обилно количество подземни води.



Фиг. 3. Използваната тунелно пробивна машина (сглобена в завода на производителя) [3]

Благоприятното в случая е че трасето на тунела преминава през малко на брой критични точки – преминаването под Перловския колектор и под ъгъла на сградата на ул. „Гурко“ и бул. „Евлоги и Христо Георгиеви“.

При тази технология при преминаването под критични точки няма надеждна методика за прогнозиране на последиците и на съответното ефективно прилагане на защитни мерки за по-голяма сигурност. Затова е прието в тези места трасето да преминава на по-голяма дълбочина и да се извършва цялостно заздравяване на масива от почви, през който се прокарва тунела в тези места. Това са изключително скъпи мерки, а прилагането им се е наложило поради липса на подходяща методика за

оптимизиране на технологията за прикарване на тунела и за заздравяване на частта от почвения масив, през която се прокарва тунела.

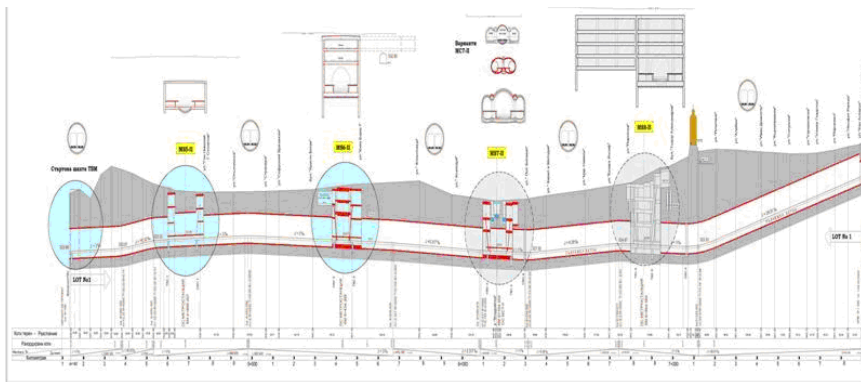
Важен извод в случая е, че при сложната геология в София и наличието на множество критични точки по трасето би било по-удачно изграждането на един двупътен метротунел, вместо два еднопътни. По този начин машината ще премине само веднъж по трасето (вместо два пъти при еднопътните тунели) и рисковите моменти по преминаване в близост или под сгради и съоръжения, операциите по влизане и излизане от станциите и други ще се намалят двойно. Поради тези причини изграждането на бъдещи ТПМ метротунели в София се осъществява с машини с по-голям диаметър, позволяващи реализирането и на двата коловоза на метрото в една тунелна тръба (минимум 8.4 m вътрешен диаметър).

III.2. Тунела по щитов метод от централния участък на II^{ри} метродиаметър.

Тунелът представлява част от Линия 2 на софийското метро и свързва участъка на метрото под бул. „Ломско шосе“ с участъка под НДК и бул. „Черни връх“. Той преминава през централната градска част на София, поради което технологията на изграждане трябва да бъде съобразена с наличието на археологични находки до определена дълбочина и да избягва разкриването на големи изкопи сравнително тесните булеварди.

Геоложкият профил на земната основа се състои от разнородни насипи, пластове пясъчливи глини и наноси от пясък и дребен чакъл. Нивото на подземните води е различно за различните участъци и варира между 4 и 8 m от терена.

Трасето започва от Стартова шахта в кв. „Триъгълника“ до пътен възел „Надежда“, минава под бул. „Мария Луиза“ и бул. „Витоша“ и свършва с Изходна шахта на кръстовището на бул. „Витоша“ и ул. „Хан Аспарух“, като общата му дължина е 3770 m и 4 метростанции.



Фиг. 4. Надлъжен разрез на трасето на тунела

Цялото трасе попада в гъстозастроения идеален център на град София, под важни за движението на града булеварди и кръстовища.

В същото време строителството и на тунела, и на 4-те метростанции по трасето трябва да бъде извършено в много кратки срокове (около 3 години и половина).

Така се стига то решението да се използва „Щитов метод“ на строителство на тунелите, което позволява да не се разкриват дълбоки изкопи и да се осигури бърз напредък.

Поради наличието на близко разположени сгради (някои от които на повече от 100 г.) и високото ниво на подземните води по цялото трасе е прието машината да бъде с противоналягане в забойната камера (ТВМ ЕРВ – „Earth Pressure Balance“), с оглед предотвратяване на водопонижаването и недопускане на слягане на почвите над тунела, при спазване на следното условие: $P_g + P_{почви} < P_{заб.камера}$.

III.2.1. Критични точки по трасето на тунела.

Още преди потегляне на самата машина (щит) от нейната стартова шахта (м. май 2010г.), са определени критични точки по трасето на целия тунел. Това са места, където е налично малко сводово покритие и/или в непосредствена близост до или над самия тунел има важна сграда или голямо инфраструктурно съоръжение, както и влизането и излизането на щита от всяка една от четирите станции по трасето на тунела.

Определени са 5 критични точки: Преминаването под ж.п. линията, свързваща София със Западна Европа в кв. „Триъгълника“ до надлез „Надежда“; Преминаване под подлезите на предгаровия площад; Преминаването под Владайската река и Львов мост; Преминаването в

непосредствена близост до джамията „Баня Баши“; Преминаването под тунелите на I^{ва} метродиаметър; Преминаването под църквата „Св. Неделя“.

Специфични моменти са също: Потеглянето на машината от стартовата шахта в кв. „Триъгълника“; Влизането и излизането от всяка една от четирите станции по трасето; Влизането на машината в изходната шахта на кръстовището на бул. „Витоша“ и ул. „Хан Аспарух“.



Фиг. 5. Преминаване на машината през МС 7 – „Лъвов мост“

Поради липсата на методика за оптимизиране на технологията и на мерките за ограничаване на последиците за сградите и съоръженията, с участието на автора, са приложени технически решения и изпреварващото им прилагане. Независимо от високата стойност, това е позволило в правите участъци между МС 7 и изходната шахта да се реализират дневни напредъци от по 20 -30 m за 24 часа готов тунел с много добро качество, като хората живеещи и работещи в района по никакъв начин не са притеснявани откъм шум и вибрации, въпреки че, буквално под краката им се е реализирал проект от такъв мащаб.

Приложението на щитовия метод в тези и други подобни условия показва, че в критичните точки следва да се изследва въздействието на строителството на тунела на заобикалящите го почви, на които се прилагат подходящи технически решения за ограничаване на въздействието на строителството върху разположените над тунела сгради и съоръжения.

За повишаване на техническата и икономическата ефективност от подобни решения са необходими изследвания за оптимизиране на

последниците при прокарване на метротунели в слаби почви по щитов метод с малко сводово покритие. Тези изследвания са предмет на настоящата дисертационна работа.

IV. ПРИЛАГАНЕ НА ОПТИМАЛНИ КОНСТРУКТИВНИ И ТЕХНОЛОГИЧНИ РЕШЕНИЯ ПРИ СТРОИТЕЛСТВОТО НА ТУНЕЛИ ПО ЩИТОВ МЕТОД ДО И ПОД СЪЩЕСТВУВАЩИ СГРАДИ И СЪОРЪЖЕНИЯ

Както световната, така и нашата практика показва, че при строителството на тунели по щитов метод в слаби почви, критични за изпълнение на целия проект са участъците с малко сводово покритие и преминаването на малко разстояние под или до съществуващи сгради и съоръжения.

При малко покритие машината не винаги може да поддържа адекватно челно налягане, което да гарантира че на повърхността няма да се получат слягания извън установените норми или при по-малко покритие да се образува повдигане на почвите вследствие ограниченото натоварване от малкия почвен пласт над тунела.

Също така в градски условия често се преминава под съществуващи сгради и големи инфраструктурни съоръжения, корита на реки и др., като вследствие на гореописаните ограничения често това преминаване става на много малко разстояние под тези съоръжения (до 3 и по-малко метра). Тези особености обособяват т. нар. критични точки по трасето.

За преминаване през подобни критични точки е необходимо изследване на очакваните последици и мерките за тяхната оптимизация. Практиката показва, че за тях са разглеждани отделни мерки, но без комплексна оценка за влиянието на технологичните и специфични технически решения за оптимизацията на тунелната проходка както в технически, така и в икономически аспект.

Поради тези причини настоящата дисертационна работа е посветена на оптимизиране на последиците върху сгради и съоръжения при прокарване на двупътни тунели на сравнително малка дълбочина.

IV.1. Необходимост от изследването на технологичните решения за ограничаване на последиците при преминаване под критични точки по трасето на тунелите.

При строителството на сравнително плитко заложили тунели в централните градски части почти винаги има значителен брой места, които трябва да се изследват отделно от останалите части на трасето на тунела и ако е необходимо да бъдат предприети мерки за гарантиране както

успешното преминаване на ТПМ, така и сигурността на тези сгради и съоръжения.

Адекватното определяне на тези критични точки, установяване и извършване на необходимите мероприятия за тяхното подсигуряване за преминаване на ТПМ-тунела, са предпоставка за успешното реализиране на целия проект безаварийно и в определените срокове.

От голямо значение при преминаването под критичните точки, а и в близост до сградите и съоръженията е технологията за управление на движението на машината в план и профил. Чрез компютъра в кабината за управление постоянно се контролира и оптимизира налягането в криковете за пробутване на машината. По-специално предписание, съобразно конкретните геоложки условия, се подава налягане в криковете за поддържане на машината така, че челото да е винаги по-високо от опасната част по отношение на профила на трасето. С това се избягва потъването, предизвикано от земния натиск и оттам появата на допълнителни слягания от този ефект.

При строителството на тунели в слаби оводнени почви по щитов метод трябва да се следи постоянно за движението на щита по проектната ос на тунела и да се вземат своевременно съответните мерки за постоянно поддържане на машината в проектно положение и избягване на потъване на щита.

В определени случаи това може да се постигне чрез оптимизиране на технологията – скорост, повдигане на челото, увеличаване на налягането в забойната камера, инжектиране на циментови разтвори за запълване празнината между външната повърхност на тунелната облицовка и почвите в опасната част на щита и други. Когато размерът на деформациите – прогнозни или замерени преди преминаването под съответното съоръжение е над критичните и с описаните по-горе оптимизации на технологията не може да се гарантира безопасното преминаване следва да се предприемат допълнителни защитни мерки. За целта преди подобни съоръжения следва да се оптимизира проходката и да се извърши по-задълбочен мониторинг в тази зона.

В настоящата дисертационна работа са изследвани технологичните и техническите мерки за избягване на недопустими деформации на основите под сградите и съоръженията, при строителството на тунели с малко сводово покритие, в слаби почви, с помощта на ТПМ.

V. ИЗСЛЕДВАНЕ ЗА ОПТИМИЗАЦИЯ НА ТЕХНОЛОГИЧНИТЕ И КОНСТРУКТИВНИТЕ РЕШЕНИЯ ПРИ ИЗГРАЖДАНЕ НА ТУНЕЛИ В БЛИЗОСТ ДО СЪЩЕСТВУВАЩИ СГРАДИ И СЪОРЪЖЕНИЯ

V.1. Изследване за оптимизация на технологичните решения при изграждането на тунели в близост до съществуващи сгради и съоръжения.

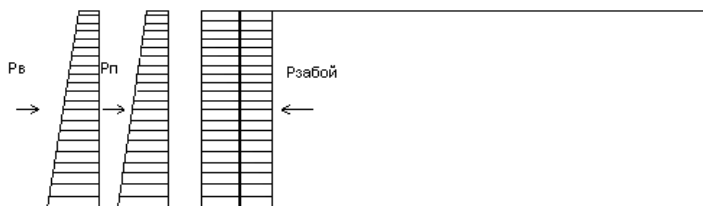
При строителството на тунелите, с оглед вземане на адекватни мерки за ограничаване на последиците за сградите и съоръженията в зоната на влияние на строителството следва да се извършва непрекъснат мониторинг на деформациите на терена и основите на сградите. Практиката при строителството на метрополитени показва, че при надвишаване на сляганията над определени стойности (според БДС и Еврокод 7 максимално допустимите деформации за различните видове сгради са различни но обикновено за повечето сгради в централните градски части в София те са 5 – 7 mm в зависимост от типа и амортизацията на сградата) се налага прилагането на мерки за защита.

Ограничаването на сляганията под тези гранични стойности при строителството на Линия 2 на метрото в София е постигнато вследствие изследванията, направени при изграждането на софийското метро, които показват, че за прилагането на оптимални технологични решения е необходимо:

- поддържане на челото на щита постоянно с 5 – 6 cm по-високо от опашната част; постоянен мониторинг и при промяна на налягането в забойната камера с оглед компенсиране на потенциалните деформации в челото на забоя и над щита; инжектиране на циментов разтвор зад готовата облицовка непосредствено в задната част на щита, с оглед запълване на празнината между почвите и облицовката без възможност за деформации на почвения масив.

V.1.1. Една от особеностите при оптимизацията на технологията при строителството на тунели с ТПМ в слаби почви е поддържането на противоналягане в забоя по-голямо от сумарното налягане от почвите и водното налягане. Изследванията при строителството на Линия 2 показват, че необходимият ефект се постига при налягане в забойната камера по-голямо от сумата на почвеното и хидростатичното налягане в челото на щита. Направените експерименти показват, че за гарантиране на необходимия ефект това налягане следва да се поддържа със съответния коефициент на сигурност, който за слаби почви е предложен $k_3 = 1.1$.

$$P_{\text{в}} + P_{\text{почви}} < P_{\text{заб.камера}}$$



$$P_{\text{в}} = \kappa_3 (P_{\text{почви}} + P_{\text{заб.камера}})$$

$$P_{\text{в}} = \kappa_3 (\gamma h + h_B)$$

Където:

- $P_{\text{почви}}$ е налягането от почвите в челото на забоя ($\sum \gamma h$);

- $P_{\text{в}}$ е водния стълб, умножен по коефициента на порите κ_{II} на почвите;

- $P_{\text{заб.камера}}$ е противоналягане от суспензия в забойната камера;

κ_3 е коефициент на сигурност;

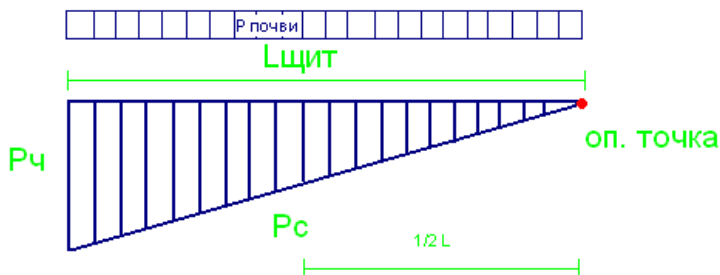
- γ е обемното тегло на почвите;

- h, h_B са дълбочината на заложение на свода на тунела и на водното ниво, мерено от оста на тунела.

V.1.2. Изследванията при строителството на Линия 2 показват, че поддържането на челото на щита повдигнато спрямо опасната част, с оглед избягване на „забиване” (потъване) на машината и поради това появата на значителни деформации над нея при връщането и в проектната ос се постига чрез подаване на допълнително налягане в кривовете от

долната $\frac{1}{3}$ от кривовете за движение на щита по-голямо от следното:

Налягането над щита, водещо до „забиване” определено като натиск на челото спрямо приета за опорна точка на завъртане в задната част на щита на базата на замервания при строителство в слаби почви, определено от автора:



$$- P_{ч} = \gamma h(h_1) + h_B \text{ (над щита);}$$

$$- P_{с} = P_{ч} \cdot \frac{1}{2} L_{щит};$$

- $P_{с}$ е сумарното допълнително налягане на криковите в долната част спрямо това необходимо за преодоляване на триенето между щита и почвите (необходимо за движението на щита).

Другият технологичен фактор, който е изследван е влиянието на инжектирането на циментов разтвор зад тунелната конструкция (облицовка) за запълване на празнината между външната повърхност на облицовката и контура на тунелната разработка. Ако не се вземат своевременни мерки се създават условия за значително „разуплътняване“ на почвите над тунела и слягания в масива над него. В практиката на този фактор следва да се обръща особено внимание, както за ограничаване на деформациите на почвите над тунела след преминаването на щита през дадено сечение, така и за осигуряване на ефективна съвместна работа на почвите и облицовката. Проучването на различните места на инжектиране показва, че деформациите на почвите над тунела са най-малки ако инжектирането се извърши още през първия пръстен на тунелната облицовка зад щита. Всяко забавяне води до постепенно деформиране на почвите около пръстените зад щита, което има за цел да запълни празнината между облицовката и контура на разработените почви. Това от своя страна води до разпространяване на деформациите на този контур в почвения масив. Поради тези причини при строителство в слаби оводнени почви се препоръчва инжектирането да започне още от първия пръстен зад щита, като за постигане на максимален резултат налягането на инжектирания разтвор следва да бъде по-голямо от сумарното налягане от почвите и подземните води над тунела.

$$P_{с} + P_{почви} < P_{инж}$$

V.2. Изследване за оптимизация на конструктивните решения при изграждането на тунели в близост до съществуващи сгради и съоръжения.

Сериозно предизвикателство при изграждането на тунели при малко заложение в близост или под съществуващи инфраструктурни съоръжения и сгради е горещитираното ограничаване на деформациите на повърхността от посочените фактори до стойности, които не представляват опасност за конструкциите на тези сгради и съоръжения.

Поради овалния характер на контура на разработката, вследствие повдигане на челото на машината и празнината между черупката на щита и конструкцията на тунела, въпреки горните необходими мерки се появява деформация на контура на разработката, вследствие промяна на напрегнатото и деформируемо състояние на масива.

Опитът от Линия 2 налага прилагането на допълнителни защитни мерки в случаите на малко покритие от порядъка на 7 – 8 m.

Практиката показва, че една от най-често използваните технологии за намаляване на тези деформации е заздравяването на масива преди изграждане на тунела. Когато условията позволяват най-често се прибегва до заздравяване от повърхността с циментов разтвор.

За тези случаи обаче при преминаване през критични точки няма отработени методики за определяне на конфигурацията, геометричните параметри и физикомеханичните характеристики на зоната на заздравяване, а се прилагат скъпо цялостно заздравяване или такова без необходимия ефект.

Цел на настоящата дисертационна работа е освен технологичните фактори да се изследват разработени от автора приложими технически решения и конфигурации за заздравяване на почвите около тунела и да се определят оптималните параметри на това заздравяване. За целта автора е предложил подходяща методика за изчисляване на тези параметри и е анализирал практическото приложение на съответните решения.

V.2.1. Моделиране на очакваните деформации.

За целите на настоящата дисертационна работа е приет метод за теоретично моделиране с триъгълни крайни елементи с използване на програмен продукт PLAXIS 8.2 за определяне на деформациите в почвения масив при изграждането на тунели по щитов метод. Триъгълникът е проста и гъвкава форма на елемент, която позволява да се моделират всякакви форми, а освен това притежава и качеството на симетрия по отношение на трите върха, която дава известни предимства при математическите обработки. Основните параметри, чието влияние е изследвано в моделите

са 2 – геометрия на заздравяваната зона и дълбочина на заложене на тунела. Приети са десет модела с различни геометрични параметри на заздравяване на почвите и различно заложене на тунелите. Получени са прогнозни деформации при изграждането на тунел в близост до сграда и на малка дълбочина съответно без мерки за намаляване на деформациите (Модел А), заздравяване на почвата над свода на тунела (Модел Б) и образуване на масивен пръстен от заздравени почви около целия тунел с дебелина 1, 2 и 3 m (Модели В, Г и Д). Също така е изследвано влиянието на дълбочината на заложенето върху размера на деформациите (Модели Е, Е', Ж, Ж' и З).

Теоретична база, на която се основава разработената методика за определяне параметрите на защитните мерки.

Приетият изчислителен модел, на който се основава разработената методика е базиран на теория на деформациите, теория на подземни води и теория на консолидацията, както и съответстващите на метода на крайните елементи формулировки и правилата за интеграцията на различни видове елементи.

Статичното равновесие на непрекъснатата среда се формулира като:

$$L^T \sigma + P = 0 \quad (1)$$

Това уравнение се отнася до пространствените производни на шестте компонента на напрежението, изобразени като вектор σ и на трите компонента на силите на тялото, изобразени като вектор P . L^T транспонира отделните операции, което може да се онагледява чрез:

$$L^T = \begin{vmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial z} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{vmatrix} \quad (2)$$

В допълнение към уравнението за равновесие, кинематичната връзка може да бъде формулиран като:

$$\epsilon = L u \quad (3)$$

Уравнението изразява шест стресови компонента, сгложени във вектор ϵ , както и пространствените производни на трите обемни

компонента, сглобени във вектор U , като се използва определената преди това единица L . Връзката между уравненията (1) и (3) е образувана от постоянна връзка, представляваща поведението на материалите. Общото във връзката се повтаря тук за пълнота:

$$\sigma = M \varepsilon \quad (4)$$

МЕТОД НА КРАЙНИТЕ ЕЛМЕНТИ

Според метода на крайните елементи непрекъснатата среда е разделена на определен брой крайни елемента. Всеки елемент се състои от множество възли. Всяка възлова точка има степени на свобода, които съответстват на дискретни стойности на неизвестните в границите на задачата, която трябва да бъде решена. В конкретния случай при теорията на деформациите степените на свобода съответстват на компонентите на преместване (изместване). В рамките на един елемент на 2-3 области на преместване (U) се получават от дискретните възлови стойности във вектор V , използвайки интерполационни функции, събрани в матрица N :

$$u = N V \quad (5)$$

Функциите на интерполация в матрица N се обозначават като квадратни функции. Замяна на уравнение (5) в кинематична връзка (3) дава:

$$\varepsilon = L N V = B V \quad (6)$$

КОСВЕНО ИНТЕГРИРАНЕ НА ДИФЕРЕНЦИАЛНИТЕ ПЛАСТИЧНИ МОДЕЛИ

Увеличението на напрежението $\Delta\sigma$ се получава чрез интегриране на стойностите на напрежението съгласно уравнение (6). За диференциалните модели на пластичност увеличението на напрежението като цяло може да бъде записано като:

$$\Delta\sigma = D^e (\Delta\varepsilon - \Delta\varepsilon^p) \quad (7)$$

В тази връзка D^e представлява матрицата на еластичен материал за настоящото нарастване на напрежението. Увеличението на деформацията $\Delta\varepsilon$ се получава от нарастването на изместването Δv , като се използва деформацията на интерполационната матрица B , подобно на уравнение (6).

ГЛОБАЛНА ИНТЕРАКТИВНА ПРОЦЕДУРА

Заместването на връзката между нарастването на напрежението и увеличаването на деформацията $\Delta\sigma = M \Delta\varepsilon$ води до:

$$K^i \Delta v^i = f_{ex}^i - f_{in}^{i-1} \quad (8)$$

ТЕОРИЯ НА ПОДЗЕМНИТЕ ВОДИ

Поток в пореста среда може да бъде описан от закона на Дарси [15]. Като се има предвид поток във вертикални x-y-равнини се прилагат следните уравнения:

$$q_x = -k_x \frac{\Delta\phi}{\Delta x} \quad q_y = -k_y \frac{\Delta\phi}{\Delta y} \quad (12)$$

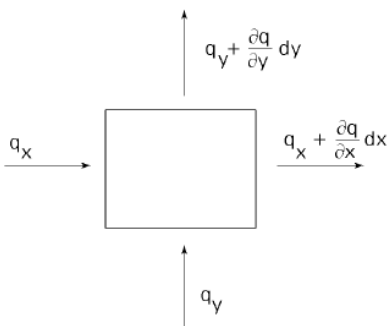
Уравненията показват, че специфичното освобождаване следва от пропускливост K и наклона на потока на подземните води. Потокът ϕ се определя както следва:

$$\phi = y - \frac{p}{\gamma_w} \quad (13)$$

където y е вертикалното положение, p е напрежението на течността в порите (отрицателна за налягане) и γ_w е теглото на течността в порите. За постоянен поток се прилага условието за непрекъснатост:

$$\frac{dq_x}{dx} + \frac{dq_y}{dy} = 0 \quad (14)$$

Уравнението (14) изразява, че не съществува нетен приток или отлив в първоначалната област, като е показано на фигурата:



V.2.2. Геотехнически параметри на почвата.

В моделите са ползвани 2 пласта, характеристиките на които са взети от реални геоложки проучвания при изграждането на Линия 2 на Софийското метро, направени в района на Лъвов мост през 2010 г.

Пласт № 1 – Квартерни чакъли, с основни характеристики:

- Обемно тегло γ , kN/m³ – 21.6;

- Кохезия C , kN/m^2 – 0;
- Ъгъл на вътрешно триене ϕ° – 37.6;
- Деформационен модул, M_{pa} – 25.8;
- Коефициент на филтрация $k = 8,10 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ (висока пропускливост).

Пласт № 2 – Глини, с основни характеристики:

- Обемно тегло γ , kN/m^3 – 16.6;
- Кохезия C , kN/m^2 – 5.5;
- Ъгъл на вътрешно триене ϕ° – 24;
- Деформационен модул, M_{pa} – 1.0;
- Коефициент на филтрация k между $2,31 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$ и $1,16 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ (ниска до много ниска пропускливост).

V.2.3. Параметри на тунела и сградата.

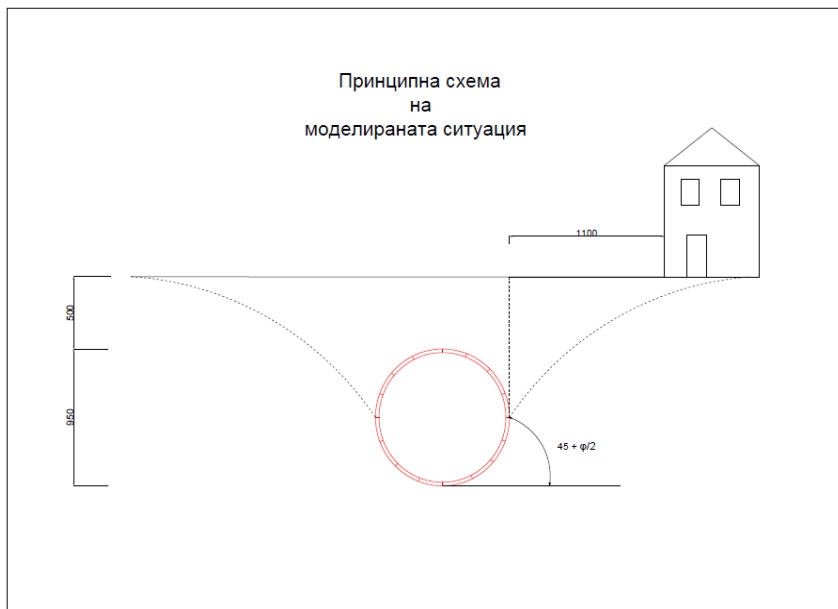
Ключът на двупътен тунелът е разположен на 5 m дълбочина.

Съгласно геометричните параметри на пръстените използвани в проекта за Разширение на Метрото в София, тунелната облицовка е моделирана като стоманобетонов пръстен с дебелина 32 cm.

Външният диаметър на тунела е приет 9.5 m, а основните характеристики на облицовката, използвани в изчисленията са: Дебелина сегмент – 0,32 m, Модул на еластичност E – 35000 Мра, Коефициент на Поасон – 0,2, Осова коравина E_A – 11200 MN/m, Огъвателна коравина – 62,65 MN*m²/m, Тегло – 8 kN/m.

На 11 m вдясно от трасето на тунела се намира сграда, моделирана като плосък фундамент с равномерно разпределен товар върху него.

Нивото на подземните води е на 8 m от терена, т.е. по-голямата част от сечението на тунела попада под нивото на подпочвените води.



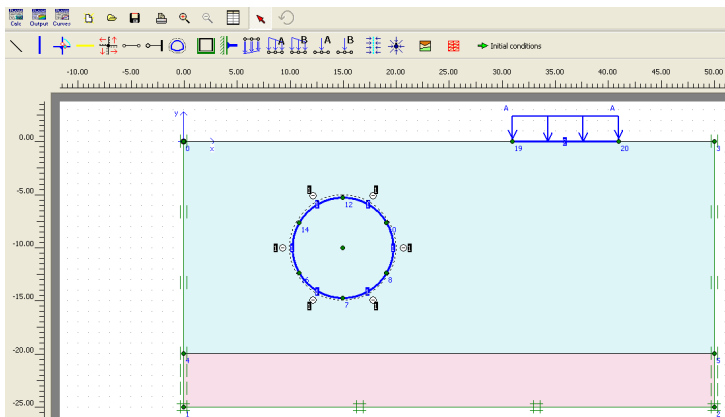
Фиг.6. Принципна схема на моделираната ситуация

V.2.3. Геометрия на моделите.

За определянето на мерките за ограничаване на деформациите авторът е приел първо да се направи обследване какви биха били те ако тунела в този участък се реализира без допълнителни заздравителни мероприятия. Едва тогава след анализ на получените прогнозни резултати и при положение, че може да се очакват деформации, по-големи от допустимите се определят мерките за тяхното намаляване.

Модел А

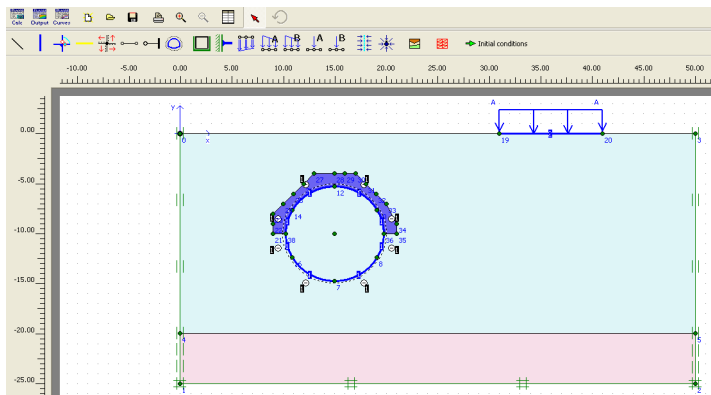
В Модел А са представени 2 геоложки пласта, характеристиките на които са представени в т.1.1. Пласт № 1 е с дебелина от 20 m и цялото сечение на тунела попада в него. Нивото на подземните води е на – 8 m.(фиг.V.2.)



Фиг.7. Модел А – Изграждане на тунела без заздравяване

Модел Б

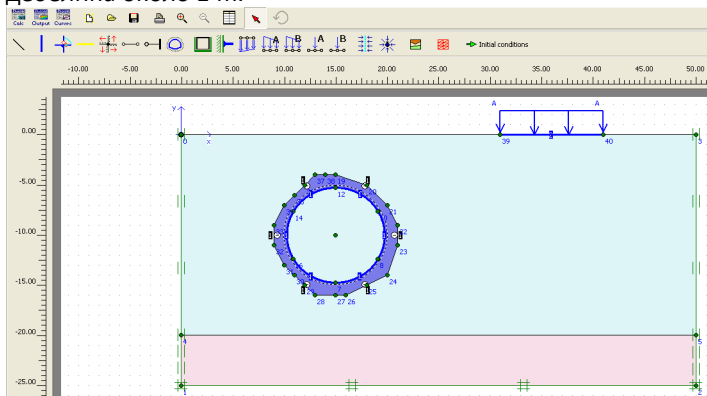
Модел Б има почти същата геометрия, но характеристиките на почвата на пласта от чакъл около свода на тунела са подобрени, вследствие извършване на заздравяване на почвата и по-точно инжектиране с циментов разтвор (приблизително 1 m около свода на тунела). Характеристиките на инжектирания чакъл са определени експериментално и отговарят на материали от чакълест тип, инжектирани с циментов разтвор, като приемаме че имат характеристиките на слаба скала е приети при изчисленията характеристики, получени на база лабораторно изпитване на ядки.



Фиг.8. Модел Б – Заздравяване над свода на тунела

Модел В

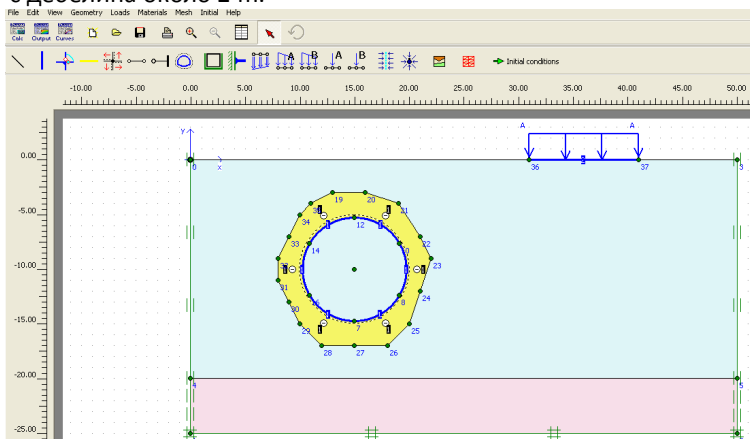
При модел В заздравяването на почвата е направено около целия контур на бъдещия тунел, като е образуван масивен пръстен от заздравени почви с дебелина около 1 m.



Фиг. 9. Модел В – Масивен пръстен от заздравени почви (1 m)

Модел Г

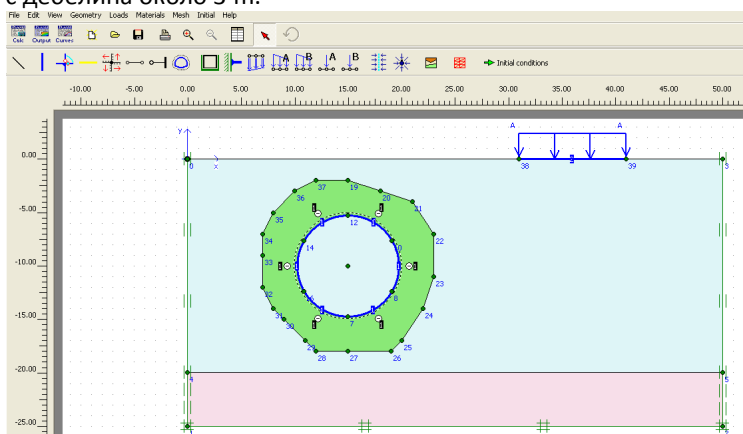
При модел Г заздравяването на почвата е направено около целия контур на бъдещия тунел, като е образуван масивен пръстен от заздравени почви с дебелина около 2 m.



Фиг. 10. Модел Г – Масивен пръстен от заздравени почви (2 m)

Модел Д

При модел Д заздравяването на почвата е направено около целия контур на бъдещия тунел, като е образуван масивен пръстен от заздравени почви с дебелина около 3 m.

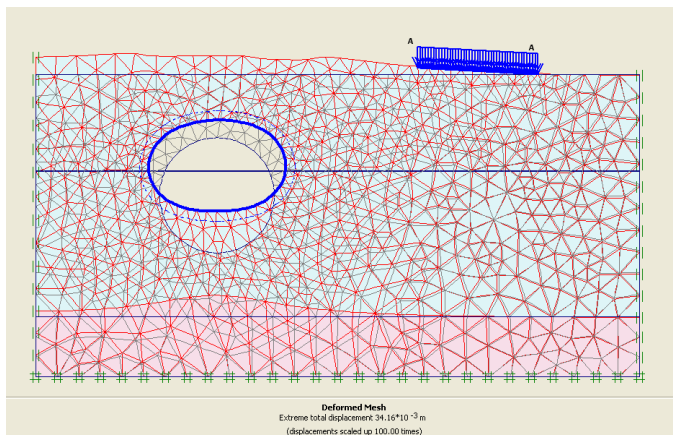


Фиг. 11. Модел Д – Масивен пръстен от заздравени почви (3 m)

V.2.4. Резултати от изследването на геометричните параметри на заздравяването.

Модел А

При Модел А деформациите на повърхността са най-големи на разстояние 5-6 m в страни от тунела около 17 mm, а над оста на тунела те са около 15 mm.



Фиг. 12. Деформираната мрежа от крайни елементи (с цел онагледяване на деформациите те са увеличени 100 пъти)

По-важното в случая е какви са стойностите на деформациите при близкостоящата сграда вдясно от тунела.

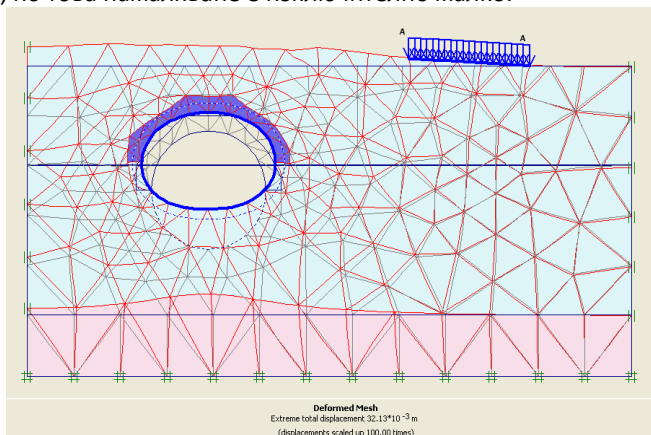
Резултатите показват максимални стойности на деформациите при левия край на фундамента (най-близката точка до трасето на тунела) от 8.23 mm.

За повечето сгради допустимите стойности на неравномерни деформации не надвишават 5 mm, а при сгради с амортизирана конструкция – 7 mm, т.е. необходимо е прилагането на мерки за тяхното намаляване до тези стойности.

От получените резултати от изследването на модела се стига до извода, че зоните с най-голяма концентрация на напрежения и съответстващите им деформации са разположени около самия тунел. Видно е също така, че точките, в които може да се очаква нарушаване на масива, вследствие тези деформации са в зоните над тунела и в близост до краищата на фундамента на сградата.

Модел Б

От анализа на резултатите, получени при Модел Б (заздравяване само в зоната над ключа на тунела) е отчетено, че деформациите намаляват, но това намаляване е изключително малко.



Фиг. 13. Деформираната мрежа от крайни елементи (с цел онагледяване на деформациите те са увеличени 100 пъти)

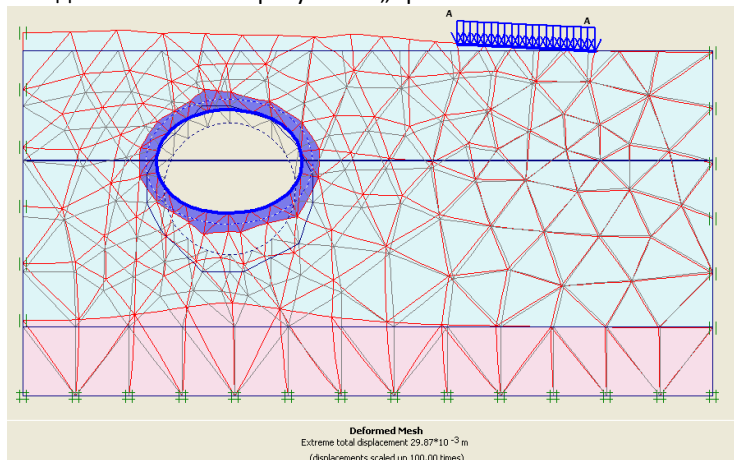
Резултатите показват максимални стойности на деформациите при левия край на фундамента от 8.09 mm.

Що се касае до деформациите на повърхността над тунела, то те имат стойности близки до тези при Модел А - разстояние 5-6 m встрани от тунела около 17 mm, а над оста на тунела те са около 15 mm.

Важен момент е, че вследствие свода от заздравени почви нарушенията в масива намаляват в близост до повърхността и фундамента на сградата и въпреки, че деформациите отново са с по-големи от допустимите стойности, все пак имаме положителен ефект.

Модел В

При Модел В се симулира заздравяване на почвата около целия тунел, като дебелината на образувания „пръстен“ е около 1 m.



Фиг. 14. Деформираната мрежа от крайни елементи (с цел онагледяване на деформациите те са увеличени 100 пъти)

Резултатите показват максимални стойности на деформациите при левия край на фундамента от 6.49 mm, а деформациите на повърхността над тунела намаляват до стойности от 14 mm на 5-6 m встрани от тунела, а над оста на тунела те са около 11 mm.

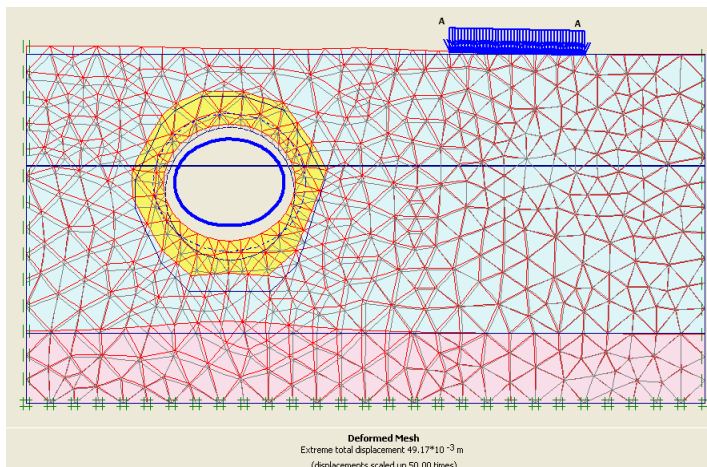
Важен момент е, че нарушенията в масива, които водят до нежеланите деформации намаляват прогресивно в сравнение с модели А и Б.

Видно е, че ефекта от заздравяване на почвите около целия контур на тунела е видимо по-голям от заздравяването само над свода на тунела, особено що се касае от деформациите при фундамента на сградата.

Въпреки положителния ефект неравномерни деформации от 6.5 mm не са безопасни за някои сгради и съоръжения и е необходимо да бъде направен опит за тяхното намаляване.

Модел Г

Разликата между Модел В и Модел Г е, че дебелината на пръстена от заздравени почви е удвоена и от 1 m при Модел В сега тя е 2 m.



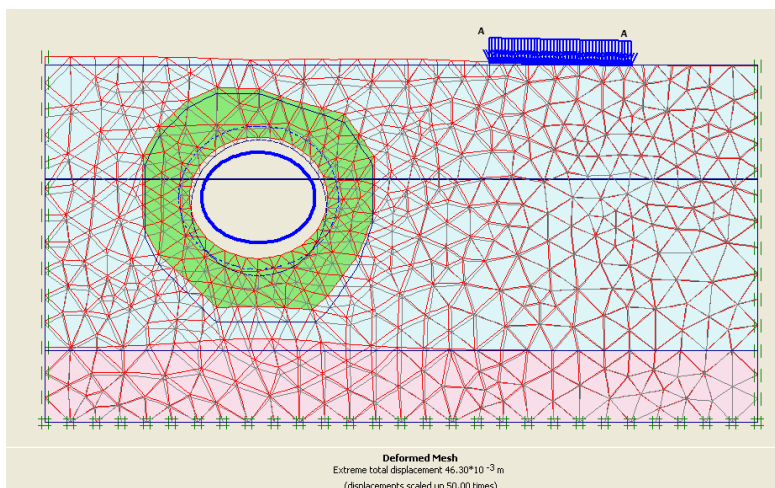
Фиг. 15. Деформираната мрежа от крайни елементи (с цел онагледяване на деформациите те са увеличени 50 пъти)

Резултатите показват максимални стойности на деформациите при левия край на фундамента от 5.06 mm, а над оста на тунела те са около 7.8 mm.

От получените резултати от изследването на модела е видно, че напреженията в масива в близост до повърхността намаляват значително. Също така точките, в които може да се очаква нарушаване на масива, вследствие тези деформации са сведени до минимум. Важен момент е, че вследствие пръстена от заздравени почви нарушенията в масива намаляват в близост до повърхността, а до фундамента на сградата са под критичните.

Модел Д

Въпреки удовлетворителните резултати, получени при изчисленията на Модел Г, поради граничните стойности на деформациите и с цел по-пълно определяне на подходящите геометрични параметри на заздравявания масив е направен Модел Д, при който дебелината на пръстена е увеличена до 3 m.



Фиг. 16. Деформираната мрежа от крайни елементи (с цел онагледяване на деформациите те са увеличени 50 пъти)

От отчетените резултати за този модел е доказано, че при дебелина на пръстена от 3 m разликите в стойностите на деформациите както при фундамента на сградата, така и на терена над тунела са пренебрежимо малки спрямо същите деформации при Модел Г (2 m дебелина на пръстена).

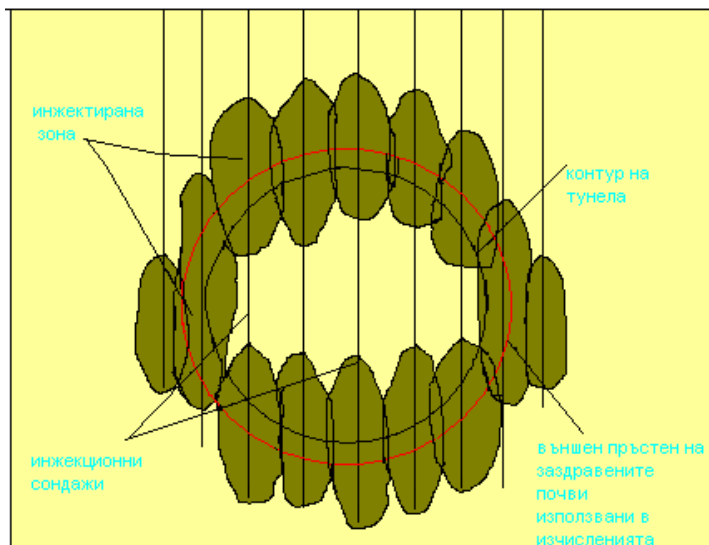
Направеното изследване подчертава факта, че при изграждане на плиткозаложен тунел в слаби почви и при наличие на близкостоящи сгради и съоръжения често се налага извършване на допълнителни изпреварващи действия чрез образуване на пръстен от заздравени почви с дебелина не по-малка от 2 m, с оглед реализиране на проекта без негативни последици за сградите и съоръженията над тунелите.

Друг важен момент е, че поради факта, че тунелите са линейни съоръжения, тяхното заложение спрямо повърхността, както и хидрогеоложките характеристики на почвите варират в известна степен по продължение на трасе със значителна дължина. В тази връзка при наличие на няколко на брой критични точки по трасето, подобни на ситуацията в моделите е необходимо да се направят изчисления за всички случаи поотделно, с оглед оптималното определяне както на технологията за извършване на тунелните работи за ограничаване на деформациите с предписаните технологични мерки, така и геометричните параметри на заздравяването (ако се приеме, че заздравяването е най-често

използваната допълнителна технология за ограничаване на деформациите).

От получените резултати е видно, че когато се извършва заздравяване на масива точното определяне на геометричните характеристики на заздравяваното сечение над или около тунела са от изключителна важност както за безопасността на сгради и съоръжения на повърхността, така и за оптимизиране на разходите, които ще бъдат извършени за въпросното заздравяване.

Следва да се има предвид, че практическото изпълнение на инжектирането през инжекционни сондажи не позволява получаването на правилна геометрична форма на инжектирания масив. За изчисленията следва да се приеме контура на външната част от заздравените почви, осигуряващи затварянето на пръстена, с не по-малка дебелина от проектната.



Фиг. 17. Вътрешен и външен пръстен на заздравените почви, използван в изследванията

Практическото изпълнение се извършва чрез инжектиране на проектите зони в долната и горната част на заздравявания пръстен. Първоначално се инжектира долната част. След това инжекционната тръба се запълва с разтвор с цел образуване на „тапа“ под горното ниво на заздравяване, след което се инжектира и горното ниво. В слаби почви със зърнеста структура, като чакъл, чакълести пясъци и пясъци инжектирането

от съответната инжекционна тръба продължава докато разтворът се появи през съседната инжекционна тръба. Това гарантира проникването на необходимия разтвор за образуване на проектния пръстен.

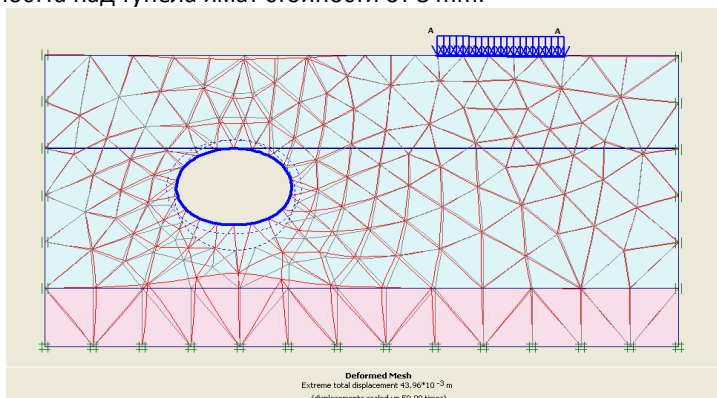
V.2.5. Изследване на влиянието на дълбочината на тунела върху деформациите.

С цел по-голяма пълнота на изследванията са направени още пет модела (Модел Е, Модел Е', Модел Ж, Модел Ж' и Модел З), заложеното на тунела е увеличено съответно на 7 m, на 10 m и на 12 m от повърхността.

Модел Е

При модел Е характеристиките на почвата, на тунелната конструкция, сградата и всичко останало са еднакви с тези на предходните модели, като единствената разлика е, че дълбочината е увеличена с около 2 m и от 5 m при Модел А сега тя е 7 m.

Резултатите показват максимални стойности на деформациите при левия край на фундамента от около 6 mm, а деформациите на повърхността над тунела имат стойности от 8 mm.



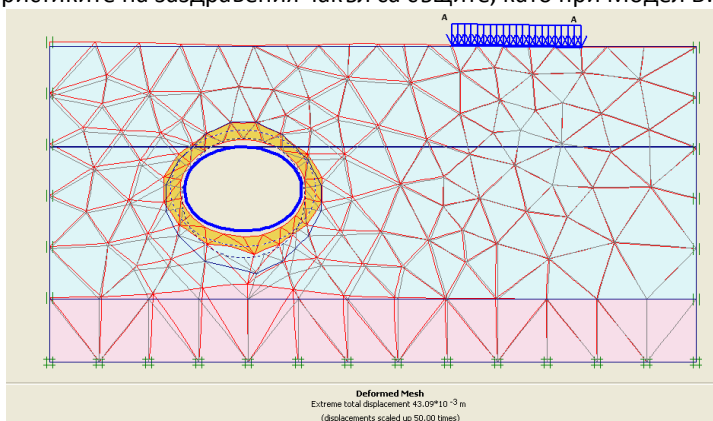
Фиг. 18. Модел Е - Деформираната мрежа от крайни елементи (с цел онагледяване на деформациите те са увеличени 50 пъти)

От получените резултати е видно, че при увеличаване на дълбочината на тунела, очаквано деформациите са с посока „надолу“, т.е. налице е слягане на повърхността. Следователно при дълбочини над 5 m имаме слягане, а не повдигане, вследствие ефекта от налягането в забоя и „уплътняването“ на разтвора в задната част, както е при по-малкото заложение. Поради тази причина при строителството на тунели под или в близост до сгради и съоръжения трябва да се приемат дълбочини на ключа на тунела по-големи от 5 m.

Също така от изследването на модела е видно, че напреженията в масива в близост до повърхността са доста по-малки, в сравнение с Модел А (дълбочина 5 m). Също така точките, в които може да се очаква нарушаване на масива, вследствие тези деформации също са по-малко.

Модел Е'

Въпреки, че получените стойности на деформациите не са притеснителни при Модел Е' е направен масивен пръстен от заздравени почви около тунела ($d = 1$ m), подобен на този в Модел В. Характеристиките на заздравения чакъл са същите, като при Модел В.



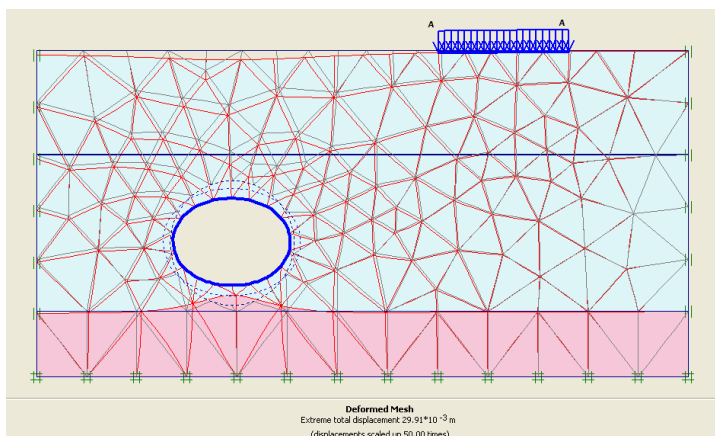
Фиг. 19. Модел Е' - Деформираната мрежа от крайни елементи (с цел онагледяване на деформациите те са увеличени 50 пъти)

От изследването на модела е видно, че напреженията в масива в близост до повърхността почти липсват. Също така точките, в които може да се очаква нарушаване на масива, вследствие тези напрежения също липсват що се касае до зоните над тунела.

Модел Ж

При него дълбочината е увеличена на 10 m.

Резултатите показват максимални стойности на деформациите при левия край на фундамента от около 5.26 mm, а деформациите на повърхността над тунела имат стойности от 10 - 16 mm.



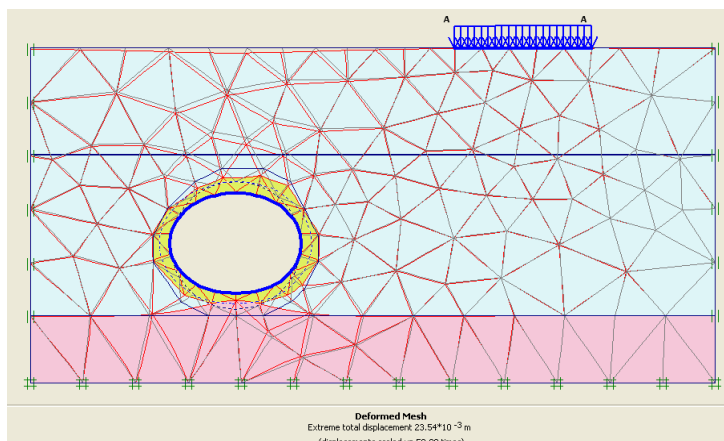
Фиг. 20. Модел Ж - Деформираната мрежа от крайни елементи (с цел онагледяване на деформациите те са увеличени 50 пъти)

Напреженията и точките на очакваните нарушения в масива отново са доста по-малки в сравнение с Модел А (5 m) и са съизмерими с тези при Модел Е (7 m). Също така може да се отчете факта, че въпреки по голямото заложение на тунела спрямо Модел Е (от 7 на 10 m) деформациите са подобни стойности.

Модел Ж'

Въпреки, че деформациите получени при Модел Ж (5.26 mm максимална стойност на фундамента на сградата) могат да се приемат за допустими при Модел Ж' е направено заздравяване на 1 m около целия тунел (подобно на Модел В и Модел Е')

Резултатите показват намаляване на слягането на фундамента до 1.6 mm (при първоначални 5.26 mm), което е около 3 пъти по-малко. Сляганията на повърхността също намаляват до стойности от 5-8 mm – цели 2 пъти по-малко и се намират в диапазона на допустимите деформации, при които не се очакват негативни последици за сградите и съоръженията над тунелите.



Фиг. 21. Модел Ж' - Деформираната мрежа от крайни елементи (с цел онагледяване на деформациите те са увеличени 50 пъти)

От получените резултати от изследването на модела е видно, че изменение на напреженията в масива в близост до повърхността почти липсват. Също така точките, в които може да се очаква нарушаване на масива, вследствие тези напрежения също липсват що се касае до зоните над тунела.

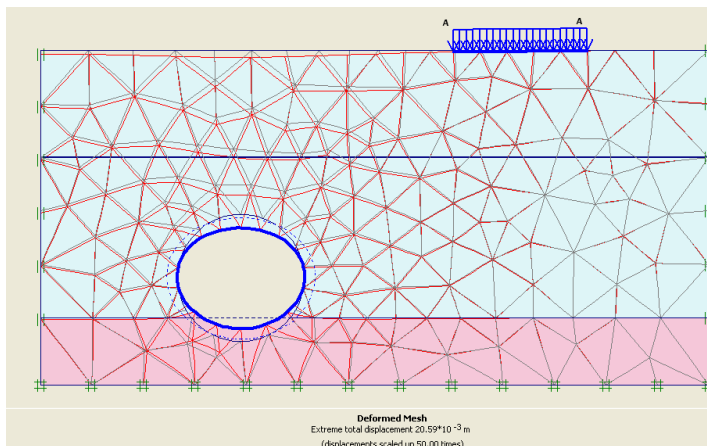
Въпреки тези резултати, поради трудната практическа реализация на заздравяване със сравнително малка дебелина на пръстена се препоръчва да се приема дебелина 2 m, при която сляганията до сградата и над оста на тунела се очаква да са още по-малки т.е. без каквото и да е негативно влияние върху сградите.

Модел 3

Интересно е да се види как се променят деформациите при още по-голяма дълбочина.

За тази цел е направен Модел 3, при който заложенето на тунела е увеличено до 12 m.

Резултатите показват, че максималните стойности на деформациите при левия край на фундамента са значително под критичните, а деформациите на повърхността над тунела имат стойности под допустимите за сградите и съоръженията над тунела.



Фиг. 22. Модел 3 - Деформираната мрежа от крайни елементи (с цел онагледяване на деформациите са увеличени 50 пъти)

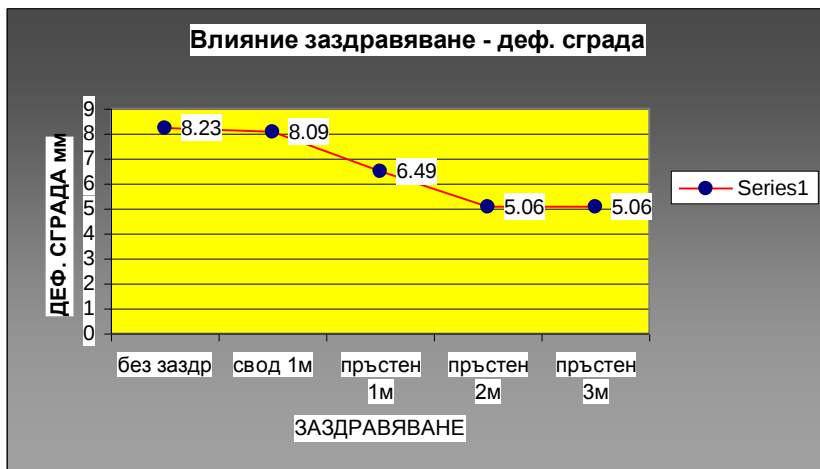
Следователно над 10 m се намират дълбочините, при по-големи от които няма опасни последици при строителството на тунела.

При така получените стойности на сляганията, както на фундамента на сградите, така и на терена над тунела може да се достигне до извода, че при дълбочина над 8 m, стойностите на деформациите започват да намаляват, а над 10 m не е необходимо да се извършват допълнителни мерки за тяхното ограничаване.

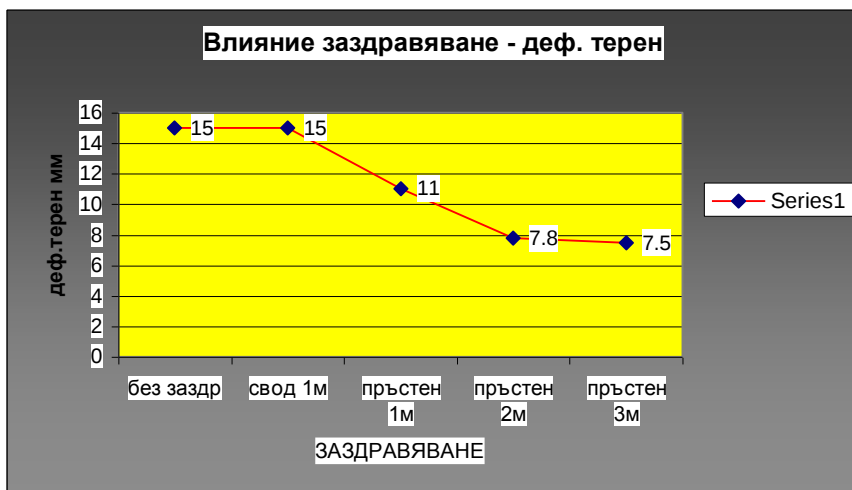
Друг интересен момент е, че при моделираните геотехнически условия при дълбочина на заложеното на тунела от 5 m наблюдаваните деформации с посока „нагоре“ се обръщат и при дълбочина от над 5 m, вече са с посока „надолу“ (налице е слягане), като стойността им се увеличава максимум до около 7 m, след което започва да намалява.

От направените изследвания и получените резултати са направени графики и схеми, с цел онагледяване на деформациите.

От показаните по-долу графики при заложение на ключа на тунела от 5 m е видно, че с увеличаване на размера на заздравявания пръстен деформациите (сляганията) под сградата постепенно намаляват. При дебелина на пръстена от 2 m и повече тези деформации (слягания) са по-малки от допустимите за сградите. Следователно прилагането на тези защитни мерки е достатъчно за безопасността на сградите. При спазване на технологията на строителство и мерките при нейното изпълнение, изследвани и препоръчани в Раздел 5.1.



Графика V.1. Съотношение между геометричните параметри на заздравяването и деформациите при фундамента на сградата (5 т заложение)



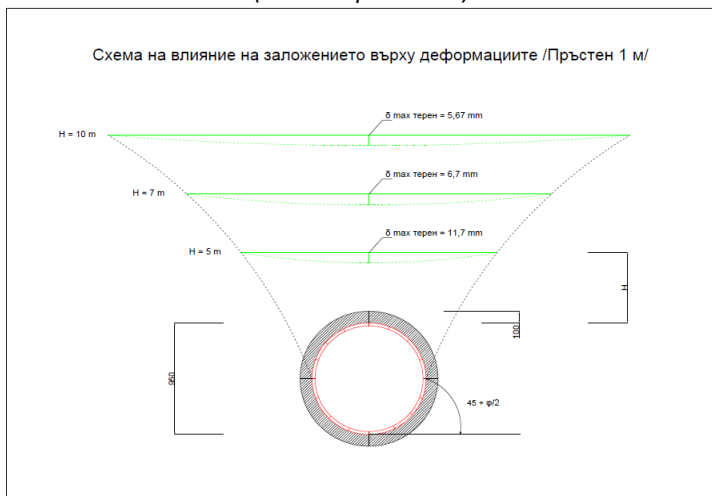
Графика V.2. Съотношение между геометричните параметри на заздравяването и деформациите на терена над тунела

При заложение на ключа на тунела от 5 т от нивото на терена графиката показва следното:

Влиянието на дълбочината на залежиение при естевтвени и пръстен сот заздравени почви е посочено във Фиг.23. и Фиг.24.



Фиг. 23. Влиянието на дълбочината върху деформациите на терена (без заздравяване)



Фиг. 24. Влиянието на дълбочината върху деформациите на терена (заздр. пръстен 1 м)

От горните графики, схеми и коментари могат да се направят следните изводи:

А) От съотношението между геометричните параметри на заздравяването и получените деформации (както на сградата, така и на терена над тунела) ясно се вижда, че при конкретните геотехнически параметри (често срещани в централните градски части на София) и при заложение на тунела на 5 m от терена (препоръчително минимално заложение), заздравяване само на почвите над свода на тунела не води до почти никакви положителни резултати.

Б) За намаляване на деформациите се препоръчва заздравяване на почвите, като дебелината на пръстена от заздравявани почви трябва да бъде не по-малка от 2 m.

В) При дебелина 3 m ефектът е почти същият като при 2 m. Важно е също, че въпреки че умишлено пръстенът не е моделиран като перфектна окръжност при практическото изпълнение на заздравяването то не може да се изпълни като правилен кръг. Затова с цел по-голяма сигурност дебелината на зоната на заздравяване следва практически да се приеме около 2.5 m, а теоретичния пръстен при тази дебелина – 2 m.

Г) При заложение по-малко от 5 m имаме деформации с посока нагоре, дължащи се основно на противоналягането на машината. Това е много важен извод и трябва да бъде взет под внимание, тъй като при по-малко заложение от 5 m тези деформации водят до по-лесно нарушаване на целостта на почвата. За предотвратяване на това явление се препоръчва изкуствено затежняване на почвите пред забоя на щита преди той да премине критичната точка.

Д) От съотношението на дълбочината на заложение на тунела и деформациите на сградата и тунела може да се отчете, че при дълбочини на ключа на тунела в слаби и оводнени почви над 10 m изграждането на тунел по щитов метод има пренебрежимо малко влияние на повърхността. В тези случаи, при спазване на технологичните мерки за ограничаване на деформациите, съгласно 5.1, не се налага прилагането на допълнителни заздравителни мерки (заздравяване на почвите).

VI. ПРАКТИЧЕСКО ПРИЛОЖЕНИЕ НА РАЗРАБОТЕНАТА МЕТОДИКА

С оглед практическо приложение на разработената методика се направи заздравяване на почвите над и около тунела под бул. „Черни връх“ между метростанция „Джеймс Баучер“ и метростанция „Витоша“, изграждан по НАТМ и заздравяване на почвите преди преминаване на ТПМ от Линия 2 под Лъвов мост (методиката е приложима и при НАТМ, като за първоначална деформация се приема самото еластично деформиране на първичната тунелна облицовка в ключа).

Следва да се има предвид, че при прилаганите до сега защитни мерки с цялостно инжектиране на масива от почви в сечението на тунела и около него се изисква около 2/3 по-голям обем заздравени почви, т.е. той е между 2 и 3 пъти по скъп от предложения от автора метод за заздравяване с пръстен при абсолютно същия ефект по отношение намаляване размера на деформациите в зоната на влияние на строителството.

VII. ОБЩИ ИЗВОДИ ОТ ИЗСЛЕДВАНЕТО ЗА ОПТИМИЗАЦИЯ НА ТЕХНОЛОГИЧНИТЕ И КОНСТРУКТИВНИТЕ РЕШЕНИЯ ПРИ ИЗГРАЖДАНЕ НА ТУНЕЛИ В БЛИЗОСТ ДО СЪЩЕСТВУВАЩИ СГРАДИ И СЪОРЪЖЕНИЯ

А) Общи изводи:

а) При строителството на тунели по щитов метод в слаби оводнени почви за осигуряване на безопасна проходка и ограничаване на деформациите в следствие водопонижаване и нарушаване на напрегнатото и деформирано състояние на масива следва да се използва херметичен щит с противоналягане в забоя.

б) Въпреки прилагането на щитов метод с противоналягане в забоя при строителството на тунели в слаби и оводнени почви в следствие нарушаване на напрегнатото и деформирано състояние на масива и повдигането на челото на щита спрямо опасната част над тунела се появяват деформации, които са различни при различните дълбочини на заложение.

в) Въпреки относително малкия размер на деформациите над тунела при строителството на тунели по щитов метод с щит с противоналягане в забоя, при неблагоприятни условия и малки заложения техния размер може да бъде над допустимите за сградите и съоръженията над тунелите.

г) За прогнозиране размера на деформациите над тунелите в следствие деформиране на контура на разработката при изграждане на тунели по щитов метод с щит с противоналягане в забоя, а в някои случаи по друг тунелен метод е приложим методът на крайните елементи с използване на предложената от автора методика и програмния продукт PLAXIS 8.2 с отчитане на реалните условия на строителство.

д) Направените изчисления на деформациите по предложената от автора методика показват постепенното им затихване с увеличаване на заложението на тунела. Площта и максималният размер на сляганията в условията на плоска задача намаляват с увеличаване на дълбочината на заложение в следствие разуплътняване на по-големи обеми от почви при

по-големи дълбочини и разпределяне на деформациите на по-голям фронт при по-големи дълбочини.

е) При неблагоприятно стечение на обстоятелствата, получаваните по предложената методика деформации над двупътния тунел с диаметър около 9 m при строителство с щит с противоналягане в забоя или под разположени в зоната на влияние сгради и съоръжения в отделни случаи при по-малки дълбочини на заложение на ключа на свода могат да бъдат с размер над 5 mm. В тези случаи следва да се прилагат различните предложени от автора технологични и конструктивни решения за ограничаване на деформациите под допустимите за съответните сгради и съоръжения.

ж) При други почвени условия и при тунели, изграждани с щит с противоналягане в забоя с по-малък диаметър, размерът на очакваните деформации ще бъде различен, като те могат да бъдат определени по предложената от автора методика.

з) Чрез използване на математическия апарат на теорията на деформациите, теорията на подземните води и теорията на консолидацията на почвите с използване на специализиран програмен продукт, базиран на метода на крайните елементи е разработена методика за прогнозиране на деформациите при строителство на тунели по щитов метод в слаби почви и за определяне на геометричните параметри на заздравените почви около тунела.

Б) Изводи относно технологичните решения:

а) При изграждане на двупътни тунели с диаметър 8-10 m по щитов метод в слаби и оводнени почви е препоръчително при възможност заложенето на ключа на тунела да е 5 и повече m.

При заложение под 5 m се препоръчва затежняване на терена, с оглед симулиране на по-голямо тегло от почвите над тунела.

б) налягането в забоя винаги трябва да е по-голямо от сумарното налягане от почвите и водното налягане със съответния коефициент на сигурност, отчитащ колебанията на нивото на подземните води и на променливостта на якостните характеристики на отделните пластове на почвите.

в) налягането в долната 1/3 от криковете на щита трябва да бъде повишено с цел избягване „забиването“ на машината – размерът на това налягане трябва да бъде по-голям от сумарното налягане от почвите (свода на налягане при наличие на сводов ефект) и от хидростатичното налягане

(от воден стълб със съответния коефициент на сигурност, отчитащ колебанието на тези параметри).

г) Независимо от видовете почви и условия на строителство при изграждането на тунели по щитов метод с щит с противоналягане в забоя следва да се прилага оптимална технология, включваща посочените технологични мерки за ограничаване на деформациите на почвите над тунелите.

В) Изводи относно конструктивните решения:

а) Предложената от автора методика за моделно проектиране с програмен продукт с отчитане на реалните почвени условия може да се използва при строителството на тунели в слаби почви с щит с противоналягане в забоя за прогнозиране на деформациите в почвения масив над тунела вследствие нарушаване на напрегнатото и деформираното състояние в него.

б) При изграждането на тунели по щитов метод в слаби и оводнени почви и при заложение на тунела на 5 и повече m от терена, заздравяване само на почвите над свода на тунела не води до съществени положителни резултати с необходимия ефект по отношение на намаляване на размера на деформациите над тунела. За ограничаване на деформациите на тези деформации е необходимо заздравяване под формата на пръстен около тунела.

в) При реализиране на пръстен от заздравени почви дебелината на пръстена трябва да бъде не по-малка от 2 m. При по-малка дебелина вследствие относителни ниските якостни характеристики на заздравяваните почви ефектът е недостатъчен за ограничаване на деформациите в необходимите граници при тази технология, заложение и почви.

г) При дебелина 3 m допълнителният ефект спрямо пръстен с теоретична дебелина 2 m е минимален. Въпреки че умишлено пръстенът не е моделиран като перфектна окръжност при практическото изпълнение на заздравяването то не може да се изпълни като правилен кръг. Затова с цел по голяма сигурност дебелината на пръстена следва да се приеме поне 2.5 m. По изчислителен път и на база експериментални опити в реални условия от автора е доказано, че за гарантиране на тази дебелина се препоръчва да се прилага коефициент на сигурност $k_{np} \approx 1.25$.

д) При заложение на двупътния тунел с диаметър 8-10 m на малка дълбочина имаме деформации с посока нагоре, дължащи се основно на

противоналягането на машината. Особено изразен е този ефект при $h < 5$ m. Това трябва да бъде взето под внимание, тъй като при по-малко заложение от 5 m тези деформации водят до по-лесно нарушаване на целостта на и е възможна появата на пукнатини и разрушаване на почвите. За компенсиране на този ефект при заложение по-малко от 5 m се препоръчва затежняване на почвите над тунела, с което да се симулира по-голямо почвено натоварване (почвен стълб), т.е. по-голямо заложение.

е) Поради по-голямата зона на разпространение на деформациите и частичното разуплътняване на почвите, при дълбочини на ключа на тунела в слаби и оводнени почви над 10 m, изграждането на двупътен тунел (на метро или друг тунел с голям диаметър) по щитов метод с противоналягане в забоя има пренебрежимо малко влияние на повърхността. В тези случаи при спазване на технологичните мерки за ограничаване на деформациите, съгласно 5.1 и прогнозни деформации на терена под 2-3 mm, а в повечето случаи и 0.0 mm, не се налага прилагането на допълнителни заздравителни мерки (заздравяване на почвите).

ж) От практическото приложение на разработената методика при изграждането на метрото в София и успешното преминаване на критични точки по трасето, чрез предварително заздравяване на почвите, може да се направи извода, че едно такова заздравяване има изключително благоприятно влияние върху деформациите. В същото време средствата и времето, необходими за едно такова заздравяване са значително по-малки в сравнение със стойността на проекта и времето за извършване на всички мероприятия при една евентуална повреда на сградите и съоръженията за гарантиране на тяхната експлоатационна годност.

з) Предложената от автора методика за определяне на деформациите на почвите над тунела и мерките за ограничаване на тези деформации е приложима и при строителството на тунели в устойчиви почви по класически тунелни методи без понижаване на нивото на подземните води или при строителството на тунели с по-малки диаметри (например – еднопътни на метро). В случай на понижаване на нивото на подземните води при подобно строителство общите деформации и слягания над тунела са кумулативни – от деформациите на контура на тунелната разработка, вследствие нарушаване на напрегнатото и деформирано състояние на почвите над тунела (предложено да се определя по методиката на автора) и от понижаването на нивото на подземните води и свързаната с това последваща консолидация на почвите в осушения почвен масив, за което в литературата има няколко приложими методики.

и) Предложените от автора мерки за ограничаване на деформациите на почвите са приложими и при строителство на тунели в слаби почви по класически методи чрез разработване на забоя на части с необходимите за всеки конкретен случай временни укрепвания на тези части. За всеки конкретен случай следва да бъдат направени съответни изчисления за определяне на деформациите по методиката, предложена в настоящата дисертация, в зависимост от почвените условия, параметрите на тунелната конструкция и на заздравяването на почвите.

VIII. ЗАКЛЮЧЕНИЯ

При строителството на метрото в София през последните години е прието с ТПМ да се изграждат двупътни тунели с външен диаметър 9 m. В случай на преминаване на ТПМ в слаби и оводнени почви през критични точки в тези случаи на дълбочина под 10 m следва да се извърши внимателен анализ. По предложената от автора методика може да се изчисли размера на очакваните деформации на почвите и при необходимост да се прилагат предложените технологични и конструктивни решения за тяхното намаляване, с оглед избягване на негативни последици за разположените в зоната на влияние сгради и съоръжения.

IX. НАУЧНИ ПРИНОСИ

– Предложена е методика за формиране и изследване на конкретни моделни състояния при изграждане на тунели по щитов метод, с помощта на която се дава реална оценка за въздействието на изграждания плиткозаложен тунел върху деформациите на повърхността и в зависимост необходимостта от това прилагането на различни препоръчани защитни мерки;

– Чрез използване на математическия апарат на теорията на деформациите, теорията на подземните води и теорията на консолидацията на почвите с използване на специализиран програмен продукт, базиран на метода на крайните елементи е разработена методика за прогнозиране на деформациите при строителство на тунели по щитов метод в слаби почви;

– Изследвани са и са препоръчани конкретни технологични и конструктивни мерки за ограничаване на деформациите на повърхността при изграждането на тунели по щитов метод с противоналягане в забоя;

– Установена е необходима минимална дълбочина на заложение на двупътните тунели на метро с диаметър 9 m в слаби и оводнени почви, изградени по щитов метод с противоналягане в забойната камера – 5 m;

– Предложена е методика за изчисляване на деформациите на почвите над тунелите по щитов метод с ТПМ с противоналягане в забоя за определяне на деформациите над тунелите при прилагането на различни защитни мерки и в зависимост от това за определяне на параметрите за заздравяване на почвите;

– Изследвани са моделни състояния с различни геометричните параметри на заздравяване на почвите преди преминаване на ТПМ, като за слаби и оводнени почви се препоръчва реализиране на пръстен около тунела с дебелина не по-малка от 2 m и коефициент на сигурност 1.25;

– Изследвани са зависимости между геометричните параметри на заздравените почви около тунела и деформациите на почвите на терена над него;

– Изследван е ефекта от по-плитко от минималното заложение, когато това се налага и е препоръчано симулирано затежняване на почвите над тунела с цел получаване на условен стълб от почви, не по-малък от 6 m;

– Изведени са зависимости между дълбочината на заложението на двупътните тунели и големината на очакваните деформации на терена и сгради и съоръжения в близост;

– При строителство на тунели с ТПМ с противоналягане в забоя в слаби, оводнени почви по предложената методика са изведени аналогични зависимости, съгласно които е доказано, че не са необходими допълнителни заздравителни мероприятия при дълбочина на заложение на ключа на тунела над 10 m, като в тези случаи по предложената методика се препоръчват конкретни изчисления за прогнозните деформации.