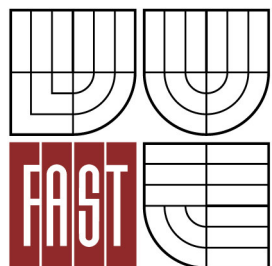




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV GEOTECHNIKY

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF GEOTECHNICS

NÁVRH SEKUNDÁRNÍHO MĚSTSKÉHO KOLEKTORU S DŮRAZEM NA OCHRANU PŘED PRŮNIKEM PODZEMNÍ VODY

DESIGN OF THE SECONDARY CITY UTILITY TUNNEL WITH AN EMPHASIS ON PROTECTION
AGAINST INGRESS OF GROUNDWATER

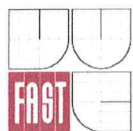
DIPLOMOVÁ PRÁCE
DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

Bc. TOMÁŠ VRÁNA

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

doc. Ing. VLADISLAV HORÁK, CSc.



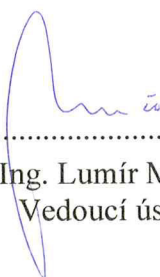
VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	N3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3607T009 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště	Ústav geotechniky

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Diplomant	Bc. Tomáš Vrána
Název	Návrh sekundárního městského kolektoru s důrazem na ochranu před průnikem podzemní vody
Vedoucí diplomové práce	doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.
Datum zadání diplomové práce	31. 3. 2014
Datum odevzdání diplomové práce	16. 1. 2015

V Brně dne 31. 3. 2014


.....
doc. Ing. Lumír Miča, Ph.D.
Vedoucí ústavu




.....
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA
Děkan Fakulty stavební VUT

Podklady a literatura

Budou předány vedoucím diplomové práce zvlášť.

Zásady pro vypracování (zadání, cíle práce, požadované výstupy)

V Brně na Dominikánském nám. bude zřízen sekundární kolektor. Jeho návrh je vázán na složité inženýrskogeologické a hydrogeologické poměry lokality. Tématem diplomové práce je návrh konstrukce kolektoru se zvláštním důrazem na ochranu před průnikem podzemní vody do prostoru štol.

Struktura bakalářské/diplomové práce

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část VŠKP zpracovaná podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (povinná součást VŠKP).
2. Přílohy textové části VŠKP zpracované podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (nepovinná součást VŠKP v případě, že přílohy nejsou součástí textové části VŠKP, ale textovou část doplňují).



.....
doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.
Vedoucí diplomové práce

Abstrakt

V první části se diplomová práce zabývá historií kolektorů, typy provádění a materiály z nichž jsou budovány. Zmiňuje metody a materiály chránící konstrukci před vlivem podzemní vody. Dále se práce věnuje návrhu a statickému posouzení ostění sekundárního kolektoru s důrazem na jeho ochranu proti vnikání podzemní vody. Matematický model je vytvořen v softwaru Plaxis 2D AE.

Klíčová slova

kolektor, podzemní stavba, izolace, beton, koroze, koroze betonu, inženýrské sítě, ostění, xypex, masterseal 345, podzemní voda, hadicová metoda, odvodnění, stříkaná izolace, foliová izolace, stříkaný beton.

Abstract

In the first part, the master thesis deals with the history of utility tunnels, methods of construction processes and materials from which they are built. It also mentions methods and materials which protects against the effects of groundwater. The thesis is mainly dedicate with design and structural design of the secondary utility tunnel lining with an emphasis on protection against ingress of groundwater. The mathematical model is created in software Plaxis 2D AE.

Keywords

utility tunnel, underground structure, insulation, concrete, corrosion, corrosion of concrete, utility networks, lining, xypex, masterseal 345, underground water, hose method, drainage, spray-applied waterproofing, foil waterproofing, shotcrete.

Bibliografická citace VŠKP

VRÁNA, Tomáš *Návrh sekundárního městského kolektoru s důrazem na ochranu před průnikem podzemní vody*. Brno, 2015. 108 s., 150 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky. Vedoucí práce doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.

PROHLÁŠENÍ O PŮVODNOSTI VŠKP

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 15.1.2015



...

podpis autora

Bc. Tomáš Vrána

PROHLÁŠENÍ O SHODĚ LISTINNÉ A ELEKTRONICKÉ FORMY VŠKP

Prohlášení:

Prohlašuji, že elektronická forma odevzdané diplomové práce je shodná s odevzdanou listinnou formou.

V Brně dne 15.1.2015



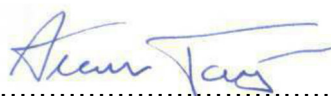
...

podpis autora
Bc. Tomáš Vrána

PODĚKOVÁNÍ

Na tomto místě bych rád poděkoval všem, kteří mi pomáhali při vypracování mé diplomové práce. Děkuji vedoucímu diplomové práce panu doc. Ing. Vladislavu Horákovi, CSc. za cenné rady, materiály a připomínky. Dále děkuji celému ústavu geotechniky, kde jsem mohl konzultovat své dotazy a kde jsem měl možnost vypracovat diplomovou práci.

Velké poděkování patří i mé rodině, která mi byla při samotném studiu a zpracováním diplomové práce velkou morální oporou, poskytovala mi zázemí a podmínky k dokončení studia.



Bc. Tomáš Vrána

OBSAH:

1. ÚVOD	11
1.1. SDRUŽENÉ TRASY INŽENÝRSKÝCH SÍTÍ	11
1.1.1. Kolektor	11
1.1.2. Výhody a nevýhody využití kolektorů	13
1.2. HISTORIE KOLEKTORŮ VE SVĚTĚ	14
1.2.1. Historie kolektorů v Praze	16
1.2.2. Historie kolektorů v Brně	18
1.2.2.1. Primární brněnské kolektory	20
1.2.2.2. Sekundární brněnské kolektory	20
1.2.3. Městské kolektory v dalších městech ČR	23
1.2.4. Nejčastěji používané konstrukční materiály k výstavbě kolektorů	25
1.2.4.1. Kolektory kamenné	25
1.2.4.2. Kolektory cihelné	26
1.2.4.3. Kolektory betonové monolitické	26
1.2.4.4. Kolektory betonové prefabrikované	26
2. ZÁSADY ŘEŠENÍ KOLEKTOROVÝCH TRAS	27
2.1. TECHNOLOGICKÝ PROFIL	27
2.2. TRASOVÁNÍ	28
2.3. KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ STAVEBNÍ ČÁSTI	28
2.3.1. Izolace proti vodě	29
2.4. KOROZE VLIVEM KAPALNÉHO AGRESIVNÍHO PROSTŘEDÍ	29
2.4.1. Koroze I. druhu	30
2.4.2. Koroze II. druhu	30
2.4.3. Koroze III. druhu	31
2.5. VODOTĚSNOST BETONU	33
2.5.1. Složení betonu a vliv pórovitosti	33
2.5.2. Přísady a příměsi do betonu	35
2.5.2.1. Xypex	35
2.6. HYDROIZOLAČNÍ METODY A MATERIÁLY	36
2.6.1. Vnější izolace	36
2.6.2. Mezilehlá izolace	37
2.6.3. Svařované izolace	38
2.6.4. Stříkaná hydroizolace	39
2.6.5. Technické detaily stříkaných hydroizolací	40
2.6.5.1. Masterseal® 345	40

2.6.5.2.	Negativa a náročnost při použití stříkaných hydroizolací	42
2.6.6.	Drenáže	43
2.6.7.	Odvodnění kolektoru	43
2.6.8.	Hadicová metoda	44
2.6.9.	Odvodňovací štoly, šachty a odvodňovací vrtý	47
3.	NÁVRH KOLEKTORU DOMINIKÁNSKÉ NÁMĚSTÍ V BRNĚ	48
3.1.	VŠEOBECNÉ POMĚRY LOKALITY	48
3.2.	GEOMORFOLOGICKÉ POMĚRY	49
3.3.	INŽENÝRSKOGEOLOGICKÉ POMĚRY	49
3.3.1.	Navážky	50
3.3.2.	Spraše a sprašové hlíny	50
3.3.3.	Štěrky a písky	50
3.3.4.	Předkvartérní podloží	51
3.4.	HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY	51
3.5.	GEOTECHNICKÁ CHARAKTERISTIKA ZEMIN	51
3.6.	STATICÝ VÝPOČET	52
3.7.	MATEMATICKÉ MODELOVÁNÍ V PROGRAMU PLAXIS 2 AE	52
3.7.1.	Projevy reálného chování v 2D modelu - β -metoda	53
3.8.	NÁVRH ZATÍŽENÍ	54
3.9.	ŘEZ I-I'	54
3.9.1.	Výsledky výpočtu 1. mezního stavu	59
3.9.2.	Výsledky výpočtu pro 2. mezní stav	61
3.9.3.	Vyhodnocení výsledků výpočtu	63
3.9.4.	Posouzení primárního ostění na 1. mezní stav v řezu I-I'	64
3.9.4.1.	Materiálové charakteristiky	64
3.9.4.2.	Konstrukční zásady	65
3.9.4.3.	Posouzení na účinky momentů a normálových sil	69
3.9.4.4.	Interakční diagram	69
3.9.4.5.	Posouzení primárního ostění na účinky posouvajících sil	73
3.9.4.6.	Návrh a posouzení smykové výztuže:	74
3.9.5.	Posouzení sekundárního ostění na 1. mezní stav v řezu I-I'	76
3.9.5.1.	Materiálové charakteristiky	76
3.9.5.2.	Konstrukční zásady	77
3.9.5.3.	Posouzení na účinky momentů a normálových sil	79
3.9.5.4.	Interakční diagram	80
3.9.5.5.	Posouzení ostění na účinky posouvajících sil	81
4.	OCHRANA KOLEKTORU PROTI VNIKÁNÍ PODZEMNÍ VODY	82

4.1.	NÁVRH OCHRANY PROTI PODZEMNÍ VODĚ	84
5.	TECHNOLOGICKÝ POSTUP VÝSTAVBY	86
5.1.	PRÁCE V PŘEDSTIHU	86
5.2.	GEOTECHNICKÝ MONITORING	87
5.3.	PŘELOŽKY INŽENÝRSKÝCH SÍTÍ	87
5.4.	POSTUP VÝSTAVBY	88
5.4.1.	<i>Rozpojování zeminy, naložení a odvoz zeminy.....</i>	<i>88</i>
5.4.2.	<i>Usazení výztužných oblouků.....</i>	<i>89</i>
5.4.3.	<i>Primární ostění.....</i>	<i>91</i>
5.4.3.1.	<i>Rýha pro kanalizační potrubí</i>	<i>92</i>
5.4.4.	<i>Hydroizolace.....</i>	<i>92</i>
5.4.5.	<i>Sekundární ostění.....</i>	<i>93</i>
6.	ZÁVĚR	94
7.	SEZNAM LITERATURY.....	95
7.1.	KNIŽNÍ PUBLIKACE	95
7.2.	NORMY	96
7.3.	PŘEDNÁŠKY, ČASOPISY	96
7.4.	ZDROJE Z INTERNETU	98
7.5.	JINÉ ZDROJE	100
8.	SEZNAM POUŽITÝCH SYMBOLU, ZKRATEK A ZNAČEK.....	102
9.	SEZNAM PŘÍLOH	105
10.	SEZNAM OBRÁZKŮ	106
11.	SEZNAM TABULEK.....	108
12.	PROGRAMY	108

1. ÚVOD

Hlavním cílem předkládané diplomové práce je staticky navrhnout konstrukci sekundárního kolektoru v městě Brně. Dalším, zdaleka ne však vedlejším cílem, je zaměřením se na problematiku ochrany vnitřního prostoru podzemních staveb obecně a této podzemní stavby zvláště před průnikem podzemní vody.

V počátku práce je stručně popsána historie sdružených tras městských vedení ve světě a v České republice, především v Brně. Následně jsou pak rozvedeny nejčastější metody ochrany podzemních staveb proti vodě. Další část práce se zabývá praktickou aplikací získaných poznatků v návrhu sekundárního kolektoru včetně ochrany předmětného typu stavby proti podzemní vodě.

1.1. SDRUŽENÉ TRASY INŽENÝRSKÝCH SÍTÍ

Norma ČSN 73 7505 (Sdružené trasy městských vedení technického vybavení) definuje sdruženou trasu jako směrově a výškově koordinované sjednocení minimálně dvou podzemních vedení uložených do:

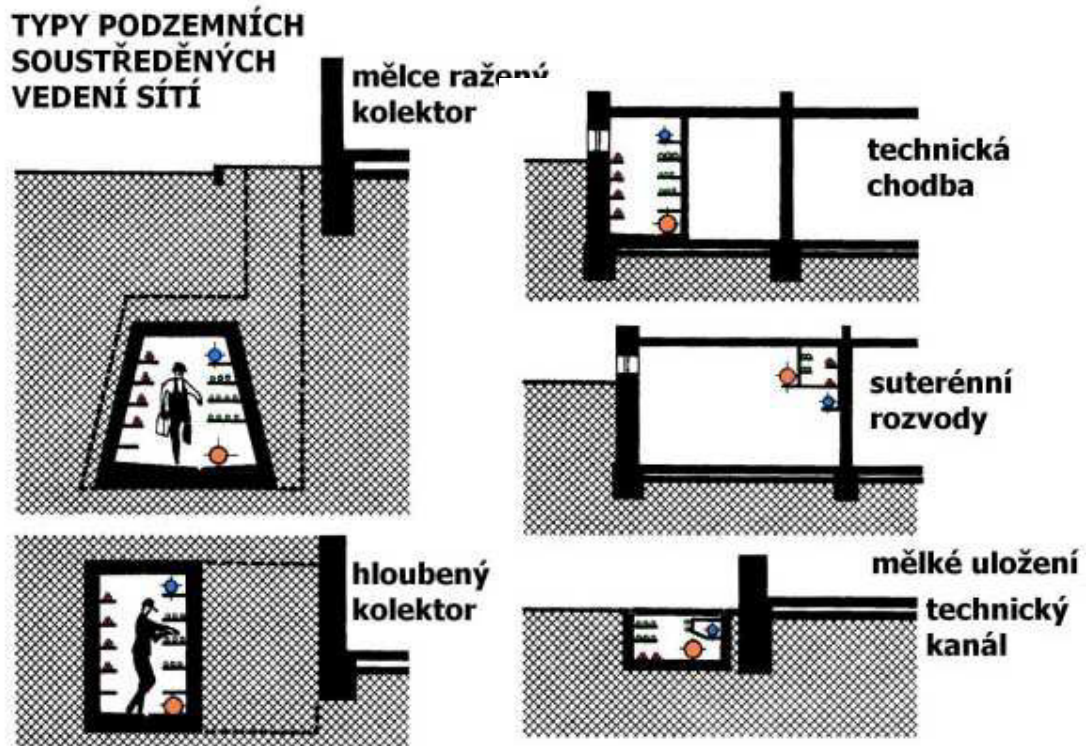
- kolektoru,
- technické chodby,
- technického kanálu,
- suterénních rozvodů. [11]

Předmětem diplomové práce je městský sekundární kolektor (obr. 1-1). Z tohoto důvodu se práce bude věnovat tématu kolektoru a nebude podrobněji popisovat ostatní typy podzemních vedení inženýrských sítí.

1.1.1. Kolektor

Definice kolektoru podle ČSN 73 7505: Jedná se o objekt, zpravidla podzemní, realizovaný jako samostatná (tj. stavebně od ostatních staveb oddělená) průchozí liniová stavba. Jeho využití je možné pro všechny kategorie vedení technického vybavení.

Definice kolektoru podle odborné literatury: Kolektor je průchozí podzemní liniová stavba sloužící k ukládání trubních nebo kabelových inženýrských sítí. Uložené inženýrské sítě jsou tak snadno dostupné pro běžnou údržbu, v případě poruchy nevyžadují provádění výkopových prací s porušením pozemní komunikace nebo povrchu. [32]



Obr. 1-1 Způsoby provádění [28]

Podle způsobu provádění dělíme kolektory na:

- hloubené (tj. budované v otevřeném výkopu),
- ražené (tj. budované ražbou, bez porušení nadloží). [11]

Kolektory se nejčastěji rozdělují podle významu vedených sítí (podle kategorie) na:

- primární,
- sekundární.

Podle konstrukčního materiálu dělíme kolektory na:

- kamenné,
- cihelné,
- betonové monolitické,
- betonové prefabrikované.

1.1.2. Výhody a nevýhody využití kolektorů

Výhody:

- **výrazné omezení negativního vlivu na životní prostředí způsobeného výkopovými pracemi a minimalizace dopravních omezení,**
- **významné zvýšení životnosti inženýrských sítí,**
- stálá kontrola, jednoduchá údržba a opravy inženýrských sítí,
- rychlost zjištění místa a příčiny poruchy,
- zamezení nadměrným ztrátám médií při poruchách a haváriích,
- omezení rozsahu následných škod na kolektorech, inženýrských sítích a jejich příslušenství,
- omezení rozsahu následných škod na zásobovaných objektech, komunikacích a veřejné zeleni,
- rychlost realizace oprav v prostoru kolektoru a minimalizace doby přerušení energetického zásobování,
- výrazné snížení nákladů na provádění oprav na inženýrských sítích,
- pokládku a opravy lze provádět bez ohledu na roční a denní dobu,
- nahrazování kovových materiálů nekovovými (plastová potrubí nižší ceny a vysoké životnosti). [33]

Nevýhody:

- **vyšší investiční náklady,**
- riziko nízké využitelnosti v budoucnosti,
- úbytek vedených inženýrských sítí kolektoru například z důvodu zkapacitnění sdělovacích kabelů a nových tepelných izolací pro teplovody. [14]

Je velmi komplikované hodnotit hospodárnost kolektorů. Hospodárnost a ekonomická stránka stavby takového typu je silně závislá na mnoha faktorech. Tyto faktory jsou například:

- množství inženýrských sítí umístěných v příčném řezu,
- geologie a hydrogeologie v plánovaném území,
- známé a neznámé systémy podzemních prostor.

1.2. HISTORIE KOLEKTORŮ VE SVĚTĚ

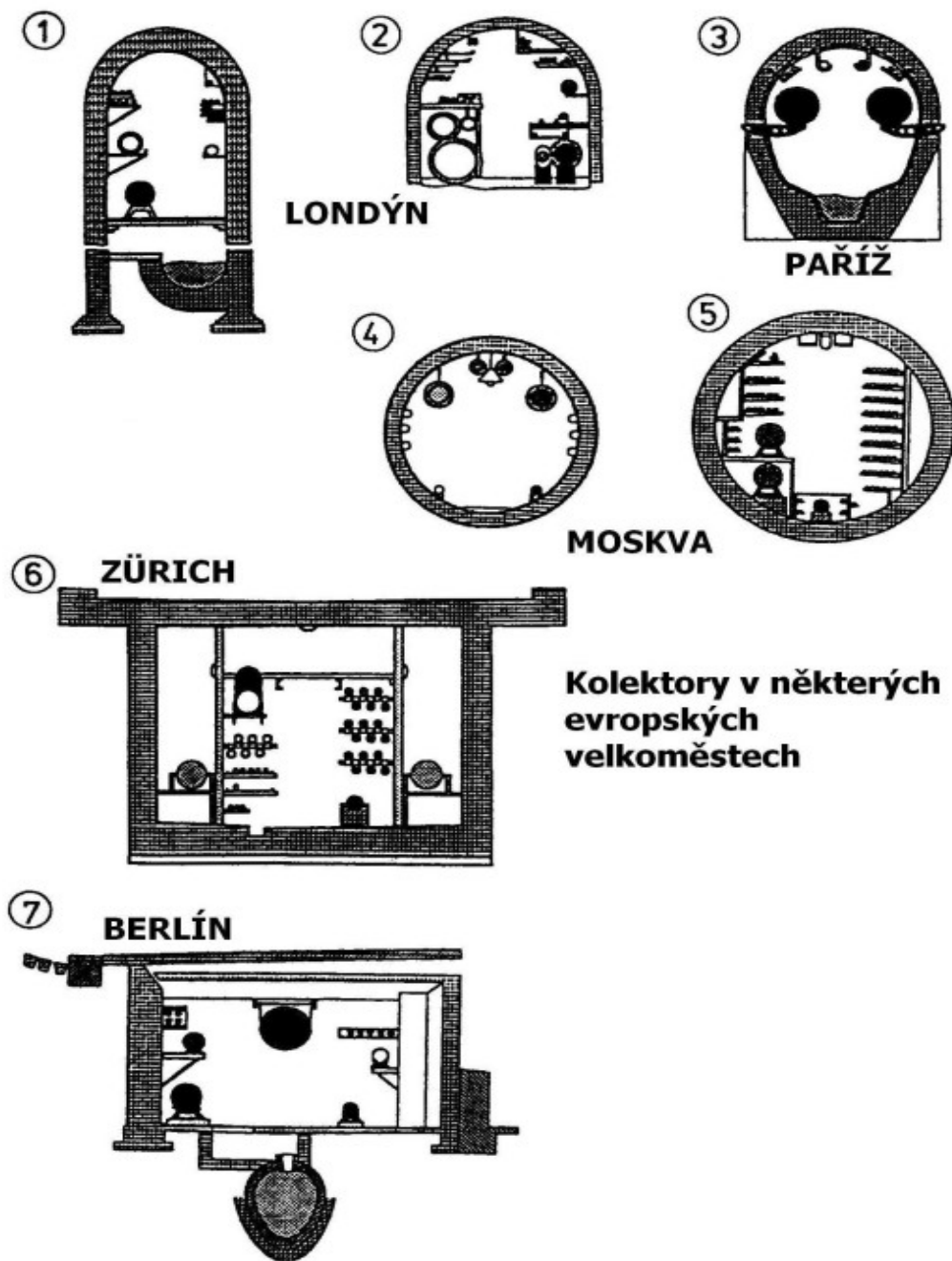
Požadavek na ukládání inženýrských sítí do společných podzemních prostor se poprvé objevil v souvislosti s řešením energetického zásobování měst s velkou koncentrací zástavby. Klasické ukládání inženýrských sítí přímo do země zabíralo příliš velkou část mnohdy velmi drahých pozemků. Současně jejich výstavba, provoz, údržba, opravy a rekonstrukce byly časově i finančně velmi náročné. Kromě délky oprav a rekonstrukcí nelze opomenout ani velmi významný vliv na životní prostředí a plynulost energetického zásobování obyvatelstva. Při klasickém způsobu uložení vznikaly velké škody na komunikacích i zásobovaných objektech a negativně ovlivňovaly životní prostředí. Vznikaly vysoké ztráty na médiích.

Myšlenka ukládání inženýrských sítí do kolektorů není v Evropě přitom žádnou novinkou. Již v letech 1863 až 1904 byla budována a následně uváděna do provozu kolektorová síť v Londýně, v roce 1920 v Curychu a v letech 1928 až 1929 v Berlíně (obr. 1-2 a obr. 1-3). Kuriózní využití stokové sítě bylo k vidění v Paříži, případně je možné je nalézt v Oportu, kdy pitná voda je umístěna v kanalizaci (obr. 1-3 a obr. 1-13). [33]

V České republice lze za začátek systematické „kolektorizace“ považovat rok 1968, kdy v Praze, u rozpočtové organizace Technická správa komunikací (odd. Mostů) byl zřízen referát pro výstavbu a provoz kolektorů. [33]



Obr. 1-2 Kolektor v Curychu (Švýcarsko) [14]



Obr. 1-3 Typy kolektorů ve světě [28]

1.2.1. Historie kolektorů v Praze

První kolektorovou stavbou na území hlavního města Prahy byl v roce 1969 do provozu uvedený kolektorový podchod v délce 128 m. Vybudovaný byl jako součást rekonstrukce Chotkovy silnice. První lokalitou s komplexní kolektORIZací bylo sídliště Dáblice, kde byl roku 1971 uveden do provozu dnes vůbec nejstarší kolektor v ČR.

V průběhu sedmdesátých a osmdesátých let pokračovala výstavba kolektorů na sídlištích Jižní Město, Modřany - Komořany, Horní Měcholupy - Petrovice, Černý most, Barrandov, Radotín - Berounka, Řepy a dalších. Na všech sídlištích byla kolektorová síť budována hloubením. Výstavba kolektorů na satelitních sídlištích, až na malé výjimky, v současné době prakticky nepokračuje. [33]

Z průzkumů v roce 1981, provedených mezi jednotlivými správci technického vybavení, vyplynulo, že sítě na území hlavního města Prahy stagnovaly ve svém rozvoji i obnově, že mají nevyhovující kapacitní parametry a současně je vysoký podíl sítí s překročenou hranicí životnosti.

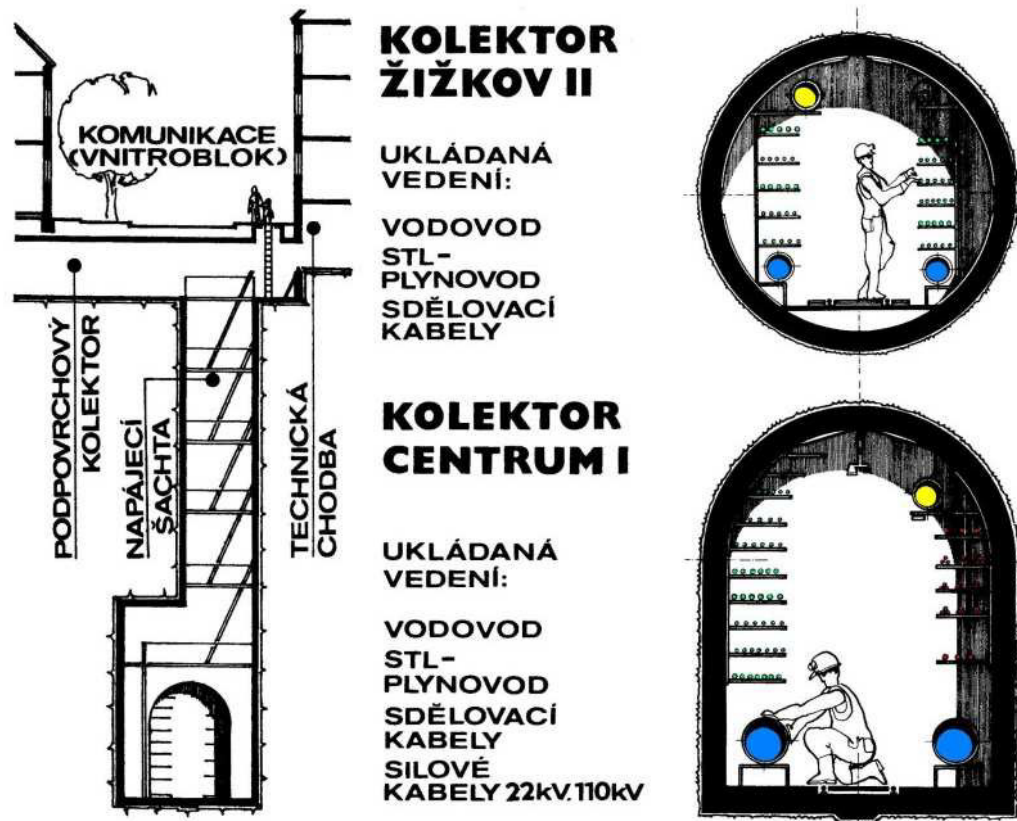
Obnova jednotlivých vedení při ukládání do výkopu se periodicky opakuje se vzrůstající cenou za obnovu. Jako odpověď na výsledky výše zmíněného průzkumu, vzrůstající nákladovou stránku obnovy vedení a problémy s místem umístění sítí v pražských chodnících a komunikacích, byl dále proveden rozbor řešení současného stavu inženýrských sítí. Tyto argumenty byly hlavními důvody pro rozhodnutí o kolektORIZaci v husté zástavbě hlavního města. Celý systém byl navržen a posléze zvolen tak, aby v co největší možné míře šetřil životní prostředí již při výstavbě. [16]

Pražský kolektorový systém je členěn do tří kategorií:

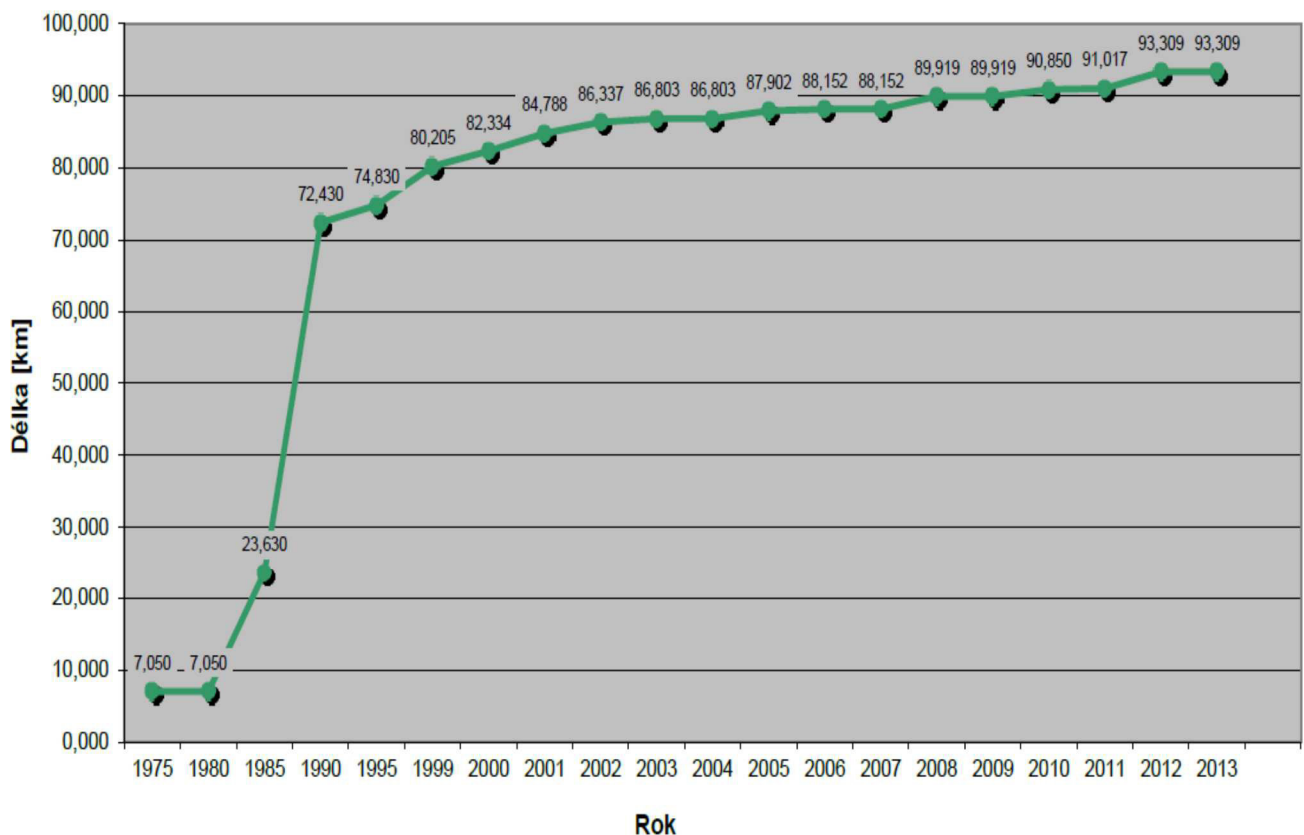
- 1. kategorie – sítě celoměstského významu (vedení dálková).
- 2. kategorie – s oblastním významem (hlavní místní vedení viz obrázek 1-4).
- 3. kategorie – sdružená vedení uliční (spotřební vedení).

Kolektory 1. a 2. kategorie jsou vedeny v hloubce cca 22 m pod povrchem. Spojují napájecí body s oblastí spotřeby. Napájecími body jsou vodojemy, telefonní ústředny, transformátorovny apod. Plocha průřezů těchto kolektorů se pohybuje od 4,5 m² do 10,4 m². Délka hloubkových kolektorů činila v r. 1990 cca 73 km. Aktuální údaj o celkové délce kolektorů v Praze je zřejmý z obrázku 1-5.

Kolektory 3. kategorie mají vazbu na spotřební objekty přímo prostřednictvím domovních přípojek. Jsou ukládány podle místních možností co nejblíže povrchu nebo jsou vedeny přímo v objektech. [16]



Obr. 1-4 Charakteristické řezy kolektoru 2. kategorie [28]



Obr. 1-5 Nárůst celkových délek kolektorové sítě hlavního města Prahy [33]

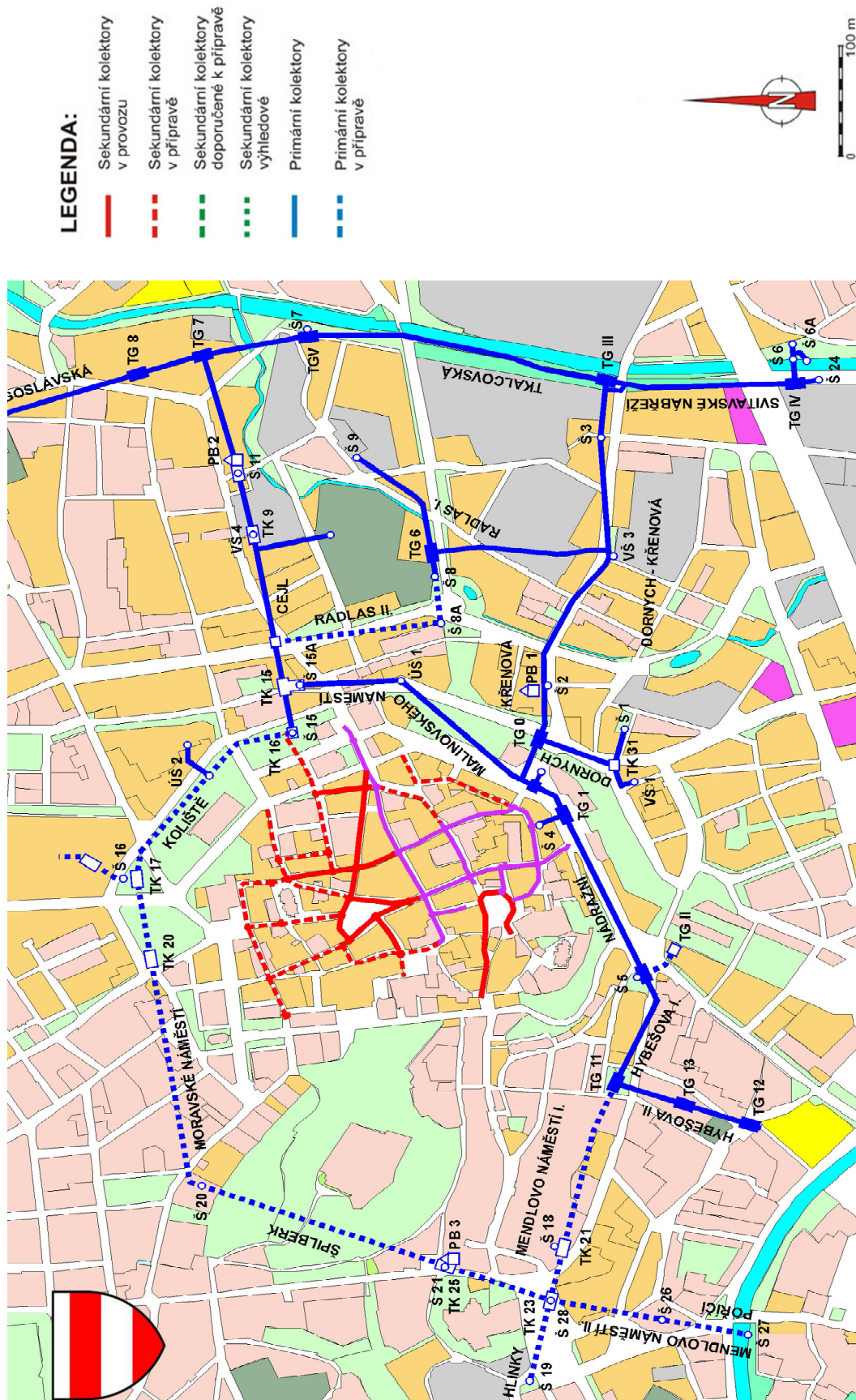
1.2.2. Historie kolektorů v Brně

Výstavba kolektorů a budování kolektorové sítě v Brně (obr. 1-6) má své počátky v roce 1973, kdy byla ze strany města Brna připravována možná koncepce řešení problémů rekonstrukcí komunikací a navazujících obtíží s obnovou inženýrských sítí.

Při zahájení stavby kolektoru v úseku ulic Dornych – Křenová byl současně zpracován první generel kolektorové sítě města Brna. Výstavba pokračovala prodlužováním prvního úseku ve směru Radlas, Svitavské nábřeží, Tkalcovská a Tatranská. V roce 1978 byl generel kolektorové sítě revidován s cílem vypracovat reálný rozsah zahrnující dva okruhy - jeden okruh kolem historického jádra a druhý v oblasti průmyslové zóny v sousedství centra města.

V návaznosti na provádění rekonstrukcí povrchových komunikací pokračovala také výstavba kolektorů v úsecích Jugoslávská, Cejl, Malinovského náměstí a Hybešova, které byly součástí okruhu obsluhujícího průmyslovou zónu. Tím také byla tato etapa výstavby primárních kolektorů v roce 1994 ukončena. V realizaci okruhu kolem historického jádra (úseky Mendlovo náměstí, Špilberk, Moravské náměstí a Koliště) nebylo v návaznosti na dokončení prvního okruhu pokračováno; s ohledem na vývoj již zřejmě nikdy nebude dokončen.

Současné požadavky na kolektorové stavby upřednostňují v historickém jádru města Brna realizaci sekundárních kolektorů. Výstavba sekundárních kolektorů byla na základě zpracovaného generelu zahájena v roce 1992. Trasa sekundárních kolektorů je propojena s trasou kolektorů primárních. V dlouhodobém výhledu je nyní připravována stavba kolektoru Koliště – Sukova. Další plánované úseky jsou již projekčně řešeny jako kolektory sekundární v úseku ulic Česká a Solniční. [32]



Obr. 1-6 Situace kolektorů v Brně [28]

1.2.2.1. **Primární brněnské kolektory**

Ražené primární kolektory byly prováděny klasickou ražbou ve větších hloubkách (20 až 40 m) pod povrchem. Nebývají přímo propojeny s uliční sítí. Nadzemní objekty primárního kolektoru jsou umístěny nad vstupními šachtami a slouží jak ke vstupu, tak i k přivádění či výstupu sítí a technologií, jako únikové či větrací šachty ap. V primárním kolektoru (obr. 1-7 a obr. 2-1) jsou umístěny liniové stavby tranzitních rozvodů a sítí technického vybavení na větší vzdálenosti (tj. vyšší úrovni).

Pro hlavní trasy se v Brně rozměr ustálil na kruhovém profilu o průměru cca 5 m a světlé výšce cca 4.0 m. [32]



Obr. 1-7 Primární kolektor v Brně [44]

1.2.2.2. **Sekundární brněnské kolektory**

Ražené sekundární kolektory v Brně (obr. 1-8, a obr. 2-1) jsou oproti primárním kolektorům považovány za distribuční, spotřebitelskou soustavu, která slouží k rozvodu sítí do jednotlivých objektů na povrchu. Jsou raženy v hloubkách do cca 5 m pod povrchem a opatřeny nadzemními vstupními a ventilačními objekty.

Jejich příčný profil závisí na obsazení inženýrskými sítěmi. V hlavních trasách je velikost vnitřního $\varnothing$ cca 10 m² (cca 3,0 m x 3,3 m) (obr. 1-8 a 1-9).

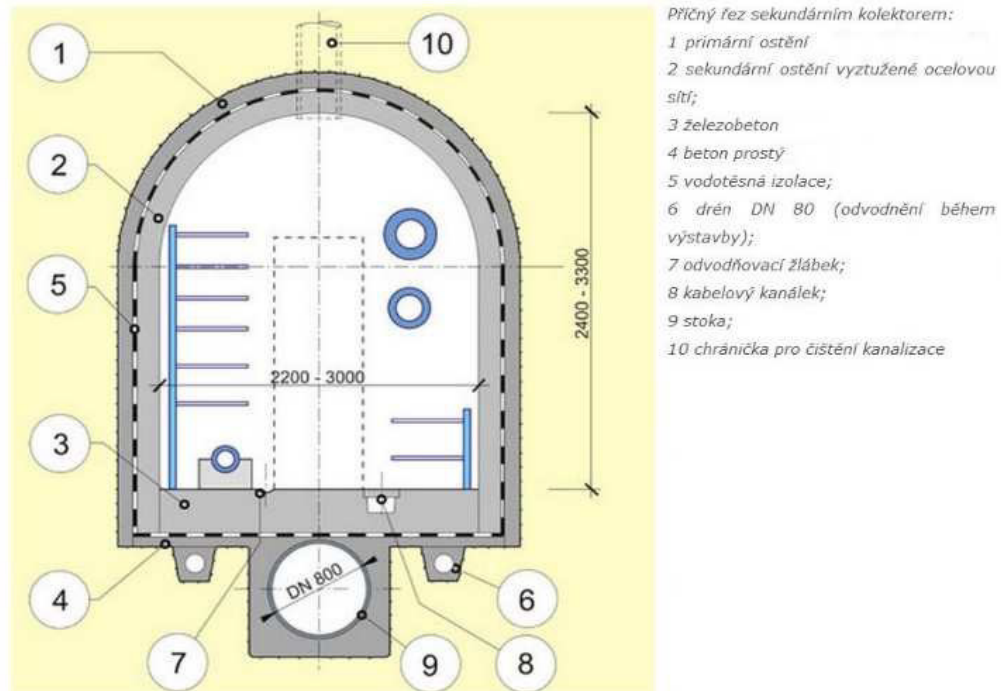
Hloubené sekundární kolektory v Brně mají přibližně shodnou hloubku uložení jako sekundární kolektory ražené. Vlastní těleso kolektoru je provedeno z litého betonu částečně doplněné o prefabrikované prvky. Výstavba těchto kolektorů vyžaduje oproti raženým stavbám rozsáhlé narušení pozemních komunikací či povrchu území. Z těchto důvodů byly realizovány pouze při výstavbě sídlišť Kamenný vrch a Vinohrady. [32]
Do sekundárních kolektorů v Brně jsou ukládány následující sítě (obr. 1-8, obr. 1-9 a obr. 1-10) :

- parovod (výhledově horkovod),
- vodovod,
- kanalizace,
- kabely silové,
- kabely sdělovací,
- kabelová televize,
- kabely vlastního vybavení (napájení, ovládání, signalizace).

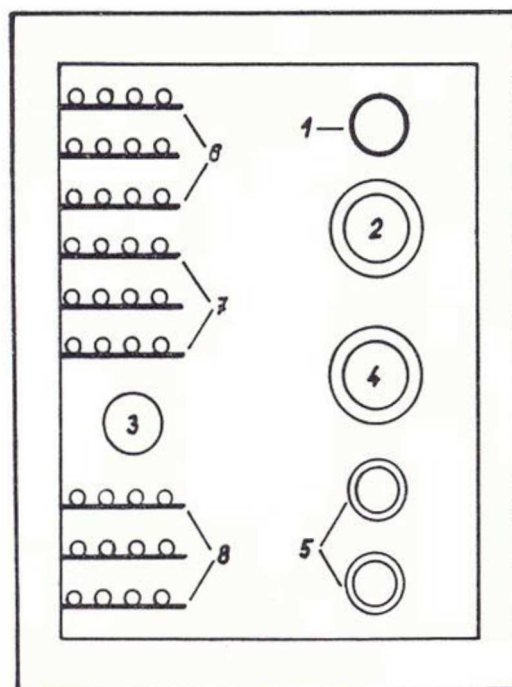
Do kolektorů není, z řady důvodů, ukládán plynovod, se kterým není počítáno ani do budoucna.



Obr. 1-8 Sekundární kolektor v Brně [14]



Obr. 1-9 Schématický řez sekundárním kolektorem v Brně [47]



Obr. 1-10 Vybavení sekundárního kolektoru v Brně.

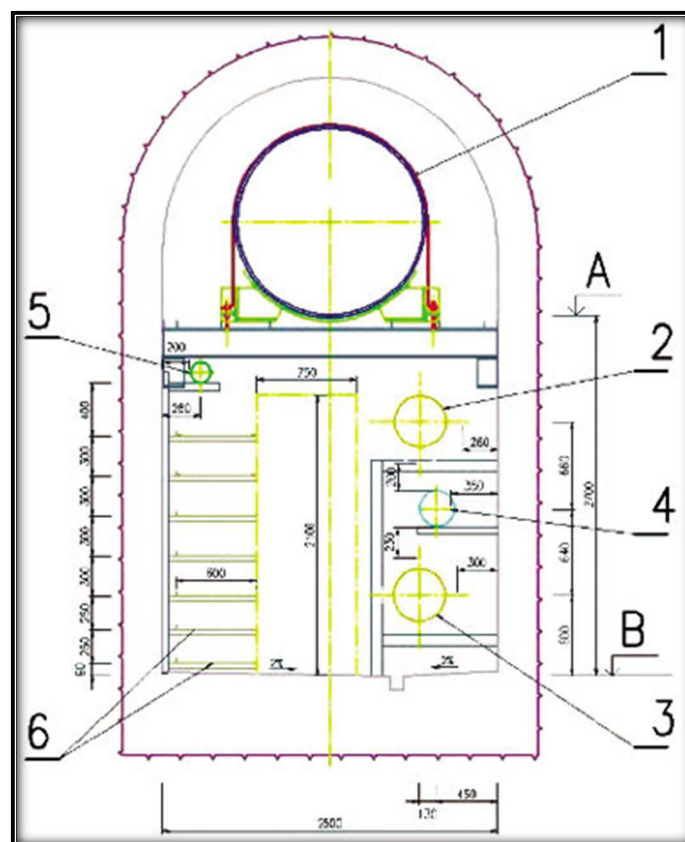
1. plynovod, 2. horkovod – přívod, 3. vodovod, 4. horkovod, 5. vratné potrubí, 6. rozvod a cirkulace TUV, 7. kabely vysokého napětí, 8. kabely nízkého napětí, 9. sdělovací kabely [14]

1.2.3. Městské kolektory v dalších městech ČR

Mezi další města v České republice, ve kterých byly inženýrské sítě umístěny v kolektorech, patří:

- Ostrava
- Jihlava
- Plzeň
- Most
- Karlovy Vary
- Český Krumlov
- Nové Město nad Metují

V Ostravě je možné nalézt kolektor s nezvyklým řešením kanalizace (obr. 1-11). Samotná kanalizační stoka o $\varnothing$ až 1400 mm je vedena v přístropí. Toto řešení má výhodu v jednodušší kontrole, snadnější opravě a její spád navazuje gravitačně na centrální stokový systém.



Obr. 1-11 Řez ostravským kolektorem [15]

1. jednotná kanalizace, 2. horkovodní potrubí – horká větev, 3. horkovodní potrubí – zpátečka, 4. potrubí pitné vody, 5. prostorová rezerva pro plynové potrubí, 6. kabelové rošty.

Kolektor v Českém Krumlově byl vybudován městem v 90. letech 20. století pod částí historického města od Budějovické brány po Lazebnický most, tak, aby umožnil jednotné napojení na infrastrukturu majitelům nemovitostí v této lokalitě bez nutnosti narušení uličních sítí. Kolektor je důmyslně složen z několika propojených šachet. [30]

Jihlavské kolektory (obr. 1-12) se nacházejí v historické části města v hloubkách od 8 do 25m pod povrchem, s celkovou délkou 1,7 km (původně bylo naprojektováno 14 km kolektorových tras) v několika patrech nad sebou (až 3 patra). Počátek plánování a samotné realizace těchto podzemních děl byl mezi lety 1970 až 1989. Jihlavské kolektory měly mít jednu zvláštnost. Měly být využity i jako sběrna domovního komunálního odpadu fungující na principu potrubní pošty a následné třídírny. [31, 36]



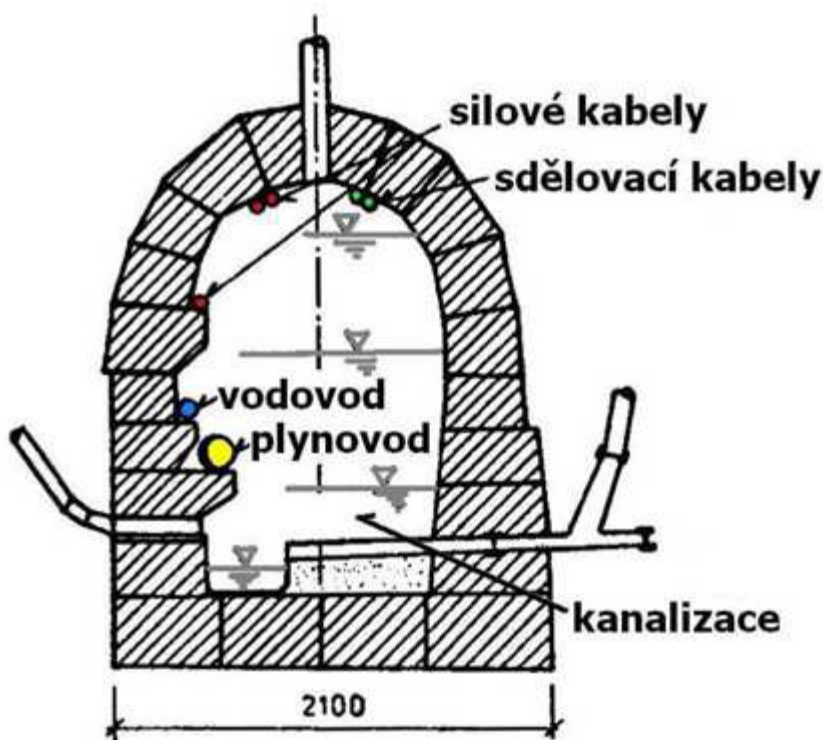
Obr. 1-12 Jihlavský kolektor [31]

1.2.4. Nejčastěji používané konstrukční materiály k výstavbě kolektorů

1.2.4.1. *Kolektory kamenné*

Kolektory vyzdívané z kamene jsou nejstarší konstrukcí uplatněnou u tohoto typu staveb. Jsou víceméně historickou záležitostí, především pro svou velkou pracnost. Na obrázku 1-13 je jedna z nejstarších kamenných sběrných štol v Oportu. Jedná se v podstatě o kanalizační štolu pro dešťovou vodu s volnou hladinou. Ve štolu je umístěn vodovod, plynovod a spojovací a silové kabely. Klenutý kanál je vyzděn z lomového kamene s minimálními spárami, bez vnitřní omítky. Na dně je uložen žlab pro odvod dešťové vody, která je svedena přípojkami z uličních vpustí. K odvětrání slouží větrací trubky, které jsou osazeny v klenbě a ústí nad povrch terénu. Zároveň se zděním byly provedeny kamenné lávky, na nichž byla uložena potrubí a kabely.

Podobné štolky jsou provozovány i v Římě. Jedná se asi o 190 km průchozích chodeb. Jejich rozměry jsou zpravidla 180 až 200 cm na výšku a 150 až 250 cm na šířku. [1]



Obr. 1-13 Kamenný kolektor Oporto (Portugalsko) [28]

1.2.4.2. ***Kolektory cihelné***

Cihelné kolektory jsou vyžděny z kvalitních cihel, některé jsou z cihel ostře pálených. Jsou buď celé zděné a strop je klenutý, nebo jsou stěny cihelné a strop tvoří železobetonové prefabrikáty, popřípadě monolitický deskový, trámový či zaklenutý strop.

Nejstarší londýnské zděné štolky pocházejí z let 1861 až 1904 a byly budovány při přestavbě komunikační sítě. Tyto chodby nejsou uloženy příliš hluboko. Jejich krytí nadloží nad vrchlíkem je asi 1 m a obsahují potrubí pro pitnou a užitkovou vodu, pro plyn, ale i elektrické kabely. [1]

Další možnost provedení takového kolektoru je nosná konstrukce z cihelného zdiva o mocnosti cca 60 cm, zakotveného výztuží do základů z prostého betonu. Stropní konstrukce je ze železobetonových prefabrikátů (desky s rozpětím cca 2,4 m). Stěny jsou podélně ztužené železobetonovým věncem a oboustranně omítnuty. Ve stěnách jsou zabetonovány šrouby, na nichž jsou přišroubovány konzoly pro kabely.

Z uvedených příkladů provedení vyplývá velká hmotnost zděných konstrukcí; ty musí být vzhledem k nepříznivým statickým vlastnostem cihelného zdiva masivní. K tomu dále přistupuje i mimořádně velká pracnost při provádění a velké nároky na dopravu materiálu. Pro tyto důvody je obor použitelnosti cihelného zdiva omezen zejména na podmínky, při nichž lze předpokládat malé boční síly a menší výšky kolektoru.[1]

1.2.4.3. ***Kolektory betonové monolitické***

Kolektory z monolitického železobetonu se používají například při hlubším uložení nebo v suchých soudržných zeminách, kde je možno bednit pouze vnitřní stěny kolektoru. Dno bývá rovněž z betonu. Vznikne-li z jakýchkoli důvodů spára mezi stěnou a dnem, je nutno zajistit v této spáře pevnost ve smyku a proti zemní vlhkosti se dno izoluje, např. vodotěsnicí přísadou do spodní vrstvy betonu.[1]

1.2.4.4. ***Kolektory betonové prefabrikované***

Způsob prefabrikace konstrukcí kolektorů bývá různý. V podstatě lze však rozdělit kolektory podle stupně prefabrikace do dvou skupin:

- Do první skupiny náleží kolektory, jejichž konstrukce se skládá z prefabrikovaných dílců stropních, stěnových a podlahových.
- Druhou skupinou, progresivnější, jsou kolektory, které se skládají z prostorových dílců vyráběných továrně, takže na staveništi stačí tyto objemové prvky jen spojovat.

Druhý způsob, třebaže je více náročný na manipulaci (prvek má zpravidla hmotnost 6 až 9 t), má mnoho výhod. Práce lze provádět v zimních měsících, kdy odpadají mokré procesy. Dílce mají zaručenou kvalitu betonu, lze zmenšit šířku rýhy a tím zmenšit objem zemních prací, nastává úspora řeziva na bednění a zkrácení stavebních prací.

Nevýhodou tohoto způsobu je obvykle o něco vyšší cena proti monolitickým konstrukcím. Problémem dále zůstávají vyšší nároky na spolehlivější těsnění spár mezi prefabrikáty tak, aby jimi do vnitřního prostoru kolektoru nepronikala voda. [1]

2. ZÁSADY ŘEŠENÍ KOLEKTOROVÝCH TRAS

Základním problémem při návrhu kolektoru je po vyřešení konstrukčního profilu kolektoru kvalitní řešení technologického profilu kolektoru.

2.1. TECHNOLOGICKÝ PROFIL

Technologický profil se řeší z prostorových nároků jednotlivých ukládaných vedení, jejich ochranných vzdáleností, statických podmínek jejich uložení, možností montáže, demontáže a vzájemného negativního působení apod.

Při srovnání dvou základních tvarů příčného profilu kolektoru (pravoúhlého a kruhového) se z hlediska uspořádání vedení v technologickém profilu jeví jednoznačně výhodnější pravoúhlý tvar. Naopak z pohledu statiky konstrukce kolektoru je jednoznačně výhodnější profil zaklenutý. Minimální průchozí prostor (světlá výška kolektoru, technické chodby a technické galerie) musí být 210 cm, svítidlem snížená světlá výška nesmí být nižší než 190 cm. Světlá šířka průchodu, tj. vzdálenost mezi vystupujícími díly konzol, potrubí a kabelů, musí být nejméně 75 cm.

Podpěrnými konstrukcemi pro uložení potrubí jsou zpravidla ocelové výložníky zakotvené do podlahy, stěn nebo stropu. Výložníky pro uložení potrubí se dimenzují na 1,5 násobek skutečného zatížení, přičemž s ohledem na účinek koroze se volí válcované profily s větší tloušťkou stěny a s menším povrchem. Výložníky se obvykle přivařují na ocelové pásnice zabetonované do stěn kolektoru. Rozteče výložníků se řídí roztečemi zabetonovaných pásnic. Pásnice pro pevné body jsou zdvojené. Povrchy pásnic a výložníků je nezbytné chránit proti korozi. [3]

2.2. TRASOVÁNÍ

Základním problémem kolektoru a ostatních sdružených tras je jejich trasování. Podrobnější popis trasování kolektorů není v této práci uveden. Jde o velmi specifickou činnost, kterou se zabývají specialisté – sítáři. Více informací k této problematice lze nalézt v literatuře, např. v ČSN 73 6005 a [3].

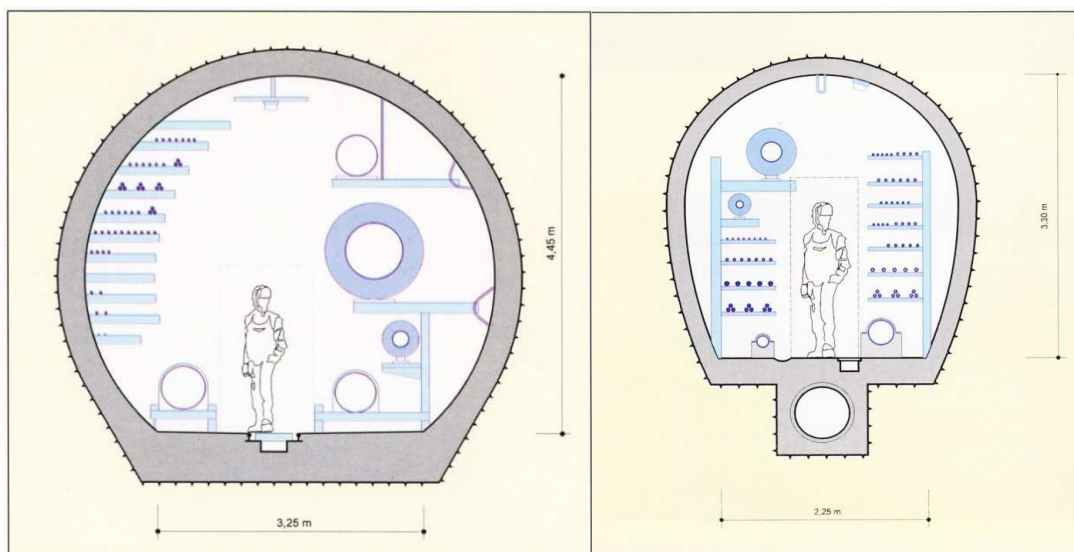
2.3. KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ STAVEBNÍ ČÁSTI

Co do významu je základním problémem kolektoru a dalších sdružených tras IS jejich vlastní technické konstrukční řešení.

Protože klasickými způsoby ukládání IS nelze zajistit dostatečně rychlou výstavbu a odpovídající produktivitu a kvalitu práce, směřoval vývoj, při respektování zmíněných hledisek ke kolektorům s maximálním využitím prefabrikátů. Při hodnocení prefabrikovaných kolektorů je možno uplatnit řadu kritérií, např. jak vyhovují ze statického hlediska, z hlediska zajištění vodotěsnosti, realizace úložného zařízení atd.

Při srovnání kruhových/zaklenutých a pravoúhlých tvarů příčného profilu kolektorů (obr.2-1) lze z konstrukčního hlediska dospět k závěru, že výhodou kruhových/zaklenutých kolektorů je zřejmá úspora betonu a armovací oceli a též jisté omezení mokrých procesů při výstavbě. Po délce je nutno konstrukci kolektoru rozdělit dilatačními/pracovními spárami. Vzdálenost dilatačních spár nemá být větší než 40 m u monolitické konstrukce a 60 m u prefabrikované.

Součástí stavební technického řešení je také provedení vodotěsných izolací (při poloze kolektoru trvale nad hladinou podzemní vody izolace pro zemní vlhkost, při výskytu hladiny podzemní vody v úrovních nebo nad úrovní kolektoru izolace tlaková).
[3]



Obr. 2-1 Tvar příčného řezu primárním kruhovým a sekundárním zaklenutým kolektorem [28]

2.3.1. Izolace proti vodě

Zajištění odolnosti proti působení podzemní vody je velmi složitá záležitost, kterou lze s úspěchem řešit pouze případ od případu. Obecně lze však říci, že ve většině případů půjde pouze o zajištění odolnosti konstrukce kolektorů proti zemní vlhkosti a u stropní konstrukce uložené v malé hloubce pod úrovní terénu o zajištění proti prosakující povrchové vodě.

Nepropustnost a odolnost stěny kolektoru proti vodě lze zajistit především vlastním betonem, zejména jeho kvalitním zpracováním, použitím přísad a příměsí zvyšující jeho odolnost. Dále pak použitím dodatečných izolací či následných nátěrů. Vodotěsnost spár mezi prvky je pak možno zabezpečit pečlivou prací na stavbě a různých pomocných těsnících přípravků například xypex.

2.4. KOROZE VLIVEM KAPALNÉHO AGRESIVNÍHO PROSTŘEDÍ

Podzemní voda komplikuje a zhoršuje geologické podmínky výstavby a má negativní vliv na životnost konstrukce. Mezi nejdůležitější vlastnosti podzemní vody s ohledem na stavební činnost patří její agresivita. Tato agresivita (obr. 2-2 a obr. 2-3) může být:

- síranová (může být způsobena minerály obsaženými v horninách),
- uhličitá (vzniká rozkladem organogenních příměsí v aluviálních sedimentech, často se vyskytuje u pramenů minerálních vod),
- vyluhovací (tj. hladová voda, neobsahuje rozpuštěné soli, ty jsou vyluhovány z jejího blízkého okolí).

Agresivita podzemní vody se hodnotí na základě chemických rozborů a také na základě hydrogeologických poměrů v dané lokalitě stavby. [37]

Chemická charakteristika	XA1 slabě agresivní	XA2 středně agresivní	XA3 vysoce agresivní
SO ₄ ²⁻ (mg l ⁻¹)	≥ 200 a ≤ 600	> 600 a ≤ 3000	> 3000 a ≤ 6000
pH	≤ 6,5 a ≥ 5,5	< 5,5 a ≥ 4,5	< 4,5 a ≥ 4,0
CO ₂ (mg l ⁻¹) agresivní	≥ 15 a ≤ 40	> 40 a ≤ 100	> 100 až do nasycení
NH ₄ ⁺ mg/l	≥ 15 a ≤ 30	> 30 a ≤ 60	> 60 a ≤ 100
Mg ²⁺ mg/l	≥ 300 a ≤ 1000	> 1000 a ≤ 3000	> 3000 až do nasycení

Obr. 2-2 Agresivita podzemní vody podle ČSN EN 206-1 [37]

2.4.1. Koroze I. druhu

Nastává účinkem vody, či vodných roztoků. Dochází k rozpuštění složek cementového kamene vlivem např. tzv. „hladové vody“.

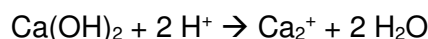
Mechanismus koroze spočívá ve vyluhování $\text{Ca(OH)}_2 + 2\text{H}^+ \rightarrow \text{Ca}^{2+} + 2\text{H}_2\text{O}$, čím je snížena hodnota pH v betonu. [15]

2.4.2. Koroze II. druhu

Je způsobena výměnnými reakcemi mezi složkami cementového tmelu, zejména Ca(OH)_2 . Vznikají produkty lehko rozpustné ve vodě nebo amorfni hmoty bez vazebných vlastností.

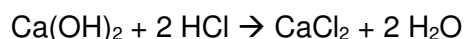
Kyseliny reagují s hydroxidem vápenatým, hydratovanými silikáty a hlinitany vápenatými z cementového tmelu za vzniku příslušných vápenatých solí.

Obecně lze reakci Ca(OH)_2 s kyselinou zapsat rovnicí:

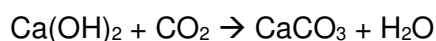


A konkrétně:

(1.1)

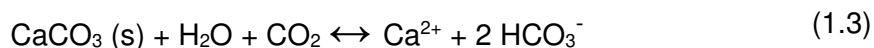


Agresivní oxid uhličitý $\text{CO}_{2\text{agr}}$ se vyskytuje v prostředí, kde je tato rovnováha porušena jeho nadbytkem. Reaguje s hydroxidem vápenatým z cementového tmelu za vzniku nejprve CaCO_3 .



(1.2)

Ten se následně rozpustí reakcí a dalšími podíly CO_2 na rozpustný hydrogenuhličitan.



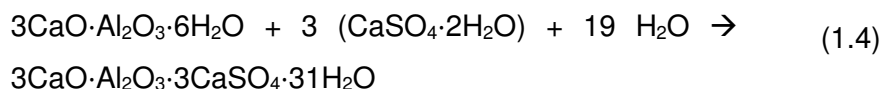
Koncentrované roztoky alkalických hydroxidů (KOH, NaOH) rozpouštějí silikátové a aluminátové složky za vzniku rozpustných křemičitanů a hlinitanů, dochází tak k úplnému rozpadu pojivové složky betonu. Hořečnaté soli ve vodném roztoku hydrolyzují.

Amonné soli ve styku s OH^- ionty uvolňují plynný amoniak NH_3 , a tím se posunuje rovnováha na stranu reakčních produktů reakce. [17]

2.4.3. Koroze III. druhu

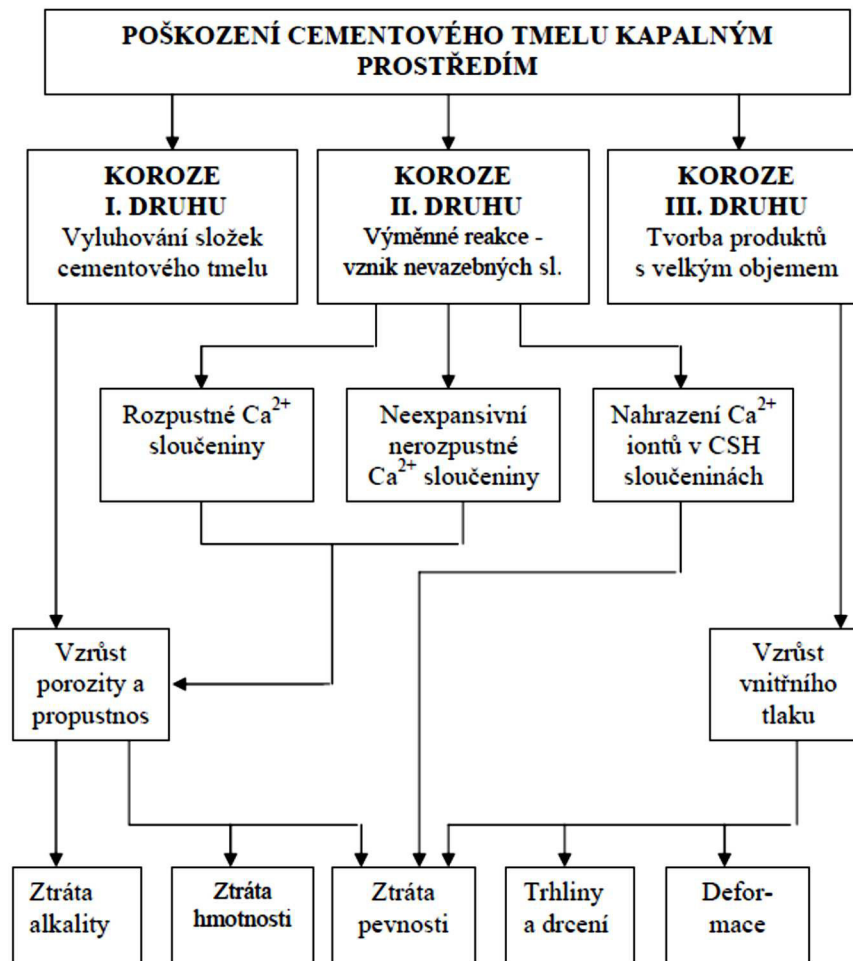
Jedná se o porušování betonu vlivem tvorby objemných sloučenin tj. procesy, při kterých se v pórech cementového kamene hromadí a krystalizují málo rozpustné hydratační produkty spojené s výrazným zvětšením objemu pevné fáze. Vyloučená pevná fáze a růst krystalů v pórech způsobují tlaky na stěny pórů, to má za následek rozrušení betonové hmoty.

Sulfoaluminátová koroze:

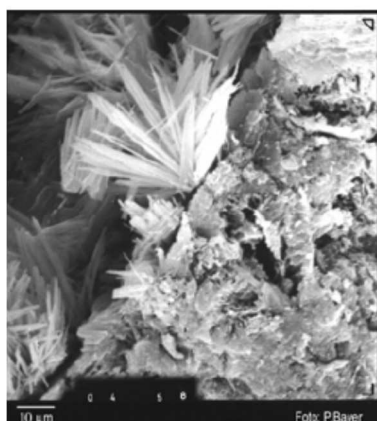


Vzniká málo rozpustný *ettringit* (obr. 2-4), který tvoří jehlicovité krystaly, nazývaný Candlotova sůl nebo „cementový bacil“. Molární objem je 2,65 krát větší než molární objem původních látek, ze kterých vznikl, tím vyvozuje extrémní tlak na stěny pórů, tímto způsobem ettringit znehodnocuje beton [17]

Koroze kapalným agresivním prostředím



Obr. 2-3 Grafické znázornění druhů koroze [15]



Obr. 2-4 Ettringit [17]

2.5. VODOTĚSNOST BETONU

Vodotěsnost betonu je definována hloubkou průsaku podle zkoušky podléhající normě ISO 7031 (ekvivalentně ČSN EN 12390-8) a ČSN-EN 206-1/Z4. Beton je vodotěsný tehdy, pokud splní podmínku zkoušky (beton je považován za vodotěsný, jestliže průměrná hloubka průsaku je menší než 20 mm).

Samotná zkouška se provádí na krychlích, kvádrech nebo válcích o hraně či průměru min. 150 mm a žádný rozměr nesmí být menší než 100 mm. Na plochu betonu působí voda pod tlakem 500 ± 50 kPa v ploše o průměru 75 mm po dobu 72 ± 2 hodiny.

Po ukončení zkoušky se těleso rozlomí a je zjištěn maximální průsak vody do betonu. Tento průsak je porovnán s požadavky normy ČSN EN 206-1/Z4, kde je ale maximální průsak brán jako parametr odolnosti. Dle požadavků TP ČBS 02 (Technická pravidla České betonářské společnosti) je maximální průsak 50 mm, což je hodnota bez problémů splnitelná pro většinu konstrukčních betonů. [18]

Existuje mnoho opatření a zásad, které je nutno splnit, aby byl připraven vodotěsný beton. Celková vodotěsnost je závislá na dílčích faktorech, mezi které například patří:

- složení betonu,
- množství a kvalita cementu,
- použití příměsí a přísad,
- podíl jednotlivých frakcí kameniva, velikost zrna,
- porozita kameniva
- soudržnost mezi cementovým tmelem a kamenivem,
- porozita cementového tmele,
- optimální zhutnění,
- smršťování betonu,
- výskyt trhlin,
- stáří betonu.

2.5.1. Složení betonu a vliv pórovitosti

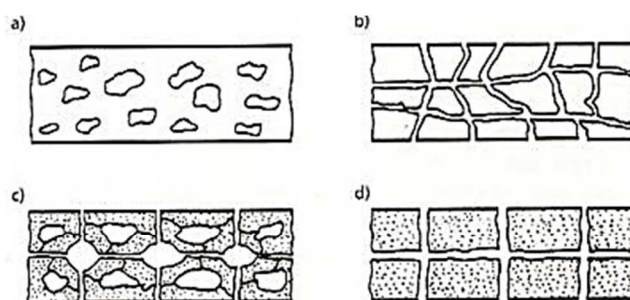
Složení betonu ovlivňuje celkovou vodotěsnost betonu. Mezi dílčí faktory patří jemnost cementu, který má vliv na soudržnost mezi tmelem a kamenivem. Jemněji mleté cementy dávají vodotěsnější cementy než hrubě mleté.

Podstatný je vliv zhutnění betonové směsi. Čím více je betonová směs zhutněna, tím je vyrobený beton vodotěsnější. Hutnost betonu je přímo vázána na jeho pórovitost.

Pórová struktura cementového kamene totiž umožňuje pronikání plyných a kapalných látek a současně umožňuje průchod tepla.

Póry lze rozdělit podle jejich velikosti, vzniku, rozložení, spojitosti atd. Pro odolnost betonu proti působení vody jsou rozhodující otevřené, částečně spojitě kapiláry větší než 10^{-7} m, kterými prochází voda působením tlakového gradientu. Velikost těchto kapilárních pórů závisí především na množství přebytečné vody. Mikropóry průchod vody strukturou betonu neumožňují. Propustnost tedy není jen jednoduchou funkcí pórovitosti, ale závisí současně na velikosti, tvaru, rozmístění a spojitosti pórů. Vztah propustnosti a pórovitosti je znázorněn na obrázku 2-5. Beton je považován za nepropustný, jestliže součinitel působení vody je menší než 10^{-12} ms^{-1} . Takový beton je nejen vodonepropustný, ale také trvanlivý, dobře odolává slabě a středně agresivnímu prostředí

Stejně jako velikost a tvar pórů má vliv na propustnost vody také velikost a tvar trhlin. To je ovlivňováno především stupněm vyztužení, způsobem provádění a ošetřováním betonu při jeho zrání. [4, 19]



a) pórovitý nepropustný materiál, b) pórovitý, propustný materiál
c) vysoká pórovitost, nízká propustnost materiálu, d) nízká pórovitost, vysoká propustnost materiálu

Obr. 2-5 Závislost propustností na tvarech pórů [4]

2.5.2. Přísady a příměsi do betonu

Pozornost si zaslouží především vodní součinitel, který má na propustnost betonu zásadní vliv. Z publikovaných informací vyplývá, že objem kapilárních pórů výrazně narůstá při vodním součiniteli větším než 0,42. Důležitější než póry jsou výše zmíněné trhliny způsobené smršťováním tmele mezi zrna kameniva.

Použití příměsí a přísad není pro zajištění vodotěsnosti nezbytně nutné. Ale použitím plastifikátorů a superplastifikátorů je výrazně snížen právě vodní součinitel a objem pórů. [4]

Mezi významné hydrofobizační přísady patří:

- sloučeniny, které buď na povrchu betonu, nebo na povrchu pórů v betonu vytvářejí povrch s úhlem smáčení $\Theta > 90^\circ$,
- mýdla – stearany, oleany, palmitany,
- soli vyšších mastných kyselin
(stearová – $C_{17}H_{35}COOH$, palmitová – $C_{15}H_{31}COOH$, olejová – $C_{17}H_{33}COOH$),
- rozpustné soli, které vytvoří s vápníkem nerozpustné vápenaté soli nebo se přidávají do směsi ve formě vápenatých solí,
- butylstearany v zásaditém prostředí pomalu hydrolyzují a vytvářejí nerozpustný stearan vápenatý, vnášejí do směsi mnohem méně vzduchu,
- vybrané ropné produkty,
- minerální oleje a dispergované vosky – inertní hydrofobizátory – působí pouze fyzikálně bez reakce s cementem,
- xypex,
- asfaltové emulze. [17]

2.5.2.1. **Xypex**

Jedná se o přísadu založenou na kombinaci aktivních netoxických chemických látek, které spolu s vedlejšími produkty hydratace v betonu vytvářejí typický druh krystalu. Tyto nerozpustné krystaly utěsní póry a kapiláry betonu proti vodě a mnoha chemickým roztokům.

Za využití katalytické reakce dochází ke vzniku krystalické formace xypex vyrůstající z oblastí částic $\text{Ca}(\text{OH})_2$ a prorůstající C-S-H gelem. Výsledek působení přísady je vytvoření bohatých krystalických formací je patrný z obrázku 2-6. [5]



Obr. 2-6 Krystalizace přípravku xypex [5]

2.6. HYDROIZOLAČNÍ METODY A MATERIÁLY

U většiny podzemních staveb je předpokládána dlouhá životnost (100 až 120 let). Proto je nutné v počátku plánování, pokud je výskyt podzemní vody znám, důkladně promyslet, jestli se vyplatí investovat finanční prostředky do ochrany proti podzemní vodě při výstavbě podzemní stavby anebo až do nákladů spojených s možnou sanací problémů. V této kapitole se diplomová práce věnuje metodám a materiálům chránícím podzemní stavbu proti podzemní vodě a to jak metodám, které je možno použít již při výstavbě tak i aplikovatelným v případě sanací.

2.6.1. Vnější izolace

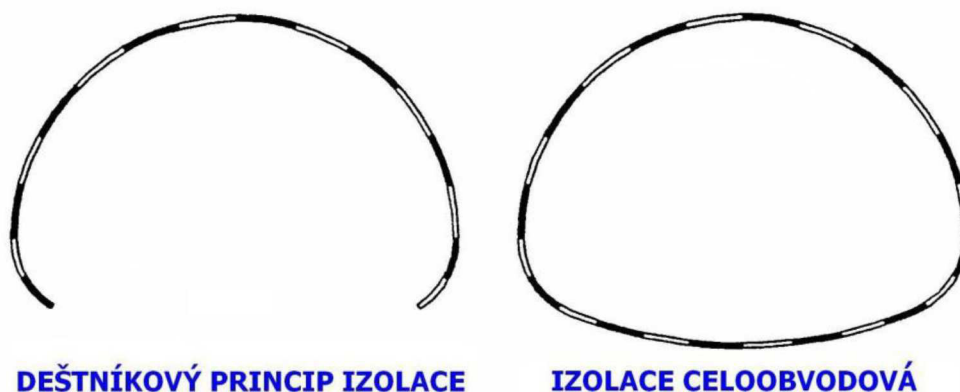
Vnější izolaci je možné provádět jak u prefabrikovaných, tak i monolitických hloubených kolektorů. U monolitické varianty je však nutné uvažovat s rozšířením prostoru výkopu k dokonalému přístupu a provedení vnější izolace. Mezi nejpoužívanější postupy patří použití svařované fólie a použití bentonitových rohoží (tato metoda byla použita při výstavbě pražského metra). [6]

Ke zvýšení vodotěsnosti prefabrikátů se používají latexocementové malty. Tyto malty se nanášejí na vnější stěny prefabrikátů ještě ve výrobě v tloušťce 0,5 až 1 cm.

Při přípravě latexocementových malt se používá vodních disperzí přírodního nebo syntetického kaučuku. Důležitou věcí je zajistit převoz a následné usazení dílce bez porušení izolace. [7]

2.6.2. Mezilehlá izolace

Důkladným opatřením proti vnikání podzemní vody je plášťová izolace, o které je v souvislosti s použitím primárního a sekundárního ostění možné mluvit jako o mezilehlé izolaci. Mezilehlou izolaci se aplikuje buď částečně anebo po celém obvodu výrubu jak je vidět z obrázku 2-7. V takovém případě se jedná o souvislý izolační kryt po celé délce konstrukce. Plášťová izolace může být na jejím „lící“ (z pohledu primárního ostění), kde musí být ve skutečnosti podepřena další vrstvou. Z pohledu sekundárního ostění je umístěná na jeho „rubu“. [8]



Obr. 2-7 Možnosti aplikování izolací [28]

Mezilehlá izolace omezuje pronikání podzemní vody do betonu sekundárního ostění a zatékání do prostoru kolektoru. Pokud není izolace poškozena, brání pronikání vody ve velké míře. [7]

K vlastnímu poškození izolace může dojít v zásadě ve dvou případech. První případ nastává tehdy, když se mezilehlá izolace na ostění osazuje, spojuje, provádí se montáž výztuže a betonuje sekundární ostění. Druhým případem je vlastní využívání tunelu, kdy může dojít k poškození izolace jak při statickém přitlaku izolace mezi oběma ostěními, tak při vzájemném posunu obou ostění způsobeném nerovnoměrnými deformacemi horniny. V těchto případech dochází k poškození mezilehlé izolace v místech, kde povrch primárního ostění není rovný, spojitý a hladký, případně má výčnělky.

Aby k takovým případům nedocházelo, provádí se běžně v zemích, které mají bohaté zkušenosti s prováděním podzemních staveb úprava povrchu stříkaného betonu do stavu přijatelného pro položení mezilehlé izolace. Při této úpravě jde v zásadě o dosažení určité hladkosti a povrchové rovnosti. Tato úprava povrchu se projeví ve skladbě ostění a vyjádří v samostatné cenové položce.

Komplexní úpravy povrchu stříkaného betonu po proběhlých deformacích horniny a před pokládkou izolace, spočívají v následujících činnostech:

- ověření skutečné polohy líce stříkaného betonu vůči teoretické poloze a přípustné mezní odchylce po celém tunelu,
- v místech, kde skutečná poloha líce stříkaného betonu přesahuje přípustnou polohu, se provede odstranění této části a povrch se upraví tak, aby splňoval předepsané parametry povrchu,
- odstranění všech vyčnívajících kovových konstrukcí mimo hlavy kotev,
- zkrácení vyčnívajících kotev,
- provedení podkladní vrstvy o tloušťce cca 25 mm s úpravou hlavy kotvy. [20]

Zatímco první činnosti se v zásadě provádějí i u nás, provedení podkladní vrstvy na celé ploše pod mezilehlou izolaci se v ČR neprovádí. Provedení podkladní vrstvy ovšem neřeší další možnosti poškození izolace. [20]

Mezilehlé izolace jsou prováděny jako svařované plošné nebo jako stříkané. Pro svařovanou plošnou pláštovou izolaci je využito materiálů z technických umělých hmot, jako jsou PE, TPO nebo PVC – P. [7]

2.6.3. Svařované izolace

Jedná se o jednovrstvý hydroizolační materiál s kontrolním a injektážním systémem, který je chráněn geotextiliemi. Svary se provádějí téměř vždy jako dvoustopé pro přetlakovou kontrolu. Alternativou jsou jen jednostopé ruční, které se kontrolují póroskopem. Ve spodní části klenby (je-li profil klenutý) je pak chráněn proti mechanickému poškození odolnou plastovou rohoží.



Obr. 2-8 Skladba obezdívky - Gotthardský bázový tunel [54]

Pro bezchybnou funkci a požadovaný tvar hydroizolace je důležité zajistit folii proti svěšování v místě, kde kolektor přechází do klenby. Proto se do vnější primární betonové vrstvy kotví terče – rondely, ke kterým se folie přivaňuje (obr. 2-8).

Tímto způsobem se tvaruje izolace do vnitřního profilu tunelu. Z hlediska poškození folie je nejrizikovější montáž armatury pro definitivní ostění. Při manipulaci a montáži dochází k mnoha kontaktům hydroizolačních folií s ostrými konci armatur. Proto bývá rub tunelových folií opatřen signální vrstvou (černá barva), která zviditelňuje poškození v líci (žlutá, případně bílá barva) a izolace se může následně opravit záplatou. [21]

2.6.4. Stříkaná hydroizolace

Nejnovější a perspektivně nejprogresivnější metodou hydroizolace podzemních staveb je technologie stříkané hydroizolační neboli polymerové membrány. Jedná se o metodu relativně novou, vzniklou na základě zkušeností s technologií stříkaného betonu a použitím nových polymerních izolačních látek. Tato metoda byla „objevena“ před cca 10 lety jako cenově výhodná alternativa k tradičním hydroizolačním metodám.

Tato membrána je konstruována většinou na bázi cementu, kopolymeru vinylacetátu nebo vinylesteru. Hlavní myšlenkou této technologie je integrování hydroizolace do trvalého ostění ze stříkaného betonu s co možná nejjednodušší technologií pokládky izolace.

Tímto způsobem se vytvoří relativně tenká, souvislá a vodotěsná vrstva, která je kompatibilní s trvalým ostěním složeným ze stříkaného betonu a horninových svorníků. V řadě situací, kdy tradiční systémy hydroizolací čelí specifickým problémům nebo omezením, může být tato metoda cenově výhodnou alternativou k tradičním metodám izolování staveb proti vodě.

Stříkané hydroizolace se zpravidla nanášejí na vnitřní líc primárního ostění ze stříkaného betonu. Podstatou je vytvoření hydroizolační membrány nástřikem izolační směsi a vody pod tlakem na podklad tak, aby se vytvořila celistvá vrstva.

Technologie stříkání „suchou cestou“ spočívá v pneumatické dopravě suché směsi od stroje na stříkání ke konci dopravní hadice zakončené stříkací tryskou. Přidáním záměsové vody dojde ke zvlhčení izolační směsi a spuštění chemické reakce. Vlivem vysoké rychlosti při dopadu se nastříkaná vrstva dokonale zhutní a spojí s ostěním. Dokončenou hydroizolační membránu je nutné chránit vrstvou betonu.

Tato metoda nachází největší uplatnění u podzemních staveb se složitou geometrií. Během uplynulých let se tímto systémem již dokončila řada úspěšných projektů (např. tunelový komplex Blanka v Praze) ve velmi odlišných podmínkách a za různých návrhových požadavků, čímž se demonstrovala cenová výhodnost a technická mnohostrannost tohoto systému. [19, 40]

2.6.5. Technické detaily stříkaných hydroizolací

Technické detaily, o kterých se zmiňuje diplomová práce, se týkají hydroizolační stříkané membrány Masterseal® 345, která byla vyvinuta německou firmou BASF.

2.6.5.1. **Masterseal® 345**

Technické řešení stříkané hydroizolace spočívá v nepropustné stříkané membráně (obr. 2-9), která je aplikována mezi vrstvami stříkaného betonu. Tato membrána se váže na obou svých stranách na stříkaný beton (ale případně lze použít i na monolitický beton sekundárního ostění) s velkou tahovou pevností spojení (soudržností). Je důležité, aby se toto technické řešení chápalo jako kompozitní systém, ve kterém základní funkční součásti tvoří právě stříkaný beton a membrána.

Membrána musí mít minimální tloušťku 2 mm k tomu, aby byla považována za vodotěsnou. Kromě toho je důležitá tahová pevnost spojení. Běžně se v praxi dosahuje u membrány Masterseal® 345 tahové přídržnosti spojení >1 MPa. Na hladkém povrchu monolitické betonové konstrukce se při správné aplikaci dosahuje pevnost až >2 MPa.

Zmíněná přídržnost činí stykovou plochu mezi membránou a betonem vodotěsnou. Nemůže tudíž dojít k pohybu vody po stykové ploše membrány a betonu. Toto je velmi důležité z hlediska spolehlivosti celého hydroizolačního systému.

Tato vlastnost zásadně odlišuje vázanou stříkanou membránu od jiných způsobů hydroizolací, jako jsou např. systémy fóliové izolace s drenážní geotextilií (viz výše), systémy s drenážním štítem z pásů pěnového PE nebo prefabrikované prvky z lehčeného betonu apod.

Kompozitní ostění složené ze stříkaného betonu a hydroizolační stříkané membrány má tedy následující důležité technické vlastnosti:

- případný otvor nebo vada v membráně nemusí vést nutně ke vzniku průsaku, jelikož taková vada se nemusí krýt s místem trhliny, tedy průsakem v betonu,
- případné místo průsaku membránou se dá řešit přesně v místě výskytu průsaku, jelikož tento bod odpovídá průsakovému kanálku v betonu za membránou,
- kompozitní ostění složené z membrány a betonu je mechanicky souvislá konstrukce, která se chová jako kvazimonolit, tudíž se dá celá tloušťka konstrukce považovat za část definitivního ostění.

Stříkaná hydroizolační membrána je používána již několik let úspěšně i v podzemních stavbách v České republice. Jedná se především o objekty základní přečerpávací jímky na trase pražského metra IV C 2 z Proseku do Letňan, realizované v roce 2005.

Nicméně, doposud se v tuzemsku nenašel odvážný projektant nebo investor schopný využít dalších předností oboustranně plně kontaktně spojeného systému stříkané hydroizolace k návrhu kompozitního ostění. Návrh kompozitního ostění s alespoň částečným započtením primárního ostění do statického výpočtu by přineslo navíc značné úspory finanční, ale také významný pozitivní vliv na životní prostředí. [19, 22, 40]

2.6.5.2. *Negativa a náročnost při použití stříkaných hydroizolací*



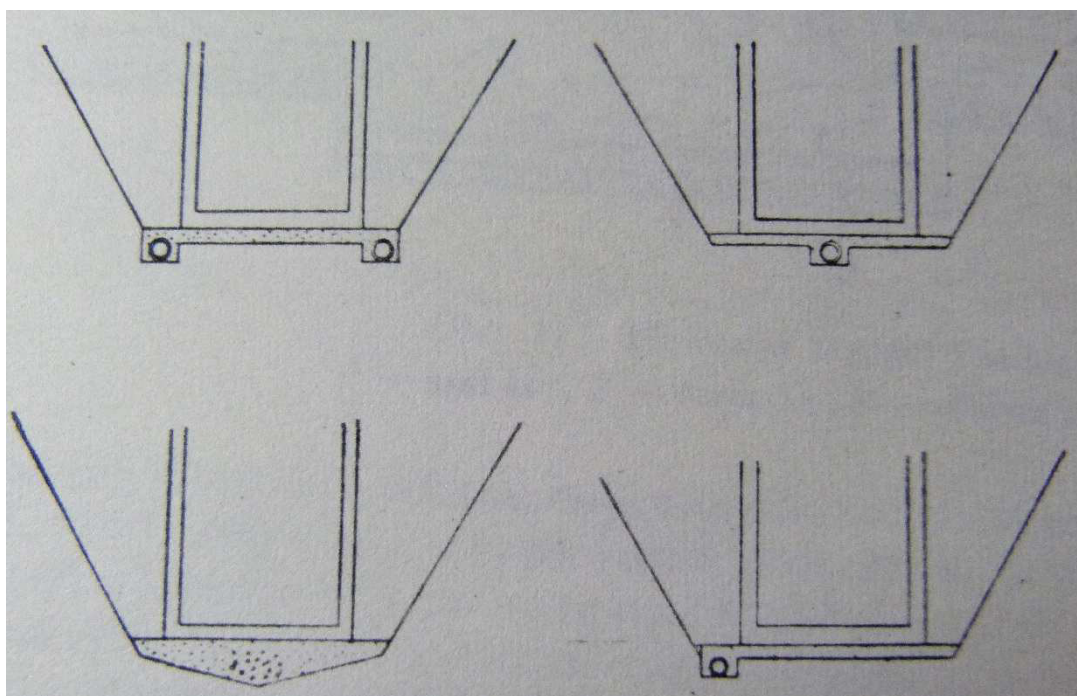
Obr. 2-9 Stříkaná izolace Masterseal 345 použita při rekonstrukci tunelu Chekka (Libanon) [45]

Nástřik stříkané hydroizolace je vždy náročný proces jak fyzicky tak časově. Je potřeba zajistit odpovídající klimatické podmínky pro samotné provádění nástřiku hydroizolace. Při použití technologie stříkané hydroizolace je také potřeba dodržovat platné postupy prací a kontrolovat důležité faktory, jak při nástřiku, tak i po něm. Mezi tyto faktory a zásady patří:

- čerstvá hydroizolační membrána nesmí být vystavena nárazům, otřesům nebo mechanickému poškození,
- je nutné zabránit jejímu předčasnému vysychání, vyplavování tekoucí vodou a vysokému vnitřnímu rozdílu teplot,
- dokončenou hydroizolační membránu je třeba chránit vrstvou betonu,
- při provádění prací je nutné sledovat teplotu, vlhkost vzduchu, vlhkost povrchu stříkané konstrukce a teplotu rosného bodu,
- je nutné kontrolovat kompletnost a celistvost, často se používá nástřik ve dvou barevně odlišných vrstvách. Dále pak tloušťku nástřiku na hranách a nárožních místech, obecně tedy na důležitých místech. [19, 21, 23]

2.6.6. Drenáže

Proti případnému stoupnutí hladiny podzemní vody je vhodné chránit těleso kolektoru vhodnou drenáží. Různá úprava dna s použitím jednostranné nebo oboustranné drenáže je zřejmá z obrázku 2-10. Rýhy pro kladení drenážních trubek jsou zpravidla v šířce 25 až 30 cm a úroveň dna rýhy je nejméně o 15 cm níže než úroveň pláně výkopu. Odlehčovací obrysová drenáž z různých materiálů (drenážní geotextilie, nopová folie), případně odlehčovací hadicová drenáž je zaústěna do podélných drenážních trubek v počvě. Drenážní trubky o průměru nejméně 10 cm se kladou do vrstvy hrubého štěrku, štěrku nebo drobných oblázků a stejným hrubozrnným materiálem se zasypávají. Tím je zaručeno spolehlivé vnikání vody do trubek. Podélný spád drenáže nemá být menší než 0,25 %. [1, 28]



Obr. 2-10 Schéma uspořádání drenáží u dna stavby [1]

2.6.7. Odvodnění kolektoru

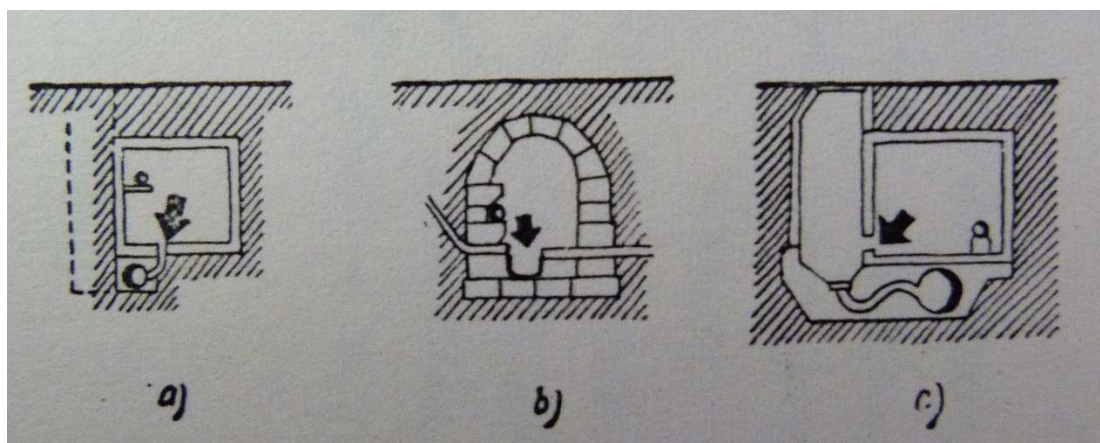
Umístění vodovodního potrubí v kolektoru vyžaduje taková opatření, která by při poruše potrubí rychle a bezpečně odvedla vodu uniklou z řady mimo prostor kolektoru. Zaplavení kolektoru může znehodnotit tepelnou izolaci, která při navlhnutí ztrácí izolační schopnosti. Další nebezpečí hrozí při dlouhodobějším zaplavení kolektoru zejména silovým kabelům v místech jejich spojů. Pro rychlé a konstrukčně jednoduché vyřešení odvodu vody z kolektoru je výhodné, je-li kanalizační potrubí umístěné přímo v kolektoru nebo těsně u něho. (obr. 2-11)

Nutnost zařízení na odvedení vody jsou zdůvodněna nejen možností úniku vody z potrubí uvnitř kolektoru, ale i možností vniknutí vody z okolí kolektoru při poruše izolace stěny nebo stropu. Příčinou vnikání vody bývají často netěsnosti ve stycích mezi prefabrikáty při nedokonale provedené zálivce, případně při nesteromném sedání podloží kolektoru nebo při nadměrném zatížení nadloží.

Rychlé odvedení vody mimo prostor kolektoru je nutné se zřetelem na zvyšování obsahu vody ve vzduchu. Tato voda kondenzuje na povrchu potrubí a na stěnách stropu a způsobuje nadměrnou korozi ocelových zařízení kolektoru. Z těchto důvodů je také nutné snížit plochu volné hladiny vody, ať již ve žlábcích, jímkách nebo sifonových uzavírkách na minimum.

Vodu z kolektoru je možné odvádět:

- do kanalizační soustavy, zpravidla tam, kde je kanalizační potrubí vedeno souběžně s kolektorem, v jeho blízkosti nebo uvnitř kolektoru,
- občasným vyčerpáním nahromaděného množství vody tam, kde je voda svedena do jímek umístěných pod vstupními otvory. [1]

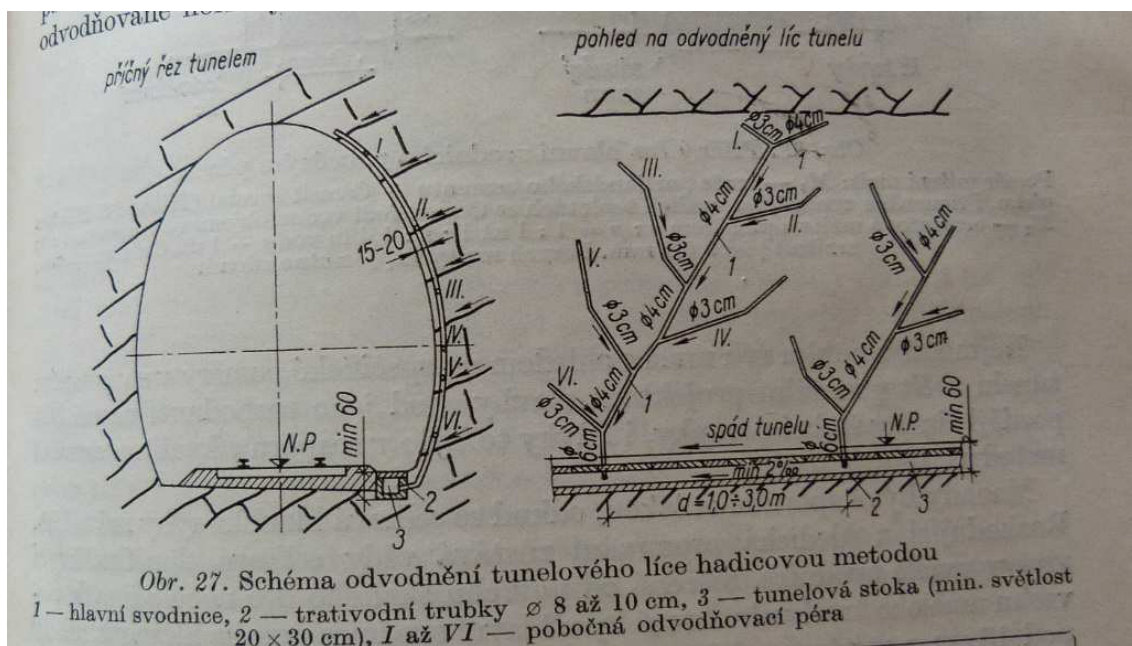


Obr. 2-11 Odvodnění kolektoru při různém vedení kanalizace [1]

2.6.8. Hadicová metoda

Hadicová metoda je také známá pod názvem metoda Oberhasli, podle místa, kde byla nejprve použita švýcarským inženýrem Henrim Juillardenem při výstavbě vodního díla ve Švýcarsku. Byla nejprve vyvíjena a zdokonalována ve spojitosti se stavbami vodních tlakových štol, odkud se po II. světové válce rozšířila i na sanace a rekonstrukce alpských železničních tunelů. V ČSR byla tato metoda poprvé vyzkoušena v letech 1956 až 1957 při sanaci neobezděného dvoukolejného tunelu na trati Pardubice – Závadov.

Princip této metody spočívá v tom, že se v odvodňovaném podkladu vytvoří ve vhodných místech umělé odvodňovací rýhy (obr. 2-12). Na jejich dně se zhotoví tažením gumových hadic různých průměrů (obr. 2-13) umělé trativody, kterými se odvádí puklinová voda nejkratší cestou do odvodňovacích stok (trativodů), zřízených na dně podzemního objektu. [7]



Obr. 2-12 Schéma hadicové metody [7]

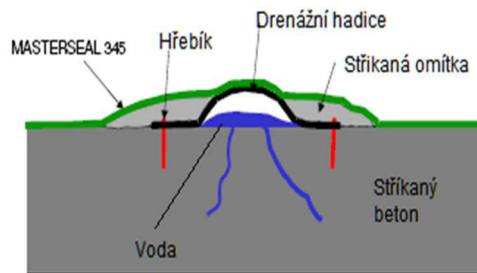


Obr. 2-13 Průřez používané hadice

Teorie hadicové metody vychází z toho, že si voda v hornině nebo obezdívce hledá cestu nejmenšího odporu a stahuje se k místům umělých drenáží, jimiž je pak odváděna do tunelových stok. Ostatní menší vlasové trhliny v hornině se časem samy zakolmatují a utěsní. Teoreticky by byl při zcela homogenní stejnoměrně propustné hornině účinek odvodnění tím vyšší, čím hlubší jsou umělé svodnice a čím blíže jsou u sebe. Ve skutečnosti je nejčastěji hornina nepravidelně rozpukaná. Přitom podzemní voda proudí pouze některými puklinami (puklinová propustnost).

Svodnice musí být zřízeny hlavně v oblasti vodonosných puklin. V sanovaných (betonových, zděných) obezdívkách se travivody zřizují hlavně ve styčných spárách nebo v místech poruch ostění.

Hadicová metoda je vhodná pro rozličné poměry zvodnění v hornině, v níž je podzemní objekt ražen, zejména je pak vhodná pro rozpukané, ale soudržné horniny. Často je využívána v kombinaci se stříkanou izolací, tato kombinace je zřejmá z obrázku 2-14. [7]



Obr. 2-14 Kombinace stříkané izolace a hadicové metody. Zkušební štoly Hagerbach (Švýcarsko) [28, 45]

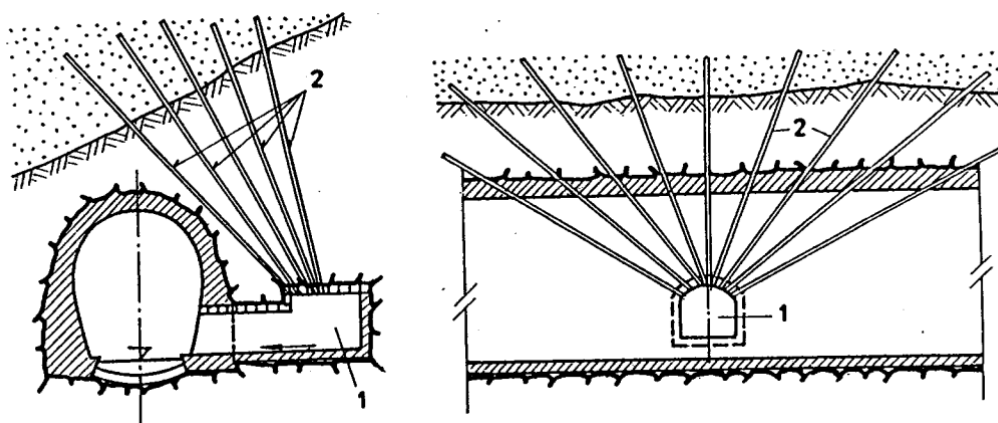
2.6.9. Odvodňovací štoly, šachty a odvodňovací vrtý

Jiný způsob vysoušení kolektorových a tunelových obezdívek, založený na principu zachycování a odvádění vody, dříve než voda pronikne k ostění, je metoda odvodňovacích štol, drenáží nebo šachet, kombinovaná případně s odvodňovacími vrtý. Tyto metody byly vypracovány a odzkoušeny již v letech 1952 až 1955 v tehdejší Sovětském svazu. Zkoušky prováděla organizace Mostoremtonnel podle návrhu společnosti Kavgidrotrans. [7]

Ke stejnému účelu lze účinně použít vějířů odvodňovacích vrtů, které zachytávají a odvádějí podzemní vodu z hlavních vodních kolektorů a puklinových pásem. Vrtý je třeba situovat tak, aby jejich provádění a údržba co nejméně narušovaly provoz v tunelu. Využívají se proto prohloubené tunelové výklenky (obr. 2-15), výjimečně může být pro tento účel vyražena samostatná zarážka nebo odvodňovací štola. [24]

Odvodňovací štoly se razí ve směru podélném s osou tunelu, obvykle ve výši patek klenby, ve vzdálenosti cca 12 m od osy tunelu. Zřizují se buď po celé délce tunelu, nebo jen v nejmokřejších částech tunelu, pak je nutné přivést štoly do tunelu a napojit je na kanalizaci. Ve velmi nepříznivých poměrech zavodnění, když se podzemní voda vyskytuje v několika vodonosných vrstvách nad sebou, zřizují se odvodňovací štoly v několika úrovních nad sebou a vzájemně se propojují šachtami. [7]

Průřezy těchto štol jsou lichoběžníky šířky 140 až 160 cm a výšky kolem 220 cm.



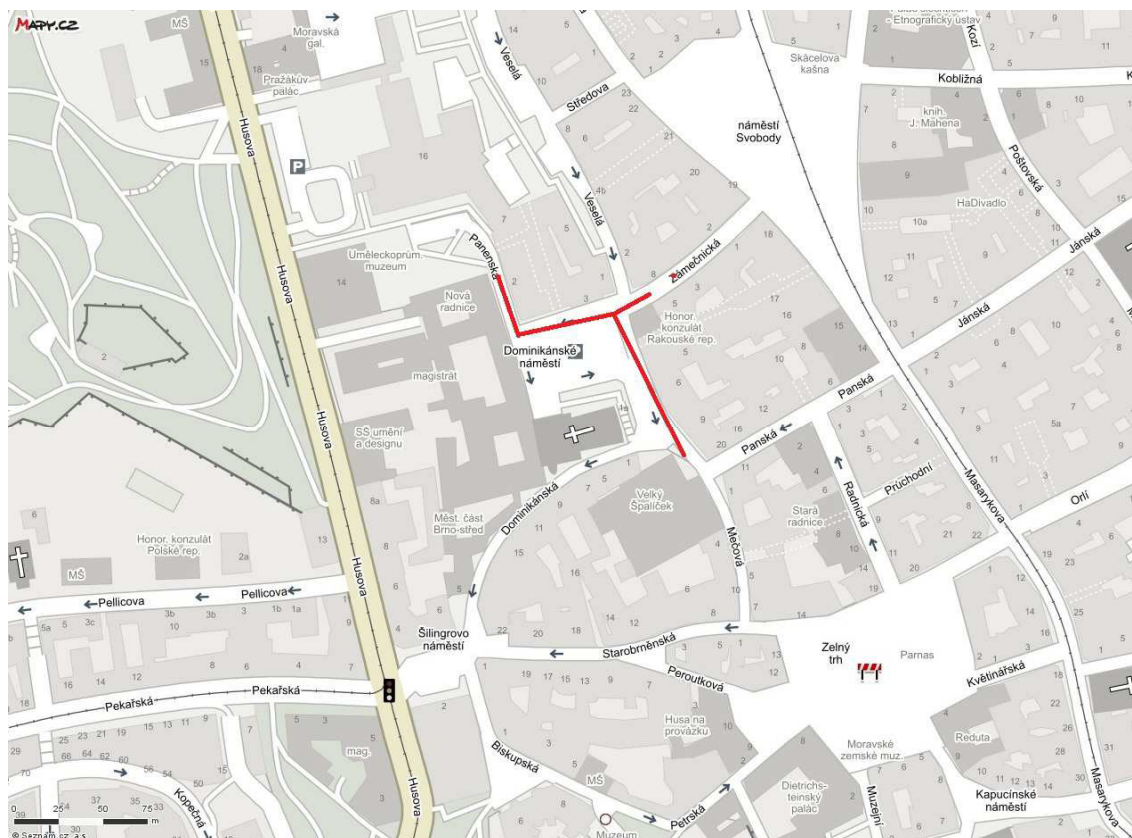
Obr. 2-15 Odvodňovací vrtý ostění tunelu. 1-Tunelový výklenek nebo samostatná zarážka, 2-Odvodňovací vrtý [24]

3. NÁVRH KOLEKTORU DOMINIKÁNSKÉ NÁMĚSTÍ V BRNĚ

3.1. VŠEOBECNÉ POMĚRY LOKALITY

Zájmová lokalita je situována v centru Brna. Rozhodující část 19. stavby sekundárního kolektoru se nachází se na Dominikánském náměstí, kratší úsek pak na přilehlé ulici Panenské (obr. 3-1, příloha č.2). Sestává ze dvou větví. První větev je vedena ve směru ulic Zámečnická – Panská a druhá mezi ulicemi Zámečnická – Panenská. Jde o souvisle zastavěné městské území s velmi složitou historií dlouhou minimálně 1 000 let. V bezprostřední blízkosti se nachází brněnská Nová radnice a kostel svatého Michala.

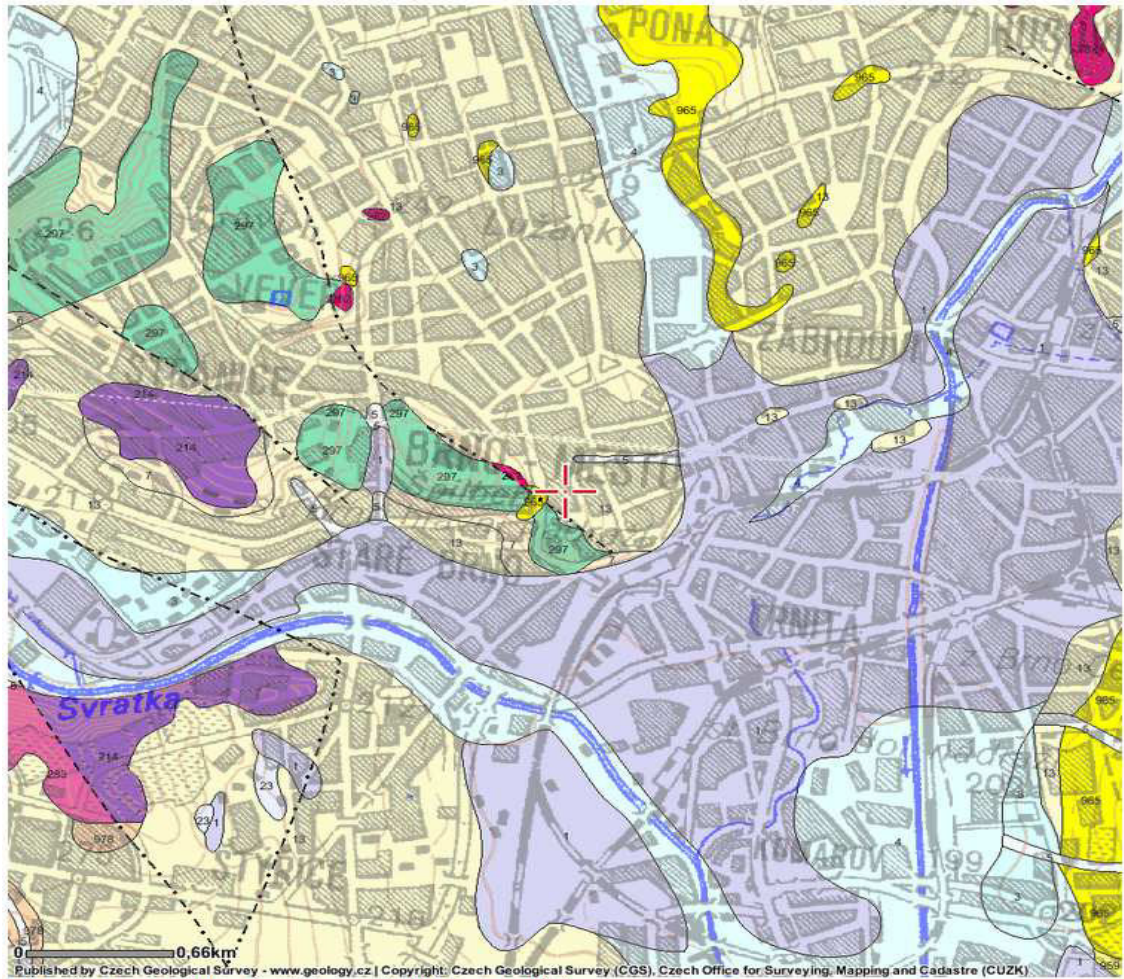
Trasy předmětných kolektorů jsou na sebe téměř kolmé a jsou situovány v určité vzdálenosti podél uličních front resp. v osách ulic. Podrobně je situace jednotlivých kolektorových tras zřejmá z přílohy č. 2. [48]



Obr. 3-1 Obecná situace kolektorů na Dominikánském náměstí [49]

3.2. GEOMORFOLOGICKÉ POMĚRY

Z geomorfolického hlediska se zájmová lokalita (obr. 3-2) nachází u západního okraje Ponáveckého úvalu a při východním úbočí izolované vyvýšeniny Špilberku (podrobněji viz Krejčí: Základní tvary reliéfu brněnského prostoru).



Obr. 3-2 Geologická mapa zájmové lokality [50]

3.3. INŽENÝRSKOGEOLOGICKÉ POMĚRY

Diplomová práce čerpá informace z podkladů IG rešerše a závěrečná zprávy o průzkumu a geologickém sledu brněnské firmy GEOTest, a. s., podrobněji v [51, 52].

Základní rysy předpokládané inženýrskogeologické stavby jsou odvozeny z interpolovaných dat archivních průzkumných vrtů v trase kolektorů i mimo ni, z geologických profilů již realizovaných kolektorů (11. stavba Zámečnická, 4. stavba Panská) a z obecných znalostí o geologické struktuře daného území.

Okraj území při Panenské ulici byl potom posouzen z průzkumných vrtů, kopaných sond a z obecných znalostí o geologické stavbě daného území.

Inženýrskogeologické poměry v trasách kolektoru jsou patrné ze schematických řezů tvořící přílohu č. 3. [53]

Dále je podána stručná inženýrskogeologická charakteristika části území, s důrazem na rizikové fenomény z ní vyplývající.

3.3.1. Navážky

Recentní navážky představují přípovrchové souvrství velmi proměnlivé mocnosti, svázané s lidskou stavební aktivitou a další činností. Jedná se o velmi heterogenní souvrství tvořené jak soudržnými, tak i nesoudržnými zeminami. Častý je též výskyt různého stavebního odpadu a místy, tam, kde kolektorová trasa zasáhne i do oblasti středověké zástavby, i se zbytky starých základových konstrukcí či obezdívek sklepních prostor po jejich asanaci v 19. století. Sklepní prostory zjištěné v průběhu geologického sledu jsou vyznačeny schematizovanými průměty, viz příloha č. 3. Ulehlost lze odhadnout v závislosti na jejich stáří proměnnou, jejíž hodnota je spíše vyšší. V inženýrskogeologických řezech jsou označeny **R** (příloha č. 3). [51, 52, 53]

3.3.2. *Spraše a sprašové hlíny*

Mají charakter slabě jemnozrně písčitých jílovitých hlín s charakteristickou světlehnědou až žlutohnědou barvou. Tvoří dominantní kvartérní souvrství v trasách jednotlivých úseků kolektorů. Vyvinuty jsou v celém zájmovém prostoru. Jsou eolickodeluviální geneze, s proměnlivou mocností a odrážejí redukci celkové mocnosti v průběhu historického stavebního vývoje oblasti, proměnlivost hloubky povrchu neogenního masívu a také vliv kryogenních procesů v průběhu pleistocénu. Konzistence tohoto souvrství je tuhá až pevná. V inženýrskogeologických řezech jsou označeny jako **Sp** (příloha č. 3). [51, 52, 53]

3.3.3. Štěrký a písky

Toto souvrství je tvořeno písčitými štěrky a písky se štěrkem s proměnlivou jemnozrnou příměsí. Jde o relikty vyšší terasy Ponávky. Byly potvrzeny v úseku Zámečnická – Panská jako nesouvislá vrstva na povrchu neogenního podloží.

Jejich mocnost lze předpokládat jako relativně malou, v řádu decimetrů, jsou ulehle. V inženýrskogeologických řezech jsou označeny **Š** (příloha č. 3). [51, 52, 53]

3.3.4. Předkvartérní podloží

Zájmová oblast náleží z regionálně geologického hlediska k samotnému okraji západního výběžku Alpsko-karpatské předhlubně a je tvořeno souvrstvím vápnitého jílu (téglu) neogenního stáří (spodní baden). Geologické podloží nastupuje převážně v hloubce mezi cca 3,2 až 7,5 m (úsek Zámečnická – Panenská) resp. 3,2 až 6,0 m (úsek Zámečnická – Panská) od úrovně současného terénu. Bylo potvrzeno, že povrch neogenního souvrství je porušován depresiemi různé geneze. Výraznější elevační struktura byla zachycena v oblasti těžní šachty TŠ1 a technické komory TK120, kde je povrch předkvartérního podloží v hloubkách okolo 3 m a upadá jak k severu, tak k jihu, přičemž úpad k severu je pravděpodobně strmější. Povrch neogenního masivu je zde, zejména v elevačních oblastech, kryogenně porušen. To se projevuje výskytem tzv. mrazových klínů, vyplněných písčitém štěrkem s různým podílem jemnozrnné příměsi nebo jílovitou hlínou, a to podle charakteru přímého nadloží. Konzistence miocenních jílu je převážně tuhá, místy pevná. V inženýrskogeologických řezech (příloha č. 3) je toto souvrství označeno písmenem **N**). [51, 52, 53]

3.4. HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY

Hydrogeologické poměry byly ve všech ražených trasách příznivé. Výraznější zvodnění, vázané na kvartérní kolektor na rozhraní kvartér - neogén, nebylo zjištěno. Ojedinelé se vyskytly oblasti s drobnými průsaky z nadložních vrstev, jejichž původ byl pravděpodobně antropogenní (průsaky z inženýrských sítí, zbytky vodního média po tryskové injektáži). V zájmovém území byla při archeologickém záchranném průzkumu zjištěna historická studna. [51, 52]

3.5. GEOTECHNICKÁ CHARAKTERISTIKA ZEMIN

Geotechnické charakteristiky jednotlivých souvrství byly odvozeny na základě [51, 52] a upřesněny konzultacemi s vedoucím diplomové práce. Jsou přehledně sestaveny do následující tabulky č. 3-1. [51, 52]

Tabulka č. 3-1 Geotechnické charakteristiky zemín

Geotechnické charakteristiky											
Označení v řezech	Charakteristika zemín	Objemová tíha	Poissonovo číslo	Modul přetvárnosti	Smykové parametry				Konzistence	Ulehlost	Koeficient filtrace
					Totální		Efektivní				
		γ	ν	E _{def}	c _u	φ _u	c _{ef}	φ _{ef}	I _c	I _d	k
		[kNm ⁻³]	[-]	[MPa]	[kPa]	[°]	[kPa]	[°]	[kNm ⁻³]	[kNm ⁻³]	[m.s ⁻¹]
R	Navážky	18	0,35	3	-	-	0,1	15	-	-	10E-04
Sp	Sprašové hlíny	19	0,4	5	50	3	15	26	Tuhá až pevná	-	10E-08
Š	Štěrk	19	0,3	50	-	-	5	35	-	Ulehlé	10E-02
N	Neogén	19	0,42	8	20	10	30	22	Tuhá	-	10E-10

3.6. STATICKÝ VÝPOČET

Vnitřní síly působící na ostění kolektoru je možné, podle ČSN 73 7501/1993 - navrhování konstrukcí ražených podzemních objektů, určit:

- výpočtem – s použitím klasických postupů,
- matematickým modelováním,
- empiricky,
- experimentálně. [12]

Neboť je kolektor liniové podzemní dílo, délka převažuje nad ostatními rozměry, je možné jej nahradit zjednodušeným dvojrozměrným modelem, kdy je prostorová úloha převedena na rovinnou (je řešen 1 bm konstrukce). Pro tento případ bude použit výpočet numerickým modelováním pomocí softwaru Plaxis 2D AE. Ten je blíže popsán v následující kapitole.

3.7. MATEMATICKÉ MODELOVÁNÍ V PROGRAMU PLAXIS 2 AE

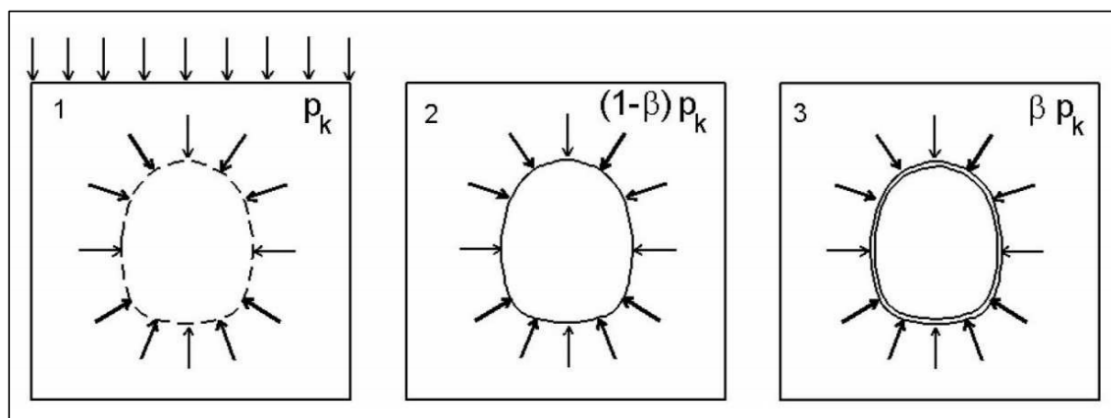
Program Plaxis je založen na metodě konečných prvků, což je numerická metoda k získání přibližných řešení matematických problémů. MKP je široce rozšířená metoda používaná v mnoha oblastech technických věd, a také v oblasti geotechniky, pro kterou jsou dostupné softwary specificky upraveny.

Výhodou metody konečných prvků je téměř neomezené modelování geometrie, jednotlivé fáze výstavby mohou být snadno definovány, pomocí kontaktních prvků může být namodelována interakce mezi objektem a zemínou atd. Model by měl zjednodušeně vystihnout všechny důležité vlastnosti budované konstrukce a okolní zeminy, geometrii, hydrogeologii a okrajové podmínky. Při modelování je nutné model rozdělit na konečný počet prvků, kdy je vytvořena „sít“. Sít pro výpočet je tvořena trojúhelníkovými prvky s šesti nebo patnácti uzly. Pro řešení případ jsem použila patnáctiuzlové prvky, které jsou velmi přesné. Jedná se o úlohu v rovinné napjatosti. [25]

3.7.1. Projevy reálného chování v 2D modelu - β -metoda

Kolektor je pouze rovinný model, který sám nedokáže zohlednit reálné chování. Je tedy nutné, zohlednit prostorové změny metodou simulující třetí rozměr a chování probíhající reálně v oblasti čelby. Na čelbě nastává běžně jev, kdy nevystrojený výrub není namáhán plným zatížením a to z důvodu, že část zatížení přebírá již vystrojená část a dále také neodtěžená zemina před čelbou.

K simulaci tohoto jevu byla využita β -metoda, stěžejní myšlenkou (obr. 3-3), a to že tato teorie zohledňuje napětí zeminy v okolí budoucího kolektoru. Ta je rozdělena na dvě složky. První složka $(1-\beta) \cdot p_k$ se použije v prvním kroku k zatížení nevystrojeného výrubu a druhá složka $\beta \cdot p_k$ se v druhém kroku nechá působit na primární ostění kolektoru. Hodnota součinitele β je pouze přibližná a je poměrně obtížné ji stanovit. Závisí především na délce nevystrojené části výrubu, velikosti profilu výrubu a geologii horninového masivu. To znamená, že například pro $\beta=0,6$ bude nevyztužený výrub zatížen jen 40 % celkového zatížení a v následující fázi bude ostění zatíženo 60 %. [38, 39, 41, 42]



Obr. 3-3 Princip β -metody [38]

3.8. NÁVRH ZATÍŽENÍ

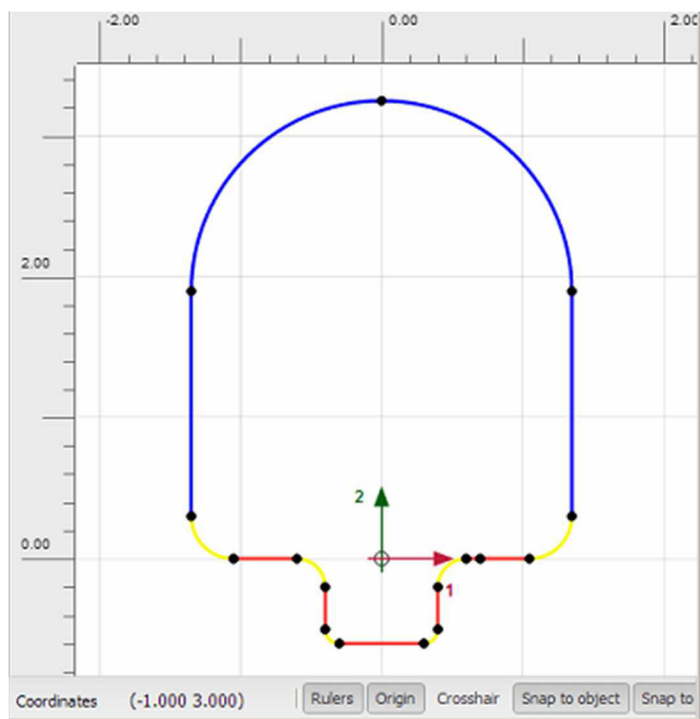
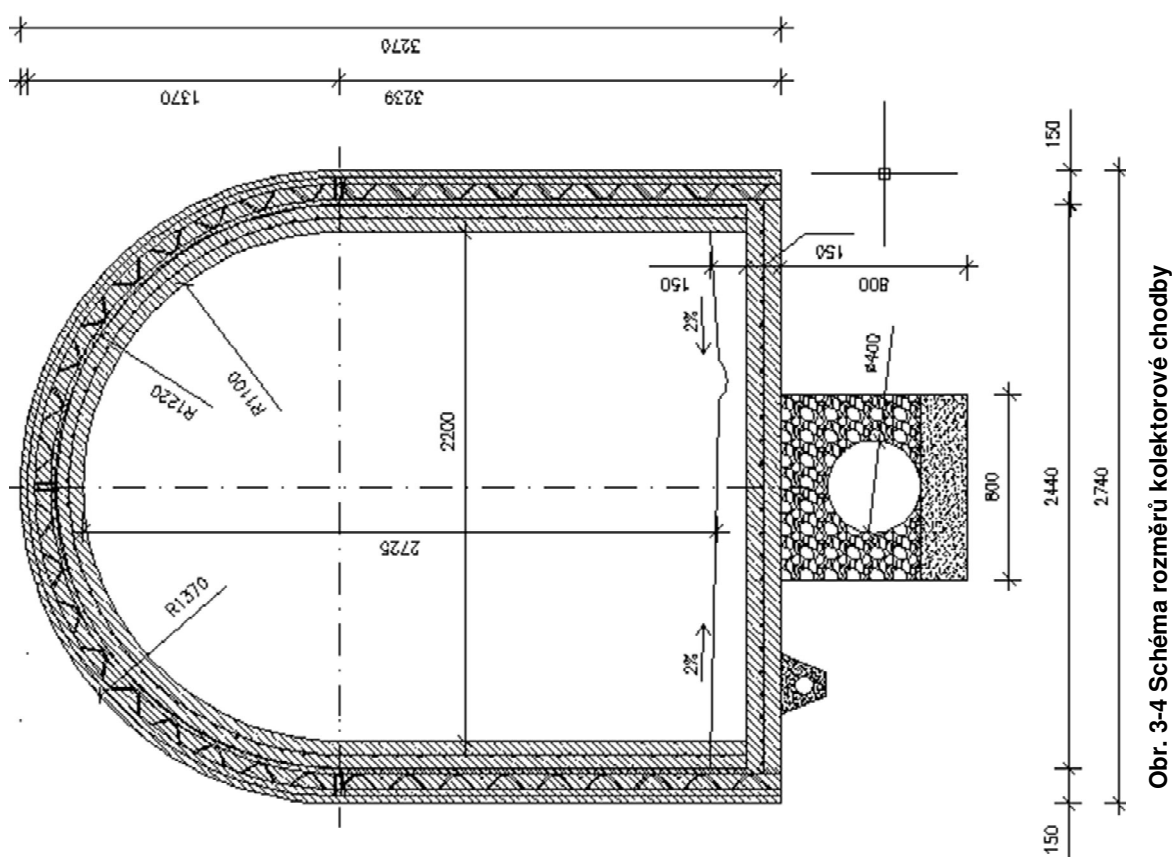
Pro návrh zatížení kolektoru byly použity charakteristické hodnoty zemin z tabulky č. 1 kromě vlastní tíhy.

V 1. MS byly použity součinitelé spolehlivosti $\gamma_f=1.35$ pro stálé a ostatní stálé zatížení, dále byl použit součinitel $\gamma_f=1.5$ pro proměnné zatížení. Cílem je navrhnout a následně posoudit únosnost navrženého ostění.

U 2. MS byly uvažovány jen charakteristické hodnoty zatížení. Kolektor byl navržen a posouzen v průřezu kolektorové chodby. Podmínkou návrhu bylo zachovat vnitřní rozměry průřezů.

3.9. ŘEZ I-I'

Návrh byl proveden pro úsek Zámečnická – Panská a to konkrétně ve staničení 38,45 m. Byly zachovány rozměry vnitřního průřezu chodby patrné z obrázku 3-4, tloušťka ostění byla odhadnuta na celkových 270 mm z toho primární ostění činí 150 mm a sekundární ostění 120 mm. Celý průřez byl modelován pomocí zásuvného modulu tunnel designer viz obr. 3-5, jednotlivé prvky byly modelovány pomocí funkce plate s odpovídající tloušťkou, jako materiál ostění byl vybrán beton třídy C25/30 s parametry uvedenými v tabulce č. 3-1. [8]



Obr. 3-5 Zásuvný modul tunnel designer

Tabulka č. 3-2 Vstupní data zemi pro program Plaxis

Název	Mat. model	$\gamma_{unsat,k}$	$\gamma_{sat,k}$	γ_f	$\gamma_{unsat,d}$	$\gamma_{sat,d}$	v'	E'	c'_{ref}	ϕ'	k_x	k_y
		[kNm ⁻³]	[kNm ⁻³]	[-]	[kNm ⁻³]	[kNm ⁻³]	[-]	[MPa]	[kPa]	[°]	[m.s ⁻¹]	[m.s ⁻¹]
Navážky	Mohr-Coulomb	18	19,8	1,35	24,30	26,73	0,35	3	0,1	15	10E-04	10E-04
Sprašové hlíny	Mohr-Coulomb	19	20,9	1,35	25,65	28,22	0,40	5	15	26	10E-08	10E-08
Štěrky	Mohr-Coulomb	19	20,9	1,35	25,65	28,22	0,30	50	5	35	10E-02	10E-02
Neogén	Mohr-Coulomb	19	20,9	1,35	25,65	28,22	0,42	8 (24*)	30	22	10E-10	10E-10

*Na základě konzultace a podle [46] byl zvýšen modul přetvárnosti jílu na trojnásobek původní hodnoty a bylo přidáno zpevnění zeminy po hloubce s hodnotou $E'_{inc}=150 \text{ kN/m}^2/\text{m}$ protože samotný Mohr-Coulombův model tuto skutečnost nezohledňuje. [42]

Jako první byly definovány parametry zemin uvedené v tabulce č. 3-1. Zeminám je přiřazen matematický model Mohr-Coulomb, který dostatečně vystihuje chování zemin. Samotné ostění jak již bylo uvedeno výše, bylo modelováno funkcí plates. Přehled hodnot použitých při výpočtu jsou uvedeny v tabulce č. 3-2.

Tabulka č. 3-3 Vstupní hodnoty pro funkci plates.

Název	Materiálový model	E^*A	E^*I	d	w	v
		[kN/m]	[kNm ² /m]	[m]	[kN/m/m]	[-]
Stěny	Elastic	7,625E6	39,71E3	0,15	5	0,2
Podlaha	Elastic	7,625E6	39,71E3	0,15	5	0,2

Jelikož se kolektor nachází v hustě zastavěné lokalitě, působí na něj mimo tíhu nadloží také stálé zatížení od horních staveb. (Po konzultaci s vedoucím práce bylo zatížení uvažováno průměrnou charakteristickou hodnotou 150 kPa, tato hodnota je dále uvažována i jako návrhová hodnota, z důvodů reálného podsklepení je hloubka základové spáry okolní zástavby uvažována v hloubce cca 2,33 m).

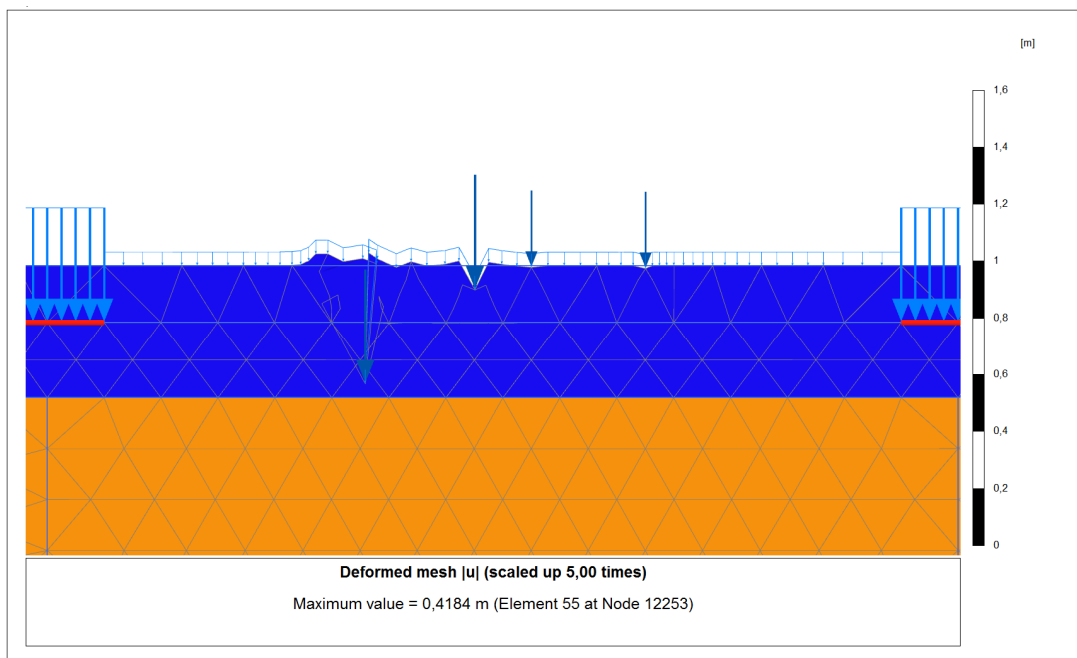
Na povrchu se nachází místní komunikace zahrnující jak automobilovou, tak i pěší dopravu. Při stanovení toho zatížení bylo použito normy ČSN EN 1991 - 2/2005 *Zatížení konstrukcí, část 2: Zatížení mostů dopravou*. Bylo vypočteno spojitě zatížení ostatních pruhů (chodníky a náměstí) zatížení od pěší dopravy a od automobilové dopravy tj. jen zatěžovací systémy TS a UDL. Systém LM3 nebyl uvažován, protože tato komunikace spadá do kategorie komunikace 2 (silnice III. třídy, kde se zatížení zvláštními vozidly neuplatňuje).

Součinitelé pro uvažované zatížení odpovídají kategorii komunikace tj. č. 2. Hodnoty zatížení jsou uvedeny v tabulce č. 3-3. [13]

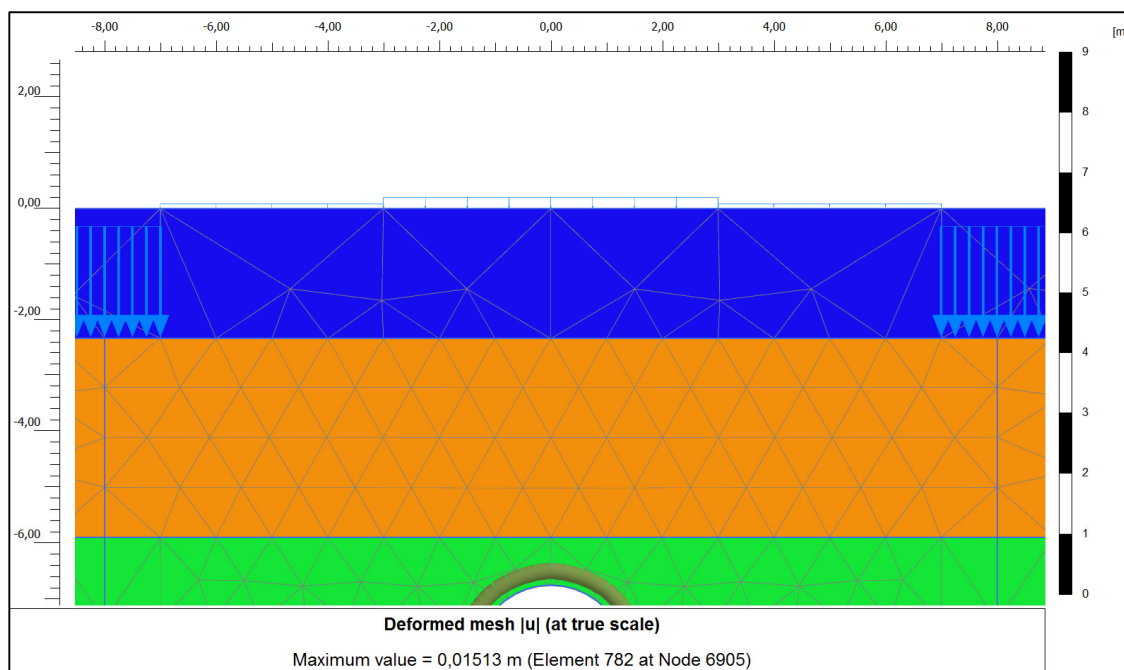
Tabulka č. 3-4 Hodnoty zatížení od dopravy.

Umístění TS a UDL	Q_k [kN]	q_k [kN/m ²]	Regulační součinitelé					Q_{kd} [kN]	q_{kd} [kN/m ²]	γ_f [-]	Q_d [kN]	q_d [kN/m ²]
			α_{Q1}	α_{Q2}	α_{q1}	α_{q2}	α_{qr}					
			[-]	[-]	[-]	[-]	[-]					
Pruh č.1	300	9	0,8	-	0,45	-	-	240	4	1,5	360	6
Pruh č.2	200	2,5	-	0,8	-	1,6	-	160	4	1,5	240	6
Ostatní pruhy	0	2,5	-	-	-	-	1,6	0	4	1,5	0	6
*Zatížení od automobilů	0	10	-	-	-	-	-	0	10	1,5	0	15

*Po další konzultaci byl změněn model zatížení od nápravových sil soustavy TS z důvodů neúnosnosti zeminy a následné „zaboření“ nápravových sil do neúnosné zeminy což je patrné z obrázku 3-6. Bylo provedeno nahrazení nápravových sil, modelem rovnoměrného spojitého zatížení s charakteristickou hodnotou 10 kN/m²(obr. 3-7).



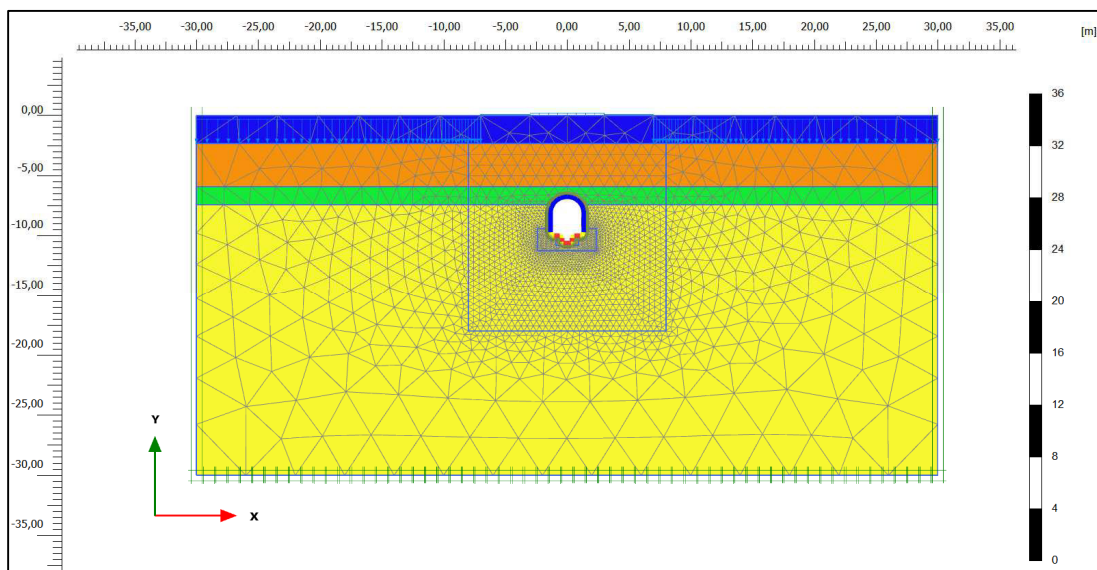
Obr. 3-6 Zaboření nápravových sil do neúnosné zeminy



Obr. 3-7 Zatížení spojitým rovnoměrným zatížením

Následně byl sestaven model, který je vidět na obrázku 3-8, celková délka činí 60 m a hloubka 30 m dále byly stanoveny standartní okrajové podmínky a vytvořena síť konečných prvků. Pro zjednodušení výpočtu byla ponechána zemina za zatížením od okolní zástavby, zároveň je tímto navýšeno zatížení, které působí na kolektor, čili výpočet je na straně bezpečné. Výpočet byl rozdělen na několik fází, kdy každá další vycházela z fáze předchozí.

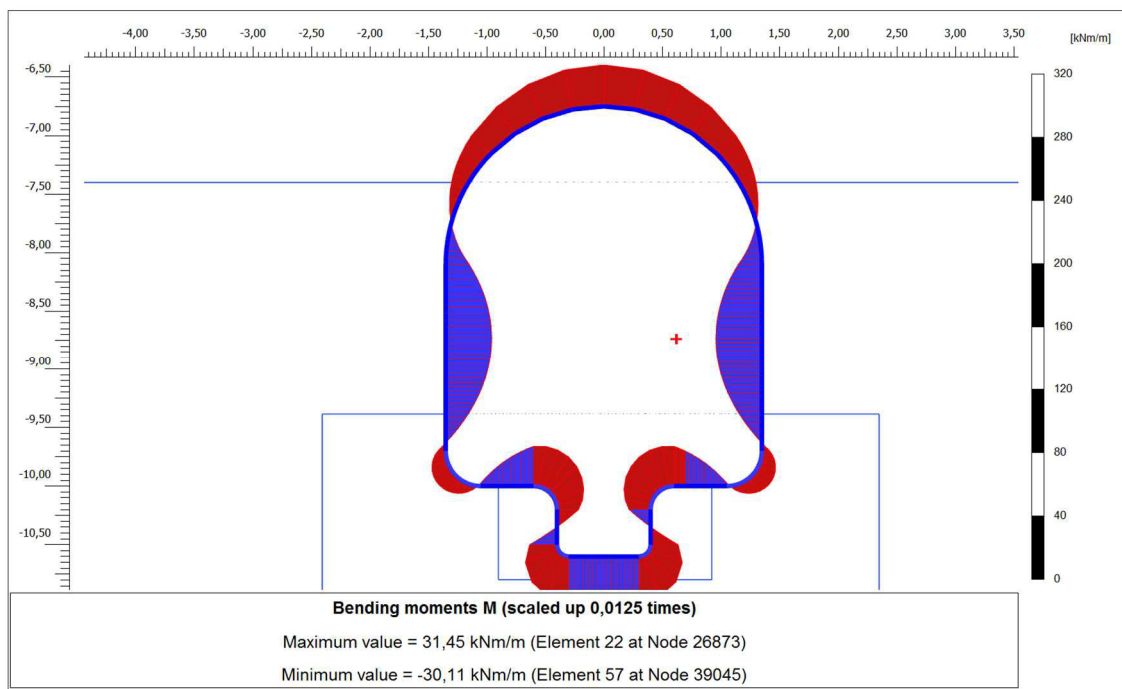
- fáze 0: počáteční fáze, při níž je vygenerované efektivní napětí,
- fáze 1: aktivování plného zatížení od dopravy a částečného zatížení od okolních budov s velikostí zatížení -50 kN/m/m (doba trvání 1 rok),
- fáze 2: zvětšení zatížení od okolních budov na -100 kN/m/m s dobou trvání 1 rok,
- fáze 3: zvětšení zatížení od okolních budov na -150 kN/m/m s dobou trvání 1 rok,
- fáze 4: pomocná fáze sloužící k resetu deformací,
- fáze 5: aktivace prvků Interfaces,
- fáze 6: výrub, odstranění zeminy z těženého profilu. Na základě konzultace nastaven součinitel $\beta=0,6 \rightarrow \Sigma M_{stage}=0,4 (1-\beta)$. Předpokládá se, že nevyztužený výrub je zatížen „unese“ jen 40 % celkového zatížení, [36]
- fáze 7: aktivovány prvky Plates, jako ostění výrubu, $\Sigma M_{stage}=1$, výrub je zatížen zbývajících 60 % zatížení,
- fáze 8: doba konsolidace 10 let (pro určení poklesu povrchu).



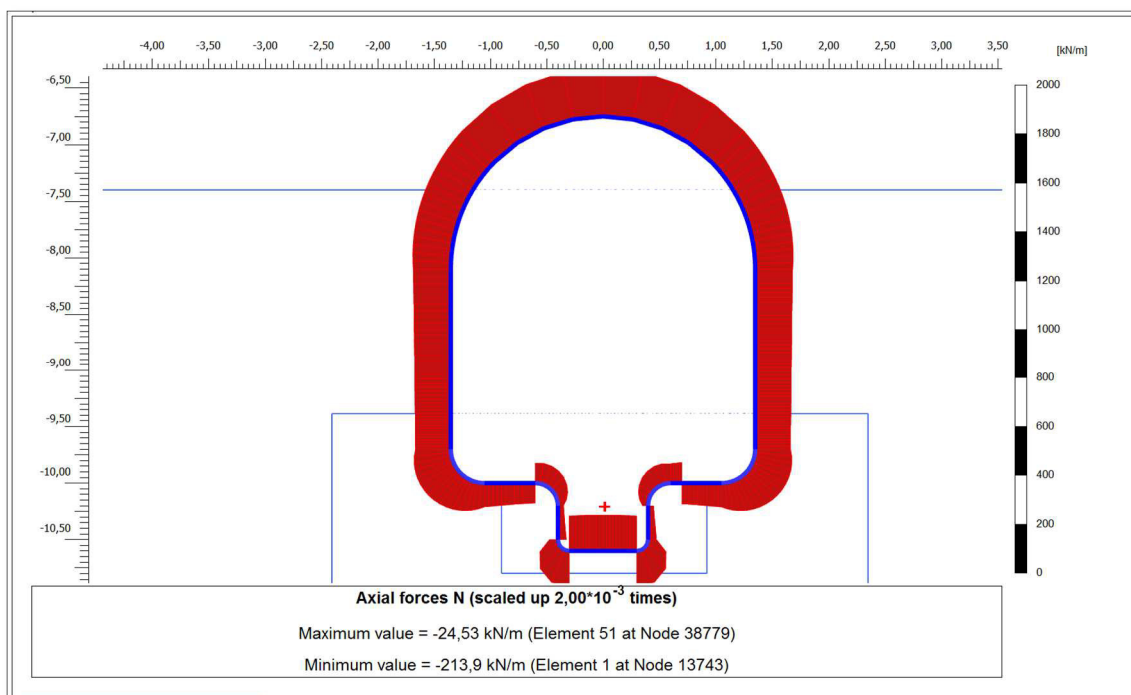
Obr. 3-8 Schéma výpočetního modelu pro řez I-I' s okrajovými podmínkami

3.9.1. Výsledky výpočtu 1. mezního stavu

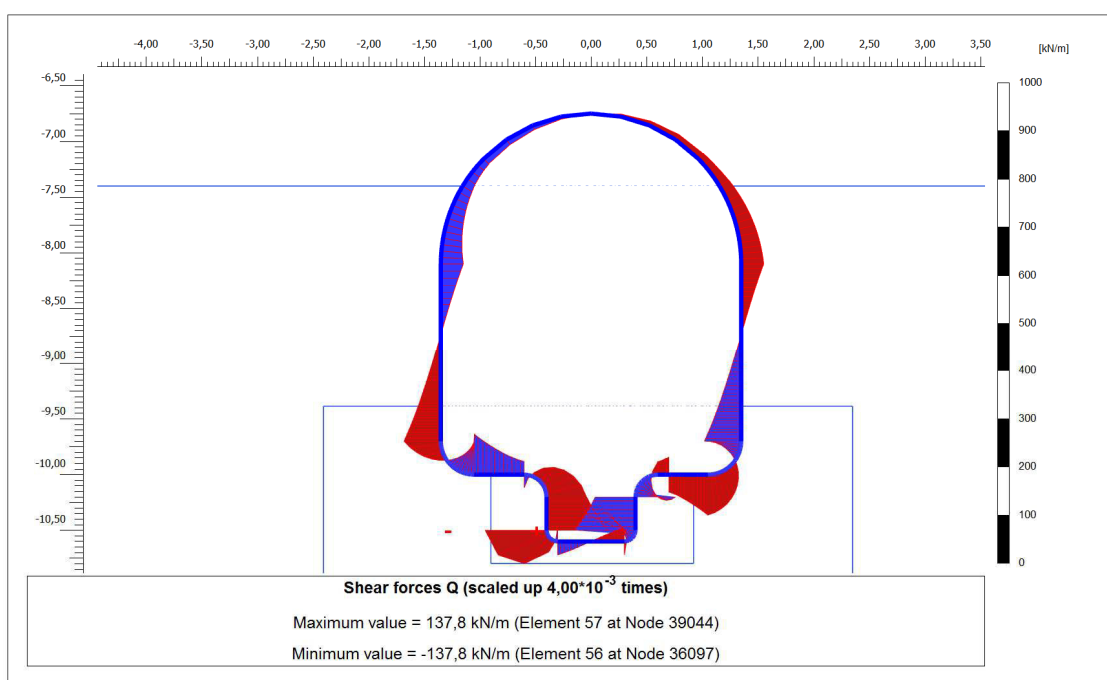
Po dokončení výpočtu byly získány průběhy vnitřních sil, které je možné vidět na obrázcích 3-9, 3-10 a 3-11.



Obr. 3-9 Průběh ohybových momentů



Obr. 3-10 Průběh normálových sil.



Obr. 3-11 Průběh posouvajících sil.

Hodnoty získané výpočtem jsou vztažené na 1 bm konstrukce, samotný proces výstavby bude prováděn s délkou záběru pouze 0,6 m, při posuzování byla tato skutečnost zohledněna a síly působící na primární ostění byly přepočteny na tuto délku.

Ale u sekundárního ostění to bude poněkud odlišné – na 1 bm; podrobněji je to rozepsáno v kapitole 3.9.5.3. Jednotlivé body ostění a jim odpovídající trojice vnitřních sil jsou podrobněji uvedeny v tabulce č. 4, která je součástí přílohy č. 4.

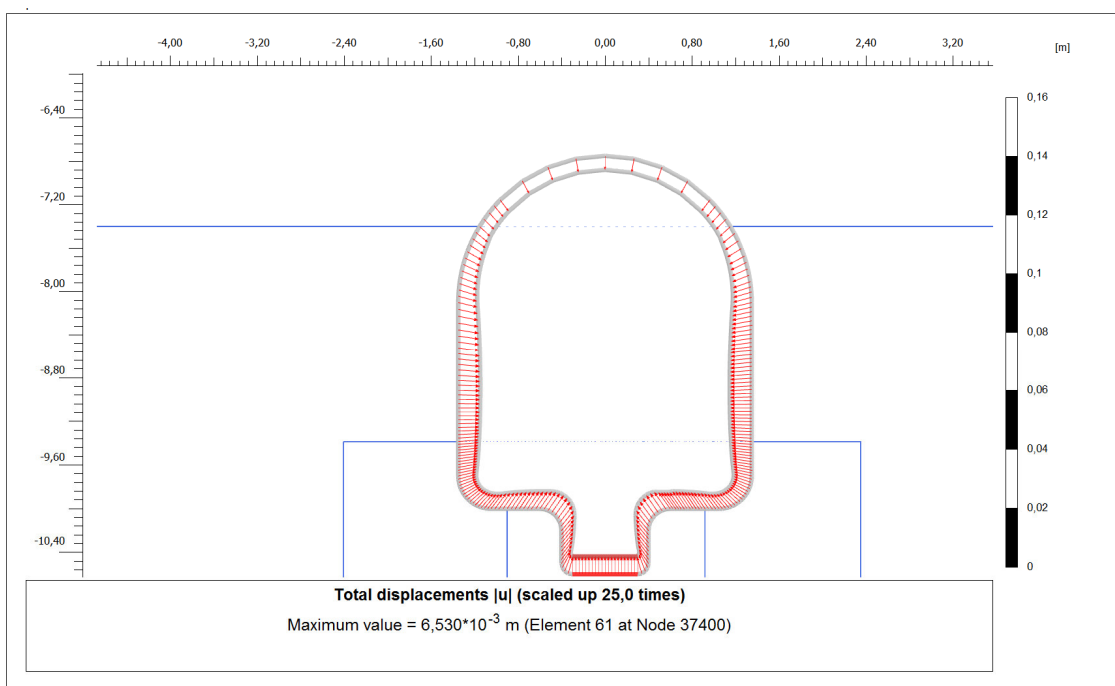
3.9.2. Výsledky výpočtu pro 2. mezní stav

Pro výpočet druhého mezního stavu, byly hodnoty zatížení zadány v charakteristických hodnotách

Nezapažený výrub:

Na následujícím obrázku 3-12, je patrná deformace nezapaženého výrubu pro délku 1 bm kdy na něj působí jen 40% zatížení. Hodnoty deformace nezapaženého výrubu jsou přepočteny na délku 0,6 m:

- maximální deformace ostění je 3,92 mm,
- největší vodorovná deformace má hodnotu 0,9 mm,
- dno podlahy se zvedne nejvíce o 3,9 mm,
- klenbový strop poklesne o 3,92 mm.

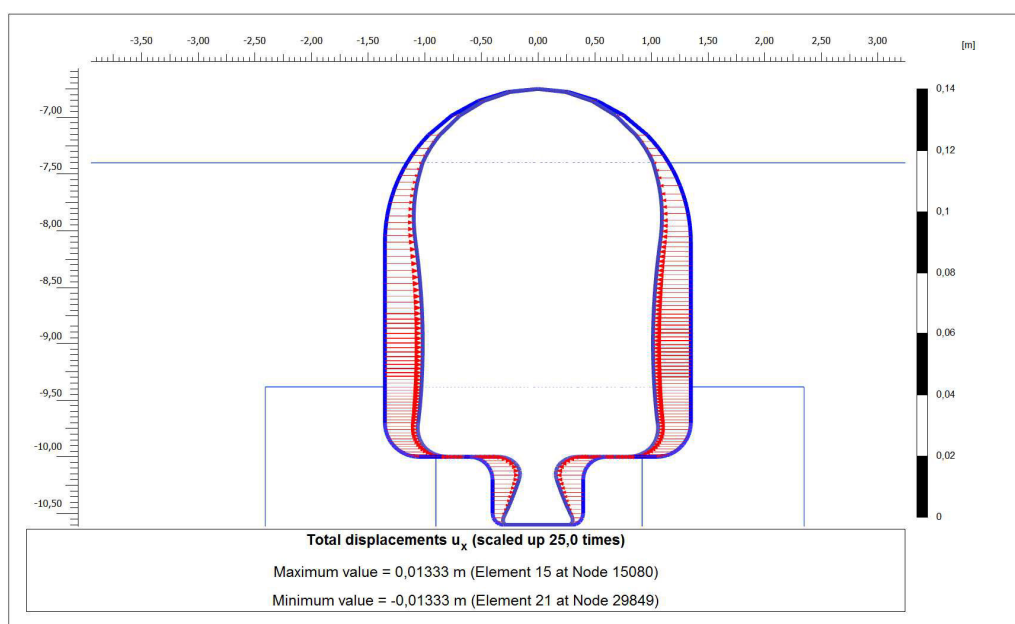


Obr. 3-12 Celková deformace nezapaženého výrubu

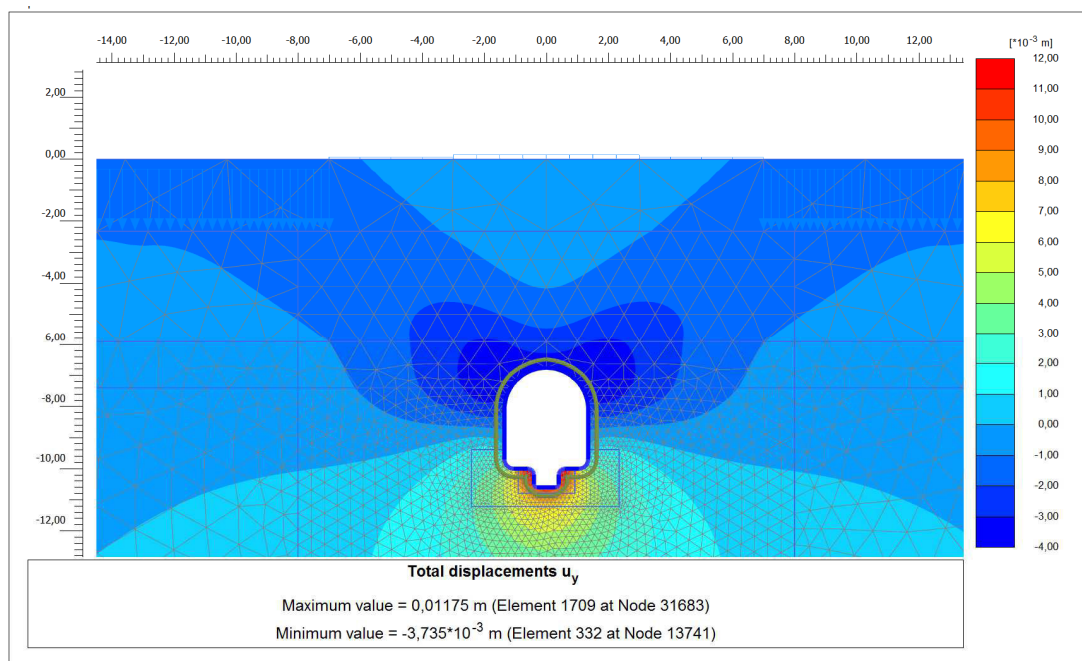
Deformace ostění:

Po aplikaci primárního ostění působí na ostění zbývajících 60% zatížení. Při tomto zatížení bylo ostění deformováno viz obr. 3-13, při této fázi byl sledován i pokles nadloží patrný z obrázku 3-14. Hodnoty deformace byly přepočteny na délku záběru tj. na 0,6 m:

- maximální deformace ostění činí 9,79 mm,
- největší vodorovná deformace má hodnotu 25,74 mm,
- dno ostění se zvedne nejvíce o 7,52 mm,
- klenbový strop poklesne o 2,52 mm.



Obr. 3-13 Celková deformace ostění



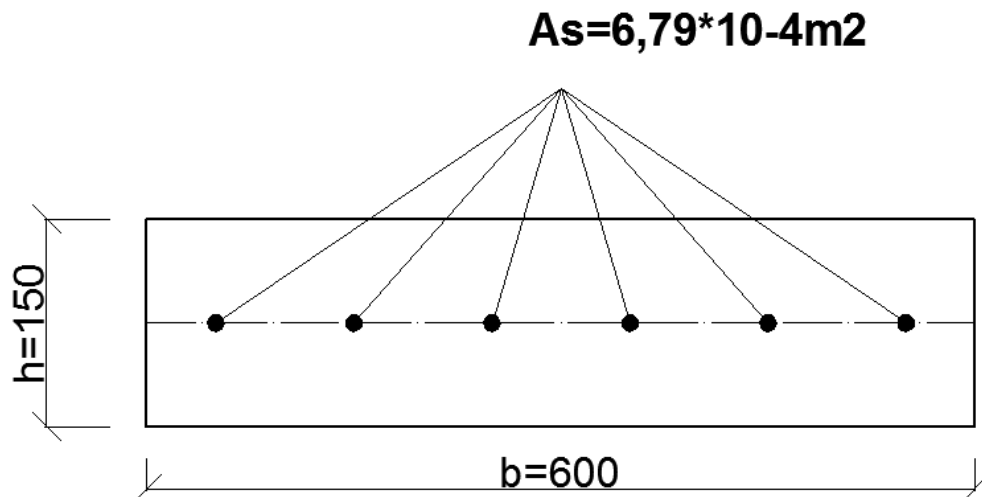
Obr. 3-14 Svislé posuny zeminy v nadloží

3.9.3. Vyhodnocení výsledků výpočtu

Deformace nezapaženého výrubu dosahuje hodnot do 5 mm. Jedná se tudíž o velmi příznivé hodnoty, které jsou ovlivněny relativně malou délkou záběru (0,6 m) a použitím β -metody, zohledňující vliv 3D ražby. Hodnoty u ostění jsou příznivé, a to jak zvednutí dna, tak i pokles stropu v průběhu ražby. Nejvyšší hodnotu přes 25 mm má vodorovný posun stěny ostění. Podle hodnot které byly vypočítány pro posun nadloží nad kolektorem (pohybují se do 3 mm) pravděpodobně nebude nutné navrhovat dodatečná opatření pro zajištění základů resp. omezení poklesů během ražby. Konzultací byly tyto výsledky odsouhlaseny jako reálně možné.

3.9.4. Posouzení primárního ostění na 1. mezní stav v řezu I-I'

Posudek na 1. MS byl proveden podle ČSN EN 1992-1-1/2006. Navržená výztuž primárního ostění je svařovaná KARI síť o průměru 12 mm s rozměry ok 100/100 mm umístěná v ose ostění, což je zřejmé z obrázku 3-15. Materiál primárního ostění byl navržen jako stříkaný beton třídy C25/30 XC2. [55]



Obr. 3-15 Schéma vyztužení primárního ostění (rozměry v mm)

3.9.4.1. *Materiálové charakteristiky*

Beton C25/30

Ocel B500B

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cc} = 1$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78$$

$$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$$

$$E_s = 210 \text{ GPa}$$

$$e_{c3} = 1,75 \text{ ‰}$$

$$e_{sy} = \epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434,78}{210 \cdot 10^3} = 2,07 \text{ ‰}$$

$$e_{cu3} = 3,5 \text{ ‰}$$

$$\eta = 1$$

$$A_s = 6,79 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\lambda = 0,8$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1 \cdot \frac{25}{1,5} = 16,66 \text{ MPa}$$

3.9.4.2. **Konstrukční zásady**

Kolektorové ostění působí jako deskostěna, proto je nutné zkontrolovat konstrukční zásady jak pro stěnu, tak i pro desku.

Deska – podélná výztuž

Minimální a maximální plocha vyztužení

Navržená plocha výztuže A_s :

$$A_s = 6,79 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Pro minimální plochu výztuže $A_{s,min}$ platí:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot (f_{ctm}/f_{yk}) \cdot b \cdot d \quad (3.1)$$

Zároveň pro $A_{s,min}$ platí:

$$A_{s,min} > 0,0013 \cdot b \cdot d \quad (3.2)$$

Dosazením do vztahu (3.1) dostaneme hodnotu $A_{s,min}$, kterou následně porovnáme s omezením ze vztahu (3.2):

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot (2,6/500) \cdot 0,6 \cdot 0,075 = 6,08 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s,min} > 0,0013 \cdot b \cdot d = 0,0013 \cdot 0,6 \cdot 0,075 = 5,85 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$A_{s,min} = 6,08 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 > 5,85 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2 \text{ **PLATÍ** } \rightarrow A_{s,min} = 7,8 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2$$

Pro maximální plochu $A_{s,max}$ výztuže platí vztah:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c \quad (3.3)$$

Výpočtem získáme hodnotu $A_{s,max}$:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot 0,6 \cdot 0,15 = 3,6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

Pro navrženou plochu výztuže musí platit:

$$A_{s,min} < A_s < A_{s,max} \quad (3.4)$$

$$A_{s,min} < A_s < A_{s,max} = 58,5 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2 < 6,79 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 < 3,6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 - \textbf{VYHOVUJE}$$

Minimální a maximální vzdálenost výztuže

Navržená vzdálenost prutů s :

$$s = 100 \text{ mm}$$

Pro minimální vzdálenost prutů $s_{\min}$ platí:

$$s_{\min} = \max\{1,2 \cdot \Phi ; dg+5 ; 20 \text{ mm}\} \quad (3.5)$$

Dosazením do vztahu (3.5) byla vypočtena minimální vzdálenost prutů jako:

$$s_{\min} = \max\{1,2 \cdot 12 ; 8+5 ; 20 \text{ mm}\} = \max\{14,4 \text{ mm}; 13; 20 \text{ mm}\} = 20 \text{ mm}$$

Pro maximální vzdálenost prutů $s_{\max}$ platí:

$$s_{\max} = \min\{2 \cdot h ; 250 \text{ mm}\} \quad (3.6)$$

Dosazením do vztahu (3.6) byla vypočtena maximální vzdálenost prutů jako:

$$s_{\max} = \min\{2 \cdot 150 \text{ mm} ; 250 \text{ mm}\} = \{300 \text{ mm}; 250 \text{ mm}\} = 250 \text{ mm}$$

Dále platí že:

$$s_{\min} < s < s_{\max} \quad (3.7)$$

Dosazením do (3.7) vychází, že návrhová vzdálenost výztuže vyhoví:

$$s_{\min} < s < s_{\max} = 20 \text{ mm} < 100 \text{ mm} < 250 \text{ mm} - \underline{\text{VYHOVUJE}}$$

Deska – rozdělovací výztuž

Minimální plocha vyztužení

Navržená plocha rozdělovací výztuže $A_{s,r}$:

$$A_{s,r} = 6,79 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Platí:

$$A_{s,r,\min} = 0,2 \cdot A_{s,r} \quad (3.8)$$

A také:

$$A_{s,r,\min} < A_{s,r} \quad (3.9)$$

Dosazením do (3.8) a následným dosazením do (3.9) dostaneme:

$$A_{s,r,min} = 0,2 \cdot 6,79 \cdot 10^{-4} = 1,39 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s,r,min} < A_{s,r} = 1,39 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 < 6,79 \cdot 10^{-4} - \underline{\text{VYHOVUJE}}$$

Maximální vzdálenost rozdělovací výztuže:

Navržená vzdálenost prutů s_r :

$$s_r = 100 \text{ mm}$$

Platí 3.10 a 3.11

$$s_{r,max} = \min\{3 \cdot h ; 400 \text{ mm}\} \quad (3.10)$$

$$s_r < s_{r,max} \quad (3.11)$$

Dosazením získáme:

$$s_{r,max} = \min\{3 \cdot 150 \text{ mm}; 400 \text{ mm}\} = \{450 \text{ mm}; 400 \text{ mm}\} = 400 \text{ mm}$$

$$s_r < s_{r,max} = 100 \text{ mm} < 400 \text{ mm} - \underline{\text{VYHOVUJE}}$$

Stěna – podélná výztuž

Minimální a maximální plocha vyztužení

$$A_{s,v} = 6,79 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s,v,min} = 0,002 \cdot A_c \quad (3.12)$$

$$A_{s,v,max} = 0,04 \cdot A_c \quad (3.13)$$

$$A_{s,min} < A_s < A_{s,max} \quad (3.14)$$

Dosazením do (3.12), (3.13) a (3.14) dostaneme:

$$A_{s,v,min} = 0,002 \cdot 0,6 \cdot 0,15 = 1,8 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s,v,max} = 0,04 \cdot 0,6 \cdot 0,15 = 3,6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_{s,min} < A_s < A_{s,max} = 1,8 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 < 6,79 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 < 3,6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 - \underline{\text{VYHOVUJE}}$$

Maximální vzdálenost výztuže

$$s = 100 \text{ mm}$$

Platí že:

$$s_{\min} = \max\{1,2 \cdot \Phi ; dg+5 ; 20 \text{ mm}\} \quad (3.15)$$

$$s_{\max} = \min\{3 \cdot h ; 400 \text{ mm}\} \quad (3.16)$$

$$s_{\min} < s < s_{\max} \quad (3.17)$$

Dosazením do (3.15), (3.16) a (3.17) vypočteme:

$$s_{\min} = \max\{1,2 \cdot 12 ; 8+5 ; 20 \text{ mm}\} = \max\{14,4 \text{ mm}; 13; 20 \text{ mm}\} = 20 \text{ mm}$$

$$s_{\max} = \min\{3 \cdot 150 \text{ mm}; 400 \text{ mm}\} = \{450 \text{ mm}; 400 \text{ mm}\} = 400 \text{ mm}$$

$$s_{\min} < s < s_{\max} = 20 \text{ mm} < 100 \text{ mm} < 400 \text{ mm} - \underline{\text{VYHOVUJE}}$$

Stěna – rozdělovací výztuž

Minimální plocha vyztužení

$$A_{s,v} = 6,79 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Platí že:

$$A_{s,v} > 0,25 \cdot A_{s,v} \quad (3.18)$$

$$A_{s,v} > 0,001 \cdot A_c \quad (3.19)$$

Potom tedy:

$$A_s > 0,25 \cdot A_{s,v} = 6,79 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 > 0,25 \cdot 6,79 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 6,79 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 > 1,69 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

VYHOVUJE

$$A_s > 0,001 \cdot A_c = 6,79 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 > 0,001 \cdot 0,6 \cdot 0,15 = 6,79 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 > 9 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2 - \underline{\text{VYHOVUJE}}$$

Maximální vzdálenost výztuže

$$s = 100 \text{ mm}$$

$$s_{\max} = 400 \text{ mm} \quad (3.20)$$

$$s < s_{\max} \quad (3.21)$$

Potom platí

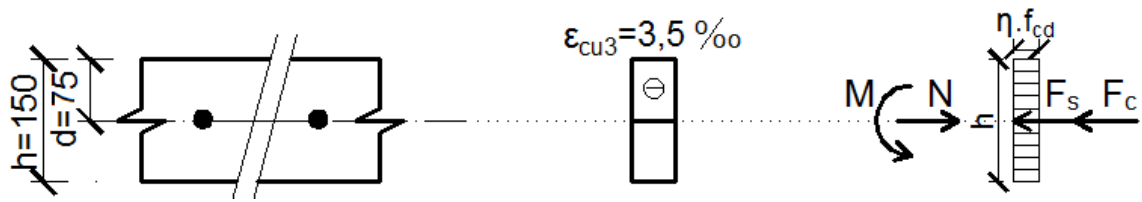
$$s < s_{\max} = 100 \text{ mm} < 400 \text{ mm} - \underline{\text{VYHOVUJE}}$$

3.9.4.3. **Posouzení na účinky momentů a normálových sil**

Posouzení je provedeno podle normy ČSN EN 1992-1-1/2006. Na základě materiálových a geometrických charakteristik, navržených tříd betonu a oceli byl sestrojen interakční diagram, do kterého byly dosazeny hodnoty ohybových momentů a normálových sil získané z analýzy provedené matematickým modelováním v programu Plaxis 2D AE. [55]

3.9.4.4. **Interakční diagram**

Bod 0 – Celý průřez tlačěn



$$\varepsilon_{c3} = \varepsilon_s = 1,75\text{‰} < \varepsilon_{sy} = 2,07\text{‰}$$

$$\sigma_s = \varepsilon_{c3} \cdot E_s = 0,00175 \cdot 210 \cdot 10^9 = 367,5 \text{ MPa}$$

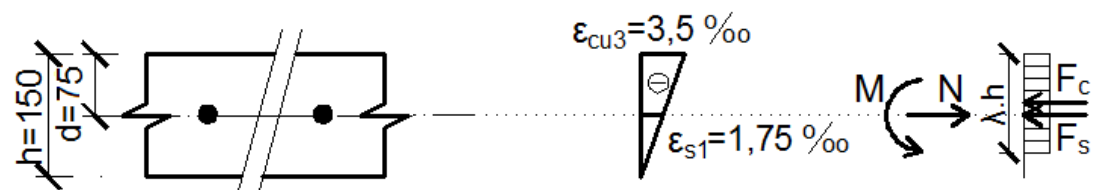
$$N_{Rd0} = -b \cdot h \cdot \eta \cdot f_{cd} - A_s \cdot \sigma_s \quad (3.22)$$

$$M_{Rd0} = A_s \cdot \sigma_s \cdot z \quad (3.23)$$

$$N_{Rd0} = -0,6 \cdot 0,15 \cdot 1 \cdot 16,66 \cdot 10^3 - 6,79 \cdot 10^{-4} \cdot 367,5 \cdot 10^3 = -1 \, 749,53 \text{ kN}$$

$$M_{Rd0} = 6,79 \cdot 10^{-4} \cdot 367,5 \cdot 10^3 \cdot 0 = 0 \text{ kNm}$$

Bod 1 – V dolních vláknech nulová deformace



$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{c3}/2 = 3,5/2 = 1,75\text{‰} < \varepsilon_{sy} = 2,07\text{‰}$$

$$\sigma_s = \varepsilon_{s1} \cdot E_s = 0,00175 \cdot 210 \cdot 10^9 = 367,5 \text{ MPa}$$

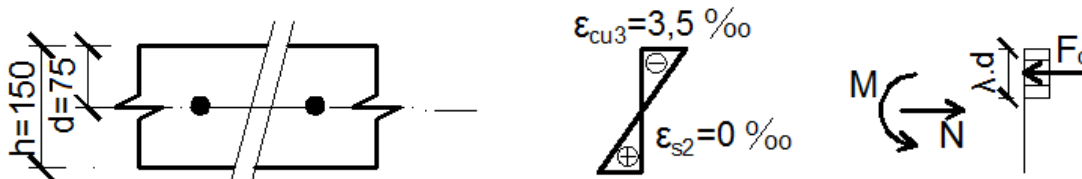
$$N_{Rd1} = -b \cdot \lambda \cdot h \cdot \eta \cdot f_{cd} - A_s \cdot \sigma_s \quad (3.24)$$

$$M_{Rd1} = b \cdot \lambda \cdot h \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot 0,5 \cdot h \cdot (1 - \lambda) + A_s \cdot \sigma_s \cdot z \quad (3.25)$$

$$N_{Rd1} = -0,6 \cdot 0,8 \cdot 0,15 \cdot 1 \cdot 16,66 \cdot 10^3 - 6,79 \cdot 10^{-4} \cdot 367,5 \cdot 10^3 = -1 \, 449,53 \text{ kN}$$

$$M_{Rd1} = 0,6 \cdot 0,8 \cdot 0,15 \cdot 1 \cdot 16,66 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot 0,15 \cdot (1 - 0,8) + 6,79 \cdot 10^{-4} \cdot 367,5 \cdot 10^3 \cdot 0 = 18 \text{ kNm}$$

Bod 2 – Nulové přetvoření výztuže



$$\varepsilon_{s2} = 0 \rightarrow \sigma_s = 0 \text{ MPa}$$

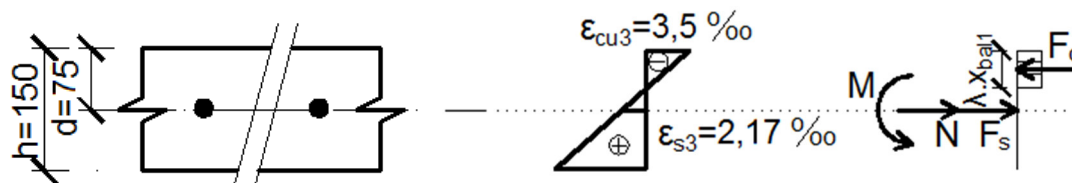
$$N_{Rd2} = -b \cdot \lambda \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd} - A_s \cdot \sigma_s \quad (3.26)$$

$$M_{Rd2} = b \cdot \lambda \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot 0,5 \cdot (h - \lambda \cdot d) + A_s \cdot \sigma_s \cdot z \quad (3.27)$$

$$N_{Rd2} = -0,6 \cdot 0,8 \cdot 0,075 \cdot 1 \cdot 16,66 \cdot 10^3 - 6,79 \cdot 10^{-4} \cdot 0 = \mathbf{-600 \text{ kN}}$$

$$M_{Rd2} = 0,6 \cdot 0,8 \cdot 0,075 \cdot 1 \cdot 16,66 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot (0,15 - 0,8 \cdot 0,075) + 6,79 \cdot 10^{-4} \cdot 0 \cdot 0 = \mathbf{27 \text{ kNm}}$$

Bod 3 – Výztuž na mezi kluzu



$$\xi_{bal} = \varepsilon_{cu3} / (\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}) = 3,5 / (3,5 + 2,17) = 0,617 \text{ m}$$

$$\varepsilon_{s3} = \varepsilon_{yd} = 2,17 \text{ ‰} > 2,07 \text{ ‰} \rightarrow \sigma_s = f_{yd}$$

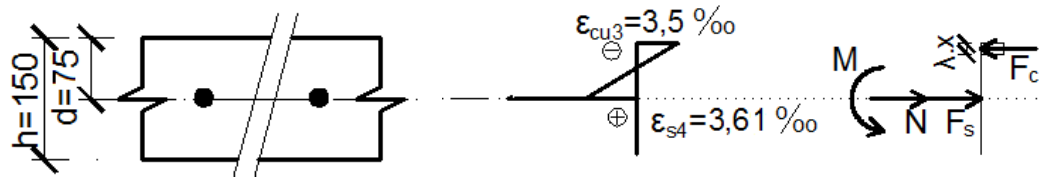
$$N_{Rd3} = -\xi_{bal} \cdot b \cdot \lambda \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd} + A_s \cdot \sigma_s \quad (3.28)$$

$$M_{Rd3} = \xi_{bal} \cdot b \cdot \lambda \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot 0,5 \cdot (h - \lambda \cdot \xi_{bal} \cdot d) + A_s \cdot f_{yd} \cdot z \quad (3.29)$$

$$N_{Rd3} = -0,617 \cdot 0,6 \cdot 0,8 \cdot 0,075 \cdot 1 \cdot 16,66 \cdot 10^3 + 6,79 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 = \mathbf{-74,84 \text{ kN}}$$

$$M_{Rd3} = 0,617 \cdot 0,6 \cdot 0,8 \cdot 0,075 \cdot 1 \cdot 16,66 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot (0,15 - 0,8 \cdot 0,617 \cdot 0,075) + 6,79 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 \cdot 0 = \mathbf{20,90 \text{ kNm}}$$

Bod 4 – Porušení prostým ohybem



$$X = (A_s \cdot f_{yd}) / (b \cdot \lambda \cdot \eta \cdot f_{cd}) = (6,79 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3) / (0,6 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 16,66 \cdot 10^3) = \mathbf{0,0369 \text{ m}}$$

$$\varepsilon_{s4} = 3,61\text{‰} > \varepsilon_{sy} \Rightarrow \sigma_s = f_{yd}$$

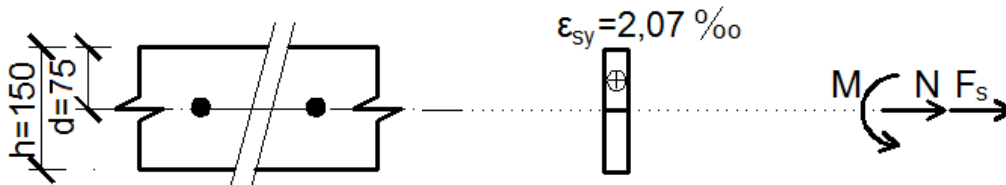
$$N_{Rd4} = 0 \quad (3.30)$$

$$M_{Rd4} = b \cdot \lambda \cdot x \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot 0,5 \cdot (h - \lambda \cdot x) - A_s \cdot f_{yd} \cdot z \quad (3.31)$$

$$N_{Rd4} = \mathbf{0 \text{ kN}}$$

$$M_{Rd4} = 0,6 \cdot 0,8 \cdot 0,0369 \cdot 1 \cdot 16,66 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot (0,15 - 0,8 \cdot 0,0369) - 6,79 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 \cdot 0 = \mathbf{17,78 \text{ kNm}}$$

Bod 5 – Celý průřez tažen



$$X = (A_s \cdot f_{yd}) / (b \cdot \lambda \cdot \eta \cdot f_{cd}) = (6,79 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3) / (0,6 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 16,66 \cdot 10^3) = \mathbf{0,0369 \text{ m}}$$

$$\varepsilon_{s4} = 3,61\text{‰} > \varepsilon_{sy} \Rightarrow \sigma_s = f_{yd}$$

$$N_{Rd5} = A_s \cdot f_{yd} \quad (3.32)$$

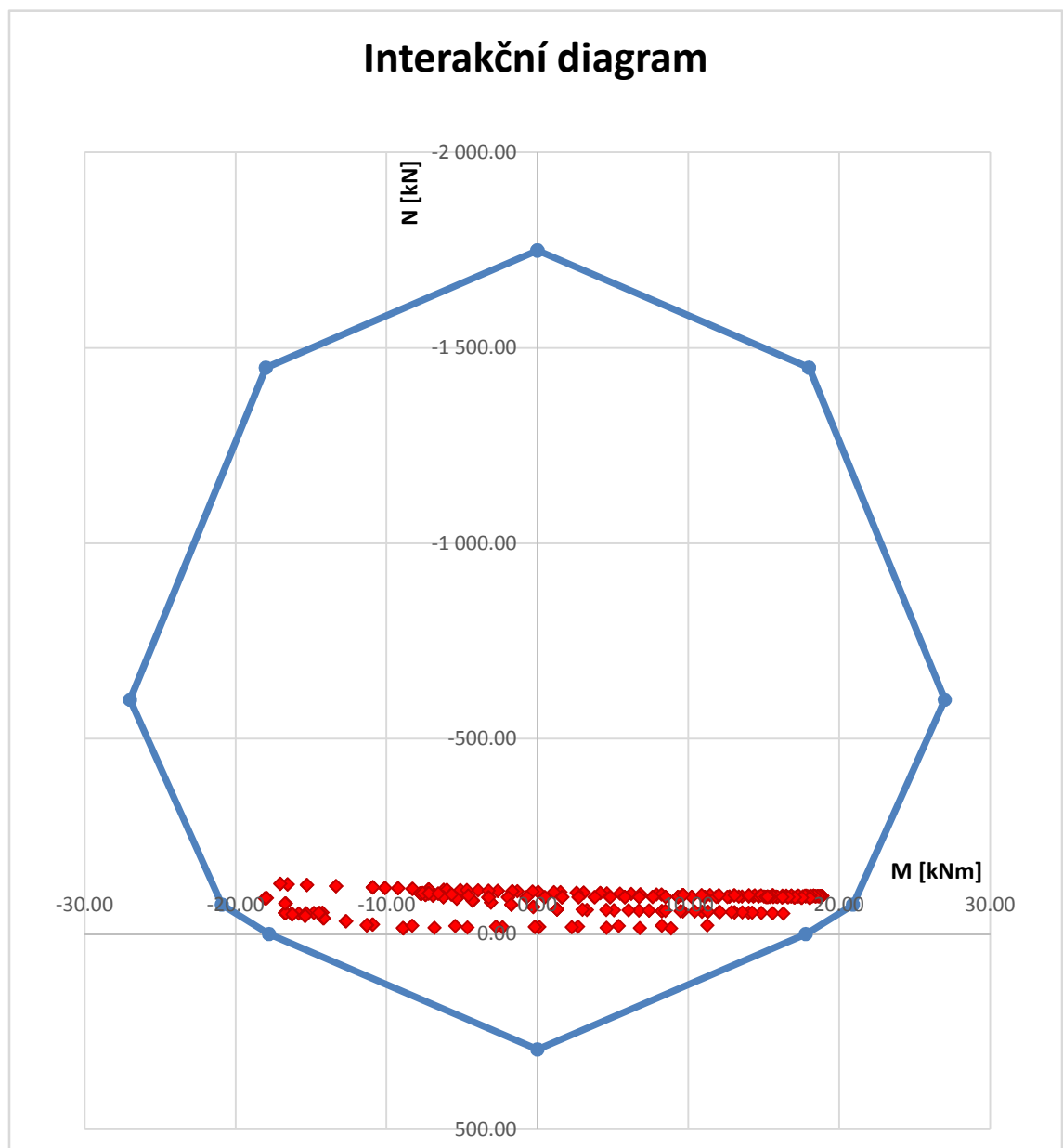
$$M_{Rd5} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z \quad (3.33)$$

$$N_{Rd5} = 6,79 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 = \mathbf{295,22 \text{ kN}}$$

$$M_{Rd5} = 6,79 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 \cdot 0 = \mathbf{0}$$

Protože se jedná o symetrický průřez, není nutné počítat zbylé body. Diagram je symetrický podle osy Y viz obr. 3-16.

Posudek primárního kolektorového ostění byl proveden na předpokládanou délku ostění při jednom záběru, což činí 600 mm o tloušťce 150 mm. Posouzení bylo provedeno pro veškeré hodnoty vnitřních sil působící na ostění uvedených v příloze 4, přičemž nebylo uvažováno vyztužení ocelovými příhradovými nosníky. Při návrhu a výpočtu se pohybujeme na straně bezpečné. Na následujícím obrázku 3-16 je graficky znázorněn interakční diagram spolu s vnitřními silami. Na něm je vidět, že veškeré vnitřní síly leží uvnitř diagramu, čili **navržené ostění vyhoví na 1. MS**.



Obr. 3-16 Interakční diagram

3.9.4.5. *Posouzení primárního ostění na účinky posouvajících sil*

Podmínka návrhu smykové výztuže:

$$V_{rd,c} \geq V_{ed} \quad (3.34)$$

Kde:

$V_{rd,c}$ Návrhová smyková únosnost betonu v libovolném místě nosníku.

V_{ed} Posouvající síla v libovolném místě nosníku.

$$V_{rd,c} = [C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_t \times f_{ck})^{1/3} + k_1 \times \sigma_{cp}] \times b_w \times d \geq v_{min} \times b_w \times d \quad (3.35)$$

Kde:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k \quad \text{Součinitel výšky} = 1 + \sqrt{\frac{200}{75}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{75}} = 2,633 < 2,0 = 2,0$$

b_w Nejmenší šířka průřezu v tažené oblasti = 0.6 m.

d Účinná výška průřezu = 75 mm

$$\rho_t \quad \text{Stupeň vyztužení} = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = \frac{6,79 \times 10^{-4}}{0,6 \times 0,075} = 0,01508 < 0,02 = 0,01508$$

$$k_1 \times \sigma_{cp} \quad \text{Vliv normálové síly} = 0,15 \times \frac{N_{ed}}{Ac} < 0,2 \times f_{cd} = 0,15 \times \frac{N_{ed}}{0,09} < 0,2 \times 16,66 = 3,33 \text{ MPa}$$

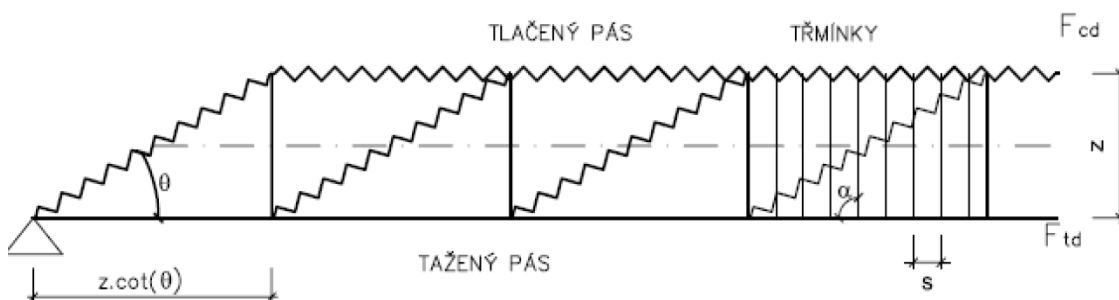
$$v_{min} \quad \text{Minimální smykové napětí} = 0,035 \times k^{\frac{3}{2}} \times f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 2^{\frac{3}{2}} \times 25^{\frac{1}{2}} = 0,495 \text{ MPa}$$

Posudek byl proveden pouze v řezu I–I, a to pro hodnoty návrhových posouvajících sil působících na primárním ostění. Normálové a posouvající síly byly přepočítány na 0,6 m, což je délka představující jeden záběr ražby a tím i délku posuzovaného ostění. Pro větší přehlednost jsou výsledky zpracovány v tabulce č. 5, která je součástí přílohy č. 5. Je patrné, že téměř všechny posouvající síly přenesou beton ostění bez přídavné smykové výztuže. Výjimky tvoří body, označené v posledním sloupci **NEVYHOVUJE**. Tyto body jsou charakteristické extrémními hodnotami posouvajících sil. V tomto případě práce zohledňuje započtení výztužného příhradového oblouku ASTA firma Ankra.

Protože příhradový nosník přesahuje tuhostí prvky ostění, působí na něj největší podíl výsledné posouvající síly. A jako součást ostění, působí současně také jako smyková výztuž. Jedná se o podobný princip jako vyztužení trémové konstrukce na smyk. Popis a charakteristiky oblouku jsou podrobněji uvedeny v kapitole 5.4.2.

3.9.4.6. **Návrh a posouzení smykové výztuže:**

Posouzení vychází z modelu náhradní příhradoviny viz obr. 3–17



Obr. 3-17 Model příhradové analogie. F_{cd} (návrhová hodnota tlakové síly v betonu ve směru podélné osy prvku. F_{td} (návrhová hodnota tahové síly v podélné výztuži)

Podmínka únosnosti smykové výztuže:

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rd,max}, V_{Rd,s}\} \quad (3.36)$$

Kde:

V_{Rd} Únosnost ve smyku.

$V_{Rd,max}$ Návrhová hodnota maximální posouvající síly, kterou prvek může přenést, omezená rozdrčením tlakových diagonál.

$V_{Rd,s}$ Návrhová hodnota posouvající síly, kterou může převzít smyková výztuž na mezi kluzu.

V_{Ed} Návrhová hodnota posouvající síly působící na ostění = 85 kN.

Návrh smykové výztuže bude proveden z podmínky $V_{Ed}=V_{Rd,s}$, úhel θ byl odhadnut na hodnotu 30°.

Následně bude vyjádřena osová vzdálenost třmínků (3.38). Tento předpoklad bude následně ověřen z podmínky pro $V_{Rd,max}$.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{ywd} \times (\cot \theta + \cot \alpha) \quad (3.37)$$

Vyjádření osové vzdálenosti třmínků:

$$s = \frac{A_{sw} \times z \times f_{ywd} \times (\cot \theta + \cot \alpha)}{V_{Ed}} \quad (3.38)$$

Kde:

A_{sw} Průřezová plocha smykové výztuže = $2,26 \times 10^{-4} \text{ m}^2$.

f_{ywd} Návrhová mez kluzu smykové výztuže $f_{ywd}=f_{yd}=434,8 \text{ MPa}$.

z Rameno vnitřních sil. Při výpočtu lze běžně použít $z=0,9 \times H=0,9 \times 0,182=163 \text{ mm}$.

θ Úhel mezi betonovými diagonálami a osou nosníku.

α Úhel mezi prvky příhradoviny = 45°

Dosazením do (3.38) dostaneme maximální osovou vzdálenost třmínků.

$$s = \frac{2,26 \times 10^{-4} \times 0,163 \times 434,8 \times 10^3 \times (\cot 30^\circ + \cot 45^\circ)}{85 \times 10^3} = 326,38 \text{ mm}$$

Osová vzdálenost třmínků zvolena $s=300 \text{ mm}$. Zpětným dosazením do vztahu (3.37)

dostaneme $V_{Rd,s}$:

$$V_{Rd,s} = \frac{2,26 \times 10^{-4}}{0,300} \times 0,163 \times 434,8 \times 10^6 \times \cot 30^\circ$$

$$V_{Rd,s} = 92,48 \text{ kN}$$

Ověření předpokladu:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (3.39)$$

Kde:

α_{cw} Součinitel, zohledňující stav napětí v tlačném pásu = 1,0.

b_w Nejmenší šířka průřezu v tažené oblasti = 0,228 m.

v_1 Redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem:

$$v_1 = v = 0,6 \times \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$$

$$v = 0,6 \times \left[1 - \frac{25}{250} \right] \quad (3.40)$$

$$v = 0.54$$

Dosazením do (3.39) dostaneme $V_{Rd,max}$:

$$V_{Rd,max} = \frac{1 \times 0,228 \times 0,163 \times 0,54 \times 16,66}{\cot 30^\circ + \tan 30^\circ}$$

$$V_{Rd,max} = 144,77 \text{ kN}$$

Potom tedy výsledná únosnost ve smyku dle rovnice (3.36) a (3.41) je:

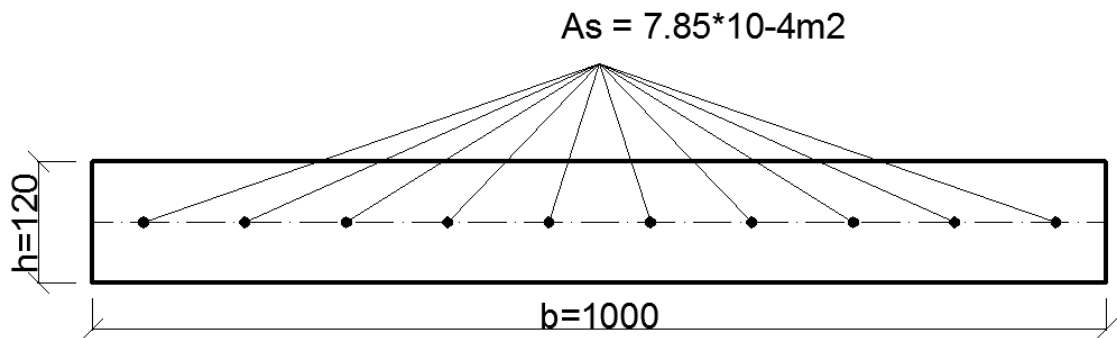
$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (3.41)$$

$$85 \text{ kN} \leq 95,48 \text{ kN}$$

Započtením příhradových prutů jako smykovou výztuž, **ostění vyhoví** na posouvající sílu.

3.9.5. Posouzení sekundárního ostění na 1. mezní stav v řezu I-I'

Posudek na 1. MS byl proveden podle ČSN EN 1922-1-1/2006. Navržená výztuž sekundárního ostění je svařovaná KARI síť o průměru 10 mm s rozměry ok 100/100 mm umístěná v ose ostění schéma viz obr. 3-18. Materiál sekundárního ostění byl navržen jako stříkaný beton třídy C25/30 XC2.



Obr. 3-18 Schéma vyztužení primárního ostění (rozměry v mm)

3.9.5.1. *Materiálové charakteristiky*

Beton C25/30

Ocel B550B

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 550 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cc} = 1$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{550}{1.15} = 478.26$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa}$$

$$E_s = 210 \text{ GPa}$$

$$e_{c3} = 1.75 \text{ ‰}$$

$$e_{sy} = \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{478.26}{210 \cdot 10^3} = 2.27 \text{ ‰}$$

$$e_{cu3} = 3.5 \text{ ‰}$$

$$\eta = 1$$

$$\lambda = 0.8$$

$$A_s = 7.85 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1 \cdot \frac{25}{1.5} = 16.66 \text{ MPa}$$

3.9.5.2. **Konstrukční zásady**

Kolektorové ostění působí jako deskostěna, proto je nutné zkontrolovat konstrukční zásady jak pro stěnu, tak i pro desku. Pro platí všechny vztahy uvedené ve vzorcích 3.1 až 3.21. Proto již nebudou znovu vypsány všechny obecné vzorce, ale jen zkráceně jejich dosazení a výsledky.

Deska – podélná výztuž

Minimální a maximální plocha vyztužení

Navržená plocha výztuže A_s :

$$A_s = 7,85 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Dosazením do vztahu (3.1) dostaneme hodnotu $A_{s,\min}$, kterou následně porovnáme s omezením ze vztahu (3.2):

$$A_{s,\min} = 0,26 \cdot (2,6/550) \cdot 1 \cdot 0,06 = 7,37 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$A_{s,\min} > 0,0013 \cdot b \cdot d = 0,0013 \cdot 1 \cdot 0,06 = 7,8 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$A_{s,\min} = 7,37 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2 > 7,8 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2 \text{ **NEPLATÍ** } \rightarrow A_{s,\min} = 7,8 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2$$

Pro maximální plochu $A_{s,\max}$ výztuže platí vztah (3.3). Výpočtem získáme hodnotu $A_{s,\max}$:

$$A_{s,\max} = 0,04 \cdot 1 \cdot 0,12 = 4,8 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

Pro navrženou plochu výztuže musí platit (3.4):

$$A_{s,\min} < A_s < A_{s,\max} = 7,8 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2 < 7,85 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 < 4,8 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 - \text{VYHOVUJE}$$

Minimální a maximální vzdálenost výztuže

Navržená vzdálenost prutů s :

$$s = 100 \text{ mm}$$

Dosazením do vztahu (3.5) byla vypočtena minimální vzdálenost prutů jako:

$$s_{\min} = \max\{1,2 \cdot 10 ; 8 + 5 ; 20 \text{ mm}\} = \max\{12 \text{ mm} ; 13 ; 20 \text{ mm}\} = 20 \text{ mm}$$

Dosazením do vztahu (3.6) byla vypočtena maximální vzdálenost prutů jako:

$$s_{\max} = \min\{2 \cdot 150 \text{ mm} ; 250 \text{ mm}\} = \{300 \text{ mm} ; 250 \text{ mm}\} = 250 \text{ mm}$$

Dosazením do (3.7) vychází, že návrhová vzdálenost výztuže vyhoví:

$$s_{\min} < s < s_{\max} = 20 \text{ mm} < 100 \text{ mm} < 250 \text{ mm} - \underline{\text{VYHOVUJE}}$$

Deska – rozdělovací výztuž

Minimální plocha vyztužení

Navržená plocha rozdělovací výztuže $A_{s,r}$:

$$A_{s,r} = 7,85 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Platí vztah (3.8) a (3.9), dosazením do (3.8) a následným dosazením do (3.9) dostaneme:

$$A_{s,r,\min} = 0,2 \cdot 7,85 \cdot 10^{-4} = 1,57 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s,r,\min} < A_{s,r} = 1,57 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 < 7,85 \cdot 10^{-4} - \underline{\text{VYHOVUJE}}$$

Maximální vzdálenost rozdělovací výztuže:

Navržená vzdálenost prutů s_r :

$$s_r = 100 \text{ mm}$$

Platí (3.10) a (3.11) následným dosazením vypočteme:

$$s_{r,\max} = \min\{3 \cdot 120 \text{ mm}; 400 \text{ mm}\} = \{360 \text{ mm}; 400 \text{ mm}\} = 360 \text{ mm}$$

$$s_r < s_{r,\max} = 100 \text{ mm} < 360 \text{ mm} - \underline{\text{VYHOVUJE}}$$

Stěna – podélná výztuž

Minimální a maximální plocha vyztužení

$$A_{s,v} = 7,85 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Dosazením do (3.12), (3.13) a (3.14) dostaneme:

$$A_{s,v,\min} = 0,002 \cdot 1 \cdot 0,12 = 2,4 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s,v,\max} = 0,04 \cdot 1 \cdot 0,12 = 4,8 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_{s,\min} < A_s < A_{s,\max} = 2,4 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 < 7,85 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 < 4,8 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 - \underline{\text{VYHOVUJE}}$$

Maximální vzdálenost výztuže

$$s = 100 \text{ mm}$$

Dosazením do (3.15), (3.16) a (3.17) vypočteme:

$$s_{\min} = \max\{1,2 \cdot 10 ; 8+5 ; 20 \text{ mm}\} = \max\{112 \text{ mm}; 13; 20 \text{ mm}\} = 20 \text{ mm}$$

$$s_{\max} = \min\{3 \cdot 120 \text{ mm}; 400 \text{ mm}\} = \{360 \text{ mm}; 400 \text{ mm}\} = 360 \text{ mm}$$

$$s_{\min} < s < s_{\max} = 20 \text{ mm} < 100 \text{ mm} < 360 \text{ mm} - \underline{\text{VYHOVUJE}}$$

Stěna – rozdělovací výztuž

Minimální plocha vyztužení

$$A_{s,v} = 7,85 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Platí že (3.18) a (3.19). Potom tedy:

$$A_s > 0,25 \cdot A_{s,v} = 7,85 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 > 0,25 \cdot 7,85 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 7,85 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 > 1,96 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

VYHOVUJE

$$A_s > 0,001 \cdot A_c = 7,85 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 > 0,001 \cdot 0,6 \cdot 0,15 = 7,85 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 > 1,2 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 - \underline{\text{VYHOVUJE}}$$

Maximální vzdálenost výztuže podle (3.20) a (3.21)

$$s = 100 \text{ mm}$$

$$s < s_{\max} = 100 \text{ mm} < 400 \text{ mm} - \underline{\text{VYHOVUJE}}$$

3.9.5.3. **Posouzení na účinky momentů a normálových sil**

Stejně jako primární ostění posuzované v kapitole 3.9.4.3, bylo ostění sekundární posouzeno podle normy ČSN EN 1992-1-1/2006. Na základě materiálových a geometrických charakteristik, navržených tříd betonu a oceli byl sestaven interakční diagram, do kterého byly dosazeny hodnoty ohybových momentů a normálových sil získané z analýzy provedené matematickým modelováním v programu Plaxis 2D AE.

Vnitřní síly nebyly přepočteny na délku záběru při ražbě jako u ostění primárního, ale posuzovány na délku 1 m ostění. Běžně by se sekundární ostění navrhovalo na zatížení, které působí na primární ostění, tj. by primární ostění nespoleupůsobilo. Ale protože se v okolí kolektoru nenachází výrazné agresivní prostředí, předpokládá postup v diplomové práci jisté spolupůsobení primárního ostění spolu s ostěním sekundárním, a to tak, že 35% zatížení přebere primární obezdívka a na ostění sekundární působí potom „jen“ 65% celkového zatížení. Hodnoty zatížení jsou uvedeny v tabulce č. 6, která je součástí přílohy č. 6. [55]

3.9.5.4. **Interakční diagram.**

Interakční diagram byl sestaven analogicky s postupem pro primární ostění uvedený v kapitole 3.9.4.3, platí všechny výše uvedené vztahy 3.22, až 3.33. Pro přehlednost jsou uvedeny hodnoty jednotlivých bodů interakčního diagramu.

Bod 0 – Celý průřez tlačěn

$$N_{Rd0} = -2\,288,49 \text{ kN}$$

$$M_{Rd0} = 0 \text{ kNm}$$

Bod 1 – V dolních vláknech nulová deformace

$$N_{Rd1} = -1\,888,48 \text{ kN}$$

$$M_{Rd1} = 19,2 \text{ kNm}$$

Bod 2 – Nulové přetvoření výztuže

$$N_{Rd2} = -800 \text{ kN}$$

$$M_{Rd2} = 28,8 \text{ kNm}$$

Bod 3 – Výztuž na mezi kluzu

$$N_{Rd3} = -118,39 \text{ kN}$$

$$M_{Rd3} = 22,31 \text{ kNm}$$

Bod 4 – Porušení prostým ohybem

$$N_{Rd4} = 0 \text{ kN}$$

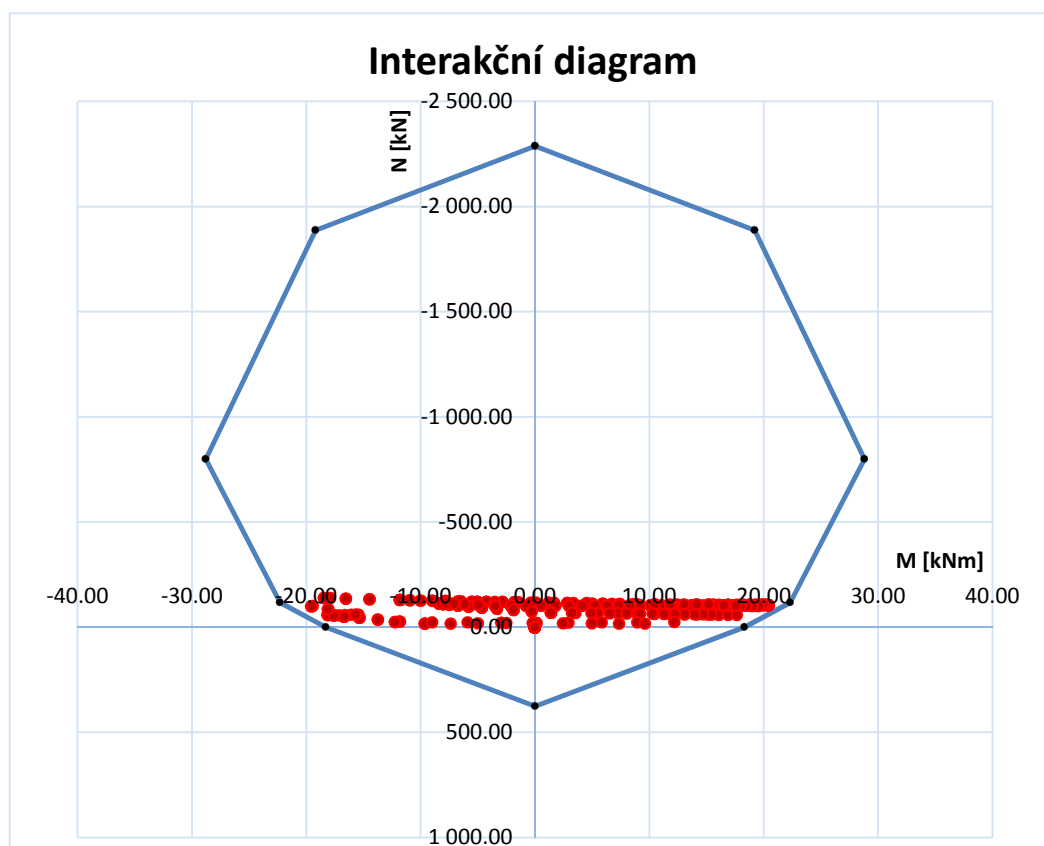
$$M_{Rd4} = 18,29 \text{ kNm}$$

Bod 5 – Celý průřez tažen

$$N_{Rd5} = 375,43 \text{ kN}$$

$$M_{Rd5} = 0$$

Protože se jedná o symetrický průřez, není nutné počítat zbylé body. Diagram je symetrický podle osy Y viz obr. 3-19. Posudek sekundárního ostění byl proveden na předpokládanou délku ostění 1 m o tloušťce 120 mm. Posouzení bylo provedeno pro veškeré hodnoty vnitřních sil působících na ostění uvedených v tabulce č. 6, která je součástí přílohy 6, přičemž nebylo uvažováno vyztužení ocelovými příhradovými nosníky. Při návrhu a výpočtu se pohybujeme na straně bezpečné. Na obrázku 3-19 je graficky znázorněn interakční diagram spolu s vnitřními silami. Na něm je vidět, že veškeré vnitřní síly leží uvnitř diagramu, čili **navržené sekundární ostění vyhoví na 1. MS.**



Obr. 3-19 Interakční diagram

3.9.5.5. **Posouzení ostění na účinky posouvajících sil**

Protože zatížení od posouvajících sil přebere výztužný oblouk. Není nutné posuzovat sekundární ostění na vliv posouvajících sil.

4. OCHRANA KOLEKTORU PROTI VNIKÁNÍ PODZEMNÍ VODY

Chránit kolektor proti podzemní vodě je mimořádně důležité, neboť se chrání nejen konstrukce samotná, ale současně i její technologické vybavení, prodlužuje se doba používání a tím se zkracuje doba návratnosti nemalé investice.

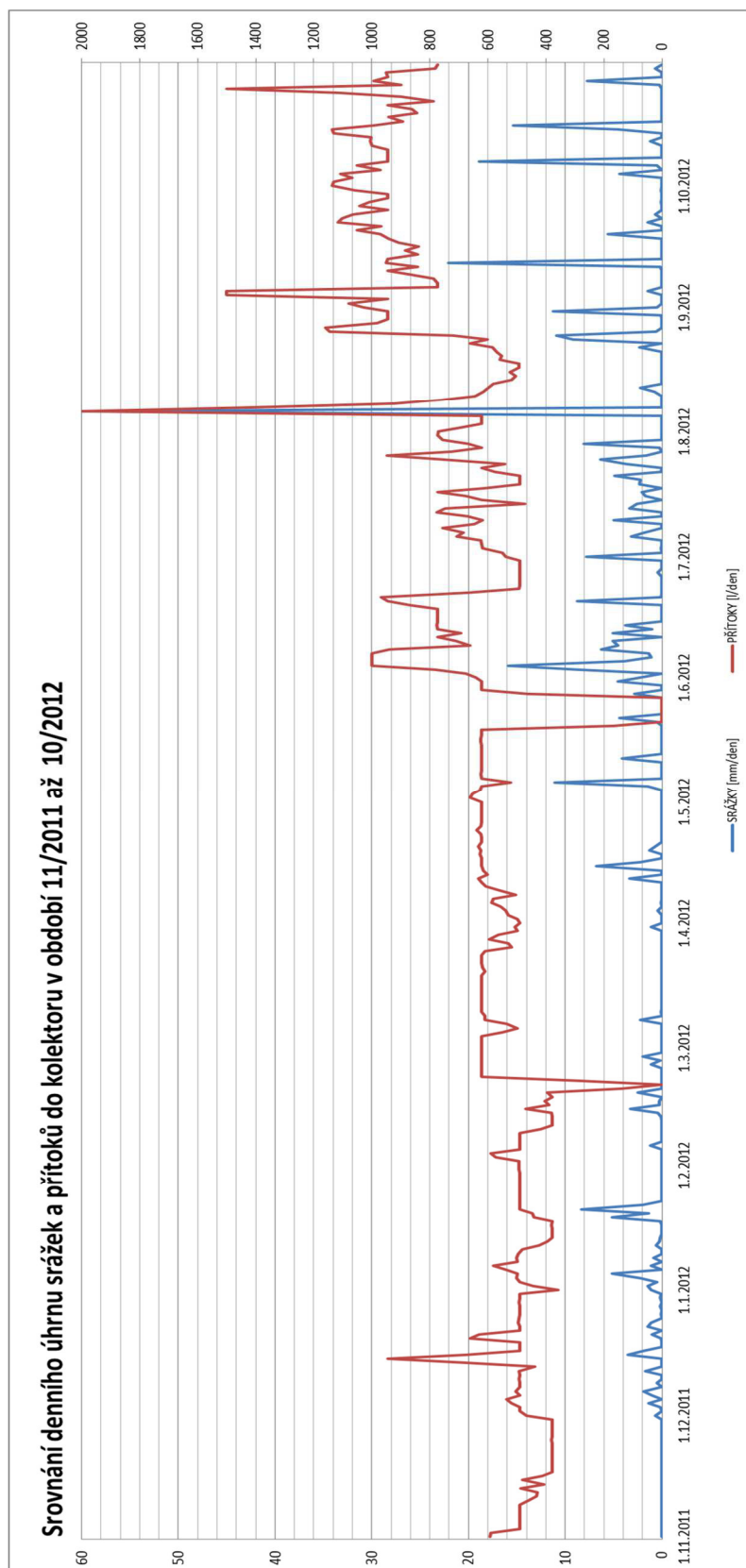
Jako názorný příklad uvádí diplomová práce skutečný vliv podzemní vody na kolektor. Práce čerpá ze zapůjčeného znaleckého posudku hydrologie vně ostění v době přípravy předmětné stavby a v aktuálním čase hydrologického roku 2012.

Toto znalecké posouzení řešilo problematiku přítoků vody do kolektoru a mimo jiné se zabývalo vlivem srážkových úhrnů a následných průsaků vody do kolektoru na Dominikánském náměstí.

Do kolektoru pronikala podzemní voda ve větší míře, než byla investorem definovaná přípustná hodnota 550 l/den. Extrémní hodnoty průsaků dosahovaly 1 500 až 2 000 l/den. Při velkých objemech vody docházelo k narušování vnitřního prostředí kolektoru, degradaci sekundárního ostění a především korozi v uložení nosných prvků vystrojení.

Vzniklo důvodné podezření, že vnikání vody do kolektoru mělo souvislost se srážkovými úhrny, především v charakteru dotčeného území, kdy svrchní geologické vrstvy jsou tvořeny velmi různorodými a silně propustnými navážkami, zbytky konstrukcí a inženýrských sítí atd. Kryt plochy náměstí je tvořen převážně dlažbou (včetně tzv. „kočičích hlav“), která umožňuje velmi rychlé a přímé vsakování srážkových vod. Geologickou vrstvou přivádějící vodu k rubu konstrukce jsou relikty štěrku a písku báze kvartéru. Ve znaleckém posudku byla převzata data o denních a přepočtených měsíčních srážkových úhrnech z databáze ČHMÚ Brno pro konkrétní období hydrologického roku 2011 až 2012.

Na obrázku 4-1 jsou uvedeny diagramy srážek a přítoků vody do kolektoru. Je zcela zřejmá přímá souvislost mezi množstvím spadlých atmosférických srážek a naměřeným množstvím vody prosáklé do kolektoru Dominikánské náměstí. Je to zvláště patrné, a to zcela bezprostředně, v případě vyšších až vysokých přívalových srážek v druhé polovině monitorovaného hydrologického roku. Vliv vody v kolektoru je patrný z obrázku 4-2. V další kapitole diplomová práce řeší návrh nejlepšího způsobu ochrany před podzemní vodou. [26]



Obr. 4-1 Přehledný graf úhrnů srážek a množství vody proniklé do kolektoru [26]



Obr. 4-2 Průsaky vody do kolektoru. (foto - Kopáček Pavel)

4.1. NÁVRH OCHRANY PROTI PODZEMNÍ VODĚ

Jako nejlepší ochranou proti podzemní vodě se v tomto případě jeví stříkaná hydroizolace, a to jak z hlediska spolehlivosti, tak i z hlediska technologického způsobu ražby, který bude podrobněji popsán v kapitole 5.

Ve srovnání této metody s klasickou fóliovou hydroizolací odpadají při použití stříkané hydroizolace potíže s pracnou instalací fólií, možné problémy při netěsnosti spojů jednotlivých dílců či při porušení celistvosti fólií při instalaci. Stříkaná hydroizolace je tedy z pohledu instalace efektivnější, rychlejší a méně pracná. Lépe si také poradí s případnými nerovnostmi povrchu primárního ostění. Navíc zaručuje dokonalou soudržnost s primárním i sekundárním ostěním a tedy ostění sekundární může být tvořeno stříkaným betonem.

Dále cena této izolace není v porovnání s jinými výrazně dražší, naopak (např. při budování tunelové komplexu Blanka v Praze) byla demonstrována její cenová výhodnost.

Při aplikaci hydroizolace nástřikem na dvě vrstvy s barevným odlišením, odpadá problém „nedokonalého překrytí“. Zároveň by nástřik měl provádět technik s dostatečnými zkušenostmi a měla by být pravidelně kontrolována tloušťka vrstvy izolace. Je deklarováno, že při tloušťce od 2 mm je izolace považována za vodotěsnou. Ale aby ochrana nespočívala jen na jednom prvku, bude nutné zajistit kvalitu betonu a tím i samotnou vodotěsnost betonu. Toho se docílí použitím přísady xypex.

Pro tento konkrétní případ by bylo vhodné doplnit metodu stříkané hydroizolace o odlehčovací hadicovou metodu, a to tam, kde báze neogénu tvoří údolní reliéf. Zde by totiž mohla skrz propustné vrstvy pronikat srážková voda a vytvářet hydrostatický tlak na konstrukci. Aplikováním hadicové metody do těchto kritických míst nejen že lze snížit případný hydrostatický tlak působící na rub ostění, ale zajistí to současně pro vodu tu nejprostupnější cestu, tak, aby mohla odtéci bez toho, aby náhodně hledala „nejjednodušší“ cestu chaoticky v jiném místě ostění.

5. TECHNOLOGICKÝ POSTUP VÝSTAVBY

Při výstavbě sekundárního kolektoru bude nutné připravit těžní šachtu (obr. 5-1), která bude sloužit k dopravě rubaniny a potřebného materiálu. Ražba bude prováděna na plný profil dovrchní ražbou s délkou záběru 0,6 m. Ostění bude prováděno ve dvou fázích – jako primární ostění a sekundární ostění, sloužící jako definitivní.



Obr. 5-1 Ilustrační příklad těžní šachty [29]

5.1. PRÁCE V PŘEDSTIHU

Je nezbytné provést pasportizaci staveb nad a v přilehlém okolí kolektoru. Ač nebylo výpočtem přímo prokázáno nadměrné ohrožení okolních budov poklesem při ražbě, bylo by vhodné realizovat studii pro použití tryskové injektáže k ochraně kostela sv. Michala a přilehlých budov (to v případě potřeby). Dále bude nutné osadit a následně zajistit geodetické body na blízkých budovách a do přilehlých komunikací. Musí být osazeny především body nad osou kolektoru.

Takto vytyčené body musí být zaměřeny v předstihu alespoň šesti měsíců před začátkem ražby. Při eventuálním dosažení/překročení varovných stavů bude ražba pozastavena a budou realizována nápravná opatření.

5.2. GEOTECHNICKÝ MONITORING

Před samotnou ražbou musí být zajištěna nivelační a konvergenční měření. Tato geodetická měření budou vzájemně provázána ve smyslu povrchu a podzemí. Během ražby bude nutné pravidelně monitorovat rovněž seismické účinky a intenzitu hluku, která nesmí na povrchu a v přilehlých objektech překročit zákonem danou mez, především v době nočního klidu.

Dále je nutné zajistit pravidelný geologický/geotechnický dohled (sled) při ražbě. Na základě tohoto dohledu, budou porovnávány skutečné a předpokládané geologické podmínky v trase kolektoru. V neposlední řadě bude geologický/geotechnický dohled rovněž monitorovat hydrogeologii, sledovat potenciální přítoky vody na čelbě. Především podle těchto skutečností budou navržena místa pro umístění odlehčovací hadicové metody.

Včas před započatím stavebních prací bude provedena řádná pasportizace objektů, komunikací a inženýrských sítí ohrožených stavbou a během stavby bude průběžně dokumentován jejich stav

Na GT monitoring bude vypracován samostatný projekt respektující TP 237 MD ČR/2011.

5.3. PŘELOŽKY INŽENÝRSKÝCH SÍTÍ

Při ražbě kolektoru se nepředpokládá kolize s inženýrskými sítěmi. Nejvyšší část kolektoru se nachází níže, než jsou nejnižše ukládané inženýrské sítě. Možná kolize s inženýrskými sítěmi se předpokládá v místě těžní šachty. V předstihu je nutné zajistit veškeré údaje o skutečných, ale také i o nezakreslených inženýrských sítích, nacházejících se v tělese těžní šachty. Nafárané inženýrské sítě budou bez prodlení přeloženy. Pokud při ražbě dojde ke kolizi s podzemními prostory, budou tyto prostory zajištěny a následně překonány ručně pomocí pneumatického náradí. V případě havárii inženýrských sítí je nutné okamžitě zastavit ražbu a problémy řešit s příslušnými správci sítí.

5.4. POSTUP VÝSTAVBY

Postup ražby je složen z následujících, cyklicky se opakujících kroků:

- rozpojování zeminy, její naložení a odvoz,
- usazení výztužných oblouků,
- vybudování primárního ostění,
- položení stříkané hydroizolace,
- vybudování sekundárního ostění.

5.4.1. Rozpojování zeminy, naložení a odvoz zeminy

Na čelbě je zemina uvolňována pomocí tunelářského bagru na výložníku, detaily budou dobrány ručním náradím (sbíječka, krompáč apod.). V případě potřeby je možno lžíci bagru nahradit impaktorem. Rubanina bude pomocí bagru přemístěna na pásový dopravník, který vede do těžní bedny. Ta je připojena k důlní elektrické lokomotivě vedené na kolejích mezi čelbou a těžní šachtou. Na obrázku 5-2 je uveden příklad práce na čelbě. Rubanina je posléze odvezena sklápěcími automobily na předem definovanou skládku.



Obr. 5-2 Ilustrační fotografie situace na čelbě, stroj v popředí je klasický pneumatický nakladač [29]

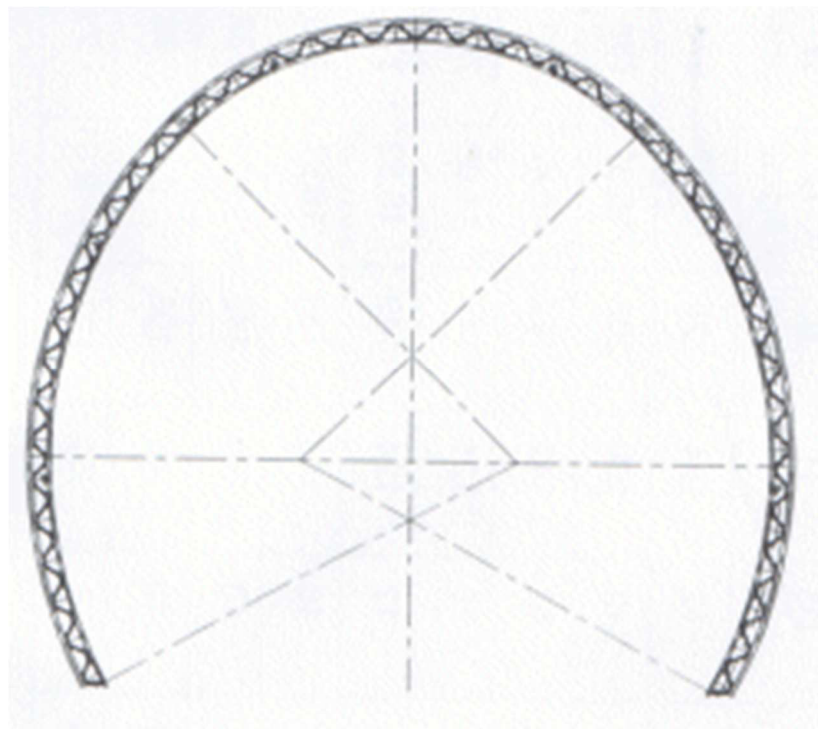
5.4.2. Usazení výztužných oblouků

Výztužné oblouky byly navrženy jako příhradové, typu Asta, od firmy Ankra Petřvald (obr. 5-3). Alternativně mohou být použity i profily příhradových oblouků typu Bretex, Pantex, Heinzmann. Konstrukce oblouků musí být dostatečně tuhá, ale zároveň úsporná.

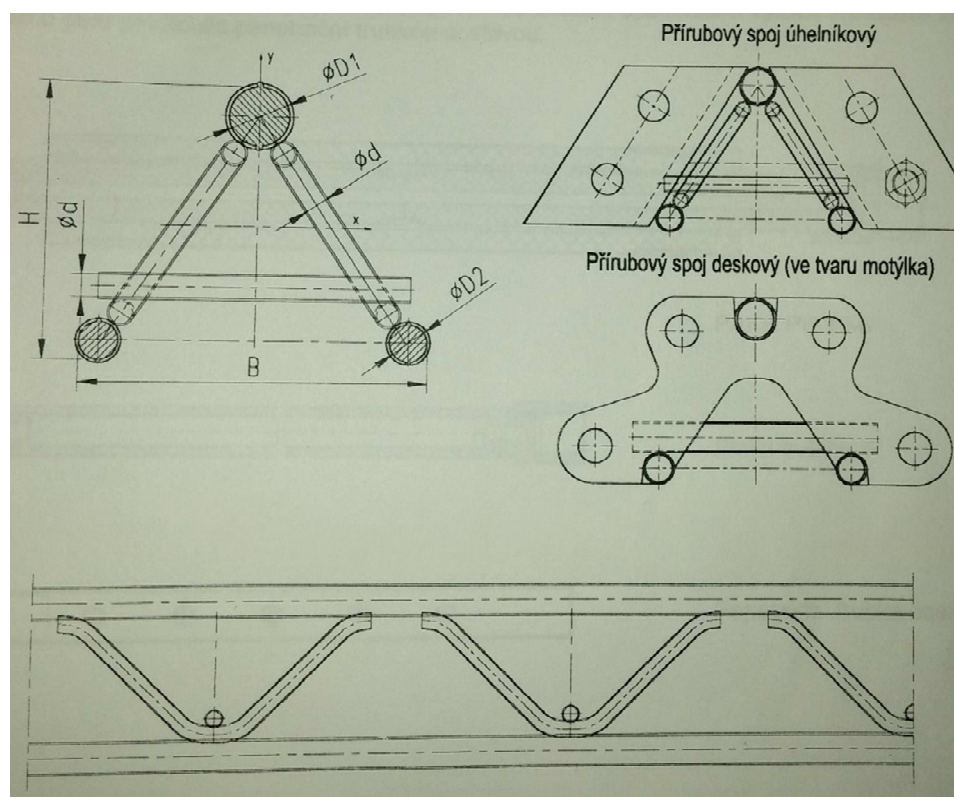
Oblouky plní následující funkce:

- statickou – při posouzení ostění na vliv momentu a normálové síly není započítané statické spolupůsobení z důvodů bezpečnosti, ale při posouzení na vliv posouvající síly bylo započteno,
- technologickou – úkolem těchto oblouků bude zaručení výsledného profilu kolektoru a tím zjednodušení betonáže stříkaným betonem, dosažení vyšší přesnosti geometrie a rovněž úspory materiálu,
- uchycení KARI sítě – na obrázku 5-5 je ilustrační detail (v tomto případě plnostěnné K-výztuže) osazení KARI sítě. Tím je zajištěna správná poloha prvků a jejich fixace při betonáži SB.

V tomto konkrétním případě byly navrženy jednoduché tříprutové příhradové oblouky Asta typ GT 70/20/32 – viz obr. 5-4, na kterém je patrný i detail spoje oblouku. Rozměry a charakteristické hodnoty použitého oblouku jsou zřejmé z tabulky č. 5-1. Tento profil se vyznačuje vyšší únosností a menší spotřebou oceli za současné možnosti velmi dobrého zastříkání/prostříkání betonem. Oblouky budou umístěny ve vzájemné osově vzdálenosti 0,6 m na podložky (bačkory) z úpalků U profilu. Stabilitu rámu v podélném směru zajišťují táhla a rozpěrky. Geometrický tvar by měl být co možná nejpresněji zachován, rozměry se mohou lišit v závislosti na tvaru skutečného výrubu. [10, 28, 43]



Obr. 5-3 Příhradový oblouk od firmy Ankra [27]



Obr. 5-4 Schéma výztuže typu Ankra GT 70/20/32 [59]



Obr. 5-5 Ukázkový příklad použití K-výztuže, uchycení KARI sítě a rozepření u podlahy [29]

Tabulka č. 5-1 Rozměrové a charakteristické hodnoty výztužného oblouku.

Typ	D ₁	D ₂	d	H	B	S	G	I _x	W _x	I _y	W _y
[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[cm ²]	[kg/m]	[cm ⁴]	[cm ³ -]	[cm ⁴]	[cm ³ -]
GT 70/20/32	32	20	10	122	146	14.33	12.59	333	52	254	30

5.4.3. Primární ostění

Primární ostění je navrženo ze stříkaného betonu pevnostní třídy SB30 (C25/30 – XC2-Cl 0.2-Dmax8) s přísadou zajišťující vodotěsnost betonu - xypex. Nástřik ostění bude proveden suchým způsobem nástřiku podle [56], v tloušťce 150 mm a bude proveden ve dvou vrstvách. Beton bude vyztužen KARI sítěmi 12x100x100 mm z oceli B500B osazenými v jedné vrstvě. Přesahy jednotlivých sítí musí být nejméně na 2 oka a musí být zajištěny proti pohybu vázacím drátem. V místech vytyčených na základě podkladů z inženýrskogeologického průzkumu, monitorování skutečné geologie a hydrogeologie během stavby, budou osazeny trubkové prostupy. Tyto prostupy budou uzavřeny a budou sloužit jako „zárodky“ pro budoucí použití odlehčovací hadicové metody.

Realizace stříkaného betonu primárního ostění bude probíhat v následujících krocích:

- úprava povrchu neupraveného ostění (odstranění velkých výčnělků zasahujících dovnitř profilu),
- nástřik první vrstvy tloušťky cca 75 mm (tzv. podstřík),
- osazení KARI sítě,
- nástřik druhé vrstvy betonu – dostřikání na navrženou tloušťku 150 mm.

V rámci realizace primárního ostění je nutné vytvořit primární podlahu a rýhu pro uložení kanalizačního potrubí.

5.4.3.1. ***Rýha pro kanalizační potrubí***

Z důvodů osazení kanalizačního potrubí je nutné provést rýhu pod podlahou. V této bude následně potrubí uloženo na štěrkovém loži. Diplomová práce podrobněji tuto problematiku neřeší, ale uvádí nastínění postupu prací:

- provedení nástřiku primární podlahy v minimální tloušťce,
- po zatuhnutí betonu se v trase rýhy vytěží beton a zemina,
- úprava dna a stěn rýhy,
- příprava štěrkového lože pro kanalizační potrubí,
- uložení potrubí a následné obsypání předepsanou frakcí štěrku,
- položení výztužné KARI sítě a dostřikání na plnou výšku primární podlahy,
- v kontrolních a přístupových místech do potrubí, bude KARI síť lokálně vystřižena.

5.4.4. **Hydroizolace**

Zabránění průniku vody a vlhkosti z okolního geologického prostředí bude zajištěno použitím stříkané hydroizolace aplikované mezi primární a sekundární ostění. Jak již bylo uvedeno v kapitole 4.1, byla zvolena technologie stříkané hydroizolace v kombinaci s odlehčovací hadicovou metodou. V místech určených na základě podkladů z inženýrskogeologického průzkumu, monitorování skutečné geologie a hydrogeologie během stavby, budou osazeny trubkové prostupy. Tyto prostupy budou provizorně, případně v budoucnosti trvale, uzavřeny a budou sloužit jako „zárodky“ pro osazení prvků odlehčovací hadicové metody.

Pro stříkanou hydroizolaci byl navrhnut produkt MASTERSEAL® 345 od firmy BASF. Před aplikací této hydroizolace musí být povrch primárního ostění očištěn a zbaven uvolněných částic. Musí být odstraněny zbytky případných ošetřovacích prostředků. Poté je hydroizolace aplikována nástřikem suchým způsobem, a to v navržené tloušťce 4 mm. Izolace bude provedena na dvě vrstvy po 2 mm, s barevným odlišením. V případě použití odlehčovací hadicové metody, musí být drény z těchto vrtů svedeny do kanalizace a to v uzavřených profilech aby nedocházelo ke styku vody se vzduchem a následnému zasintrování potrubí.

5.4.5. Sekundární ostění

Betonáž sekundárního ostění je prováděna přímo na hydroizolační membránu, bez jakékoliv úpravy. Započata může být až po uplynutí technologické přestávky izolace.

Sekundární ostění bude tvořeno stříkaným betonem pevnostní třídy SB30 (C25/30-XC2-Cl 0.2-Dmax8) s přísadou pro vodotěsnost betonu - xypex. Nástřik ostění bude proveden suchým způsobem nástřiku, v tloušťce 120 mm a stejně jako u primárního ostění musí být splněny zásady podle [56]. Nástřik bude proveden na dvě vrstvy. Sekundární podlaha bude vybetonována pomocí transportbetonu. Beton bude vyztužen KARI sítěmi 10x100x100 mm z oceli B550B osazenými v jedné vrstvě. Přesahy jednotlivých sítí musí být nejméně na 2 oka a musí být zajištěny proti pohybu vázacím drátem. Realizace stříkaného betonu sekundárního ostění bude probíhat v následujících krocích:

- nástřik první vrstvy tloušťky cca 60 mm (tzv. podstřík),
- osazení KARI sítě,
- nástřik druhé vrstvy betonu – dostřikání na navrženou tloušťku 120 mm.

6. ZÁVĚR

Hlavním cílem předkládané diplomové práce bylo navrhnout konstrukci sekundárního kolektoru v městě Brně a zaměřit se na problematiku ochrany vnitřního prostoru kolektoru před průnikem podzemní vody.

V kapitolách 3.9.4 a 3.9.5 bylo navrženo primární a sekundární ostění, které vyhoví na mezní stavy. Pro primární ostění byl zvolen stříkaný beton SB C20/25 vyztužený KARI sítí 12x100x100 mm. Tloušťka navrženého ostění je 150 mm. Pro sekundární ostění byl navržen stříkaný beton SB C20/25, vyztužený KARI sítí 10x100x100 mm. Sekundární ostění má tloušťku 120 mm. Byla navržena oblouková příhradová výztuž Asta typu GT 70/20/32, která byla částečně započtena při posouzení vlivu posouvajících sil.

Proti vnikání podzemní vody byla navržena stříkaná hydroizolace v tloušťce 4 mm po celém obvodu ostění. Použitím stříkané hydroizolace se výrazně zvyšuje ochrana proti podzemní vodě. A to především, docílením jednolitě celistvé vrstvy po obvodu ostění. V případě vyšších přítoků vody do díla je tato izolace doplněna hadicovými svodnicemi. Kolektor je následně možné realizovat pomocí postupů uvedených v kapitole 5.

7. SEZNAM LITERATURY

7.1. KNIŽNÍ PUBLIKACE

- [1] CHLOST, Jiří. Kolektory pro podzemní městská vedení. Vyd. 1.]. Praha: Nakladatelství technické literatury ve středisku interních publikací, 1972, 260 s. ISBN 301-05-86; SIP- 41677/02571.
- [2] et al Stavební ročenka 1998. 1. vyd. Praha 2: Informační centrum ČKAIT, 1997, 283 s. ISBN 80-902-4600-1.
- [3] et al Stavební ročenka 1998: Městské inženýrství. 1. vyd. Praha: Informační centrum ČKAIT, 1997, 283 s. ISBN 80-902-4600-1.
- [4] VYTLAČILOVÁ, Vladimíra a Tomáš DVORSKÝ. Juniorstav 2008: 10. odborná konference doktorského studia : sborník anotací : Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební = 10th Professional Conference of Postgraduate Students : [collection of abstracts] : Brno University of Technology, Faculty of Civil Engineering 23.1.2008. In: Permeabilita a vodotěsnost betonu. DOI: Juniorstav 2008
ISBN 978-80-86433-45-5.
- [5] SCHMID, Pavel. ÚSTAV STAVEBNÍHO ZKUŠEBNICTVÍ. Závěrečná zpráva HS 124570212101: 19. stavba kolektoru Veselá – Dominikánské náměstí 2. Etapa – Diagnostický průzkum ostění sekundárního kolektoru. Brno, 2014, 33 s.
- [6] HILAR, Matouš, Jaroslav BEŇO a Jan PRUŠKA. Stavební obzor: Betonová ostění podzemních staveb. Praha: Fakulta stavební ČVUT, 2011, roč. 20, č. 3. ISSN 1210 - 4027.
- [7] MATOUŠEK, František, Josef ŠPETA a Josef VIHAN. Ochrana podzemních staveb. 1. vyd. Praha: SNTL, 1967, 269 s. ISBN 04-712-67.
- [8] KOLYMBAS, D. Tunnelling and tunnel mechanics: and rational approach to tunnelling. Berlin: Springer, c2005, xv, 437 s. ISBN 35-402-5196-0.

- [9] FOLOVSKÁ, Kateřina. Rekonstrukce kanalizace v Brně. Brno, 2011. 88 s., 124 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky. Vedoucí práce doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.
- [10] NEKL, Jiří. Rekonstrukce železničního tunelu. Brno, 2012. 135 s., 42 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky. Vedoucí práce doc. Ing. Vladislav Horák, CSc..

7.2. NORMY

- [11] ČSN 73 7505. Sdružené trasy městských vedení technických vybavení. Praha: Český normalizační institut, 1987, 32s.
- [12] ČSN 73 7501. Navrhování konstrukcí ražených podzemních objektů. Praha: Český normalizační institut, 1993. 16s
- [13] ČSN EN 1991-2. Zatížení konstrukcí – Část 2:Zatížení mostů dopravou. Praha: Český normalizační institut, 2005. 152s.
- [55] ČSN EN 1992-1-1. Navrhování betonových konstrukcí. Praha: Český normalizační institut, 2006. 210s.

7.3. PŘEDNÁŠKY, ČASOPISY

- [14] RACLAVSKÝ, Jaroslav. Přednáška č.3: Sdružené trasy městských vedení a technického vybavení. Brno: Ústav vodního hospodářství obcí, 2014.
- [15] ALDORF, Josef. Časopis stavebnictví: časopis stavebních inženýrů, techniků a podnikatelů. Brno: EXPO DATA, 2007, č. 8. Měsíčník.
- [16] KOLES: základní kolektorový systém centrální oblasti hlavního města Prahy [Brožůra].

- [17] ROVNANÍKOVÁ, Pavla. Přednáška č.12: Přísady do betonu [online]. Brno: Ústav chemie, 2014 [cit. 2015-01-10].
- [18] Materiály pro stavbu. Praha: Springer Media, 2013, roč. 8, č. 8. ISSN 1213-0311.
- [19] HILAR, Matouš, Jaroslav BEŇO a Jan PRUŠKA. Stavební obzor: Betonová ostění podzemních staveb – nové trendy. Praha: Fakulta stavební ČVUT, 2011, roč. 20, č. 3. ISSN 1210-4027.
- [20] PAZDERA, Ladislav. TUNEL. Úpravy povrchu stříkaného betonu pod izolaci: Časopis českého tunelářského komitetu a slovenskej tunelárskej asociace ITA/AITES. 1999, roč. 8, č. 1. ISSN 1211-0728.
- [21] Střechy, fasády, izolace: odborný měsíčník. Hydroizolace: Provádění hydroizolací v prostředí podzemních staveb [online]. [cit. 2015-01-10]. DOI: Střechy izolace fasády. Dostupné z: <http://www.strechy-fasady-izolace.cz/temata/hydroizolace/provadeni-hydroizolaci-v-prostredi-podzemnich-staveb>
- [22] ZÁMEČNÍK, Michal. Silnice - železnice: Stříkaná hydroizolační membrána pro tunely a podzemní stavby. 2012. ISSN 1803-8441.
Dostupné z: <http://www.silnice-zeleznice.cz/clanek/strikana-hydroizolacni-membrana-pro-tunely-a-podzemni-stavby/>
- [23] ŠÍMA, Jaroslav et al. Časopis českého tunelářského komitetu a slovenskej tunelárskej asociace ITA/AITES: Stříkaná hydroizolační membrána Masterseal 345 jako úspěšné alternativní řešení. 2011, č. 2. ISSN 1211-0728.
- [24] BARTÁK, Jiří. Podzemní stavby. Praha: ČVUT. Elektronické přednášky.
- [25] RAČANSKÝ, Václav. Aplikace inženýrských úloh v geotechnice: Přehled numerických metod v geotechnice. VUT Brno, FAST, Ústav geotechniky. Brno, 2010. Přednáška.

- [26] HORÁK, Vladislav. Znalecký posudek: 1. Etapa - znalecké posouzení hydrologie vně ostění v době přípravy stavby a v aktuálním čase hydrologického roku 2012. Brno, 2013, 16 s.
- [27] ANKRA.CZ [online]. [cit. 2015-01-10]. Dostupné z: http://www.ankra.cz/obrazky/tiny_mce/ods6-1.gif
- [28] HORÁK, Vladislav. Podzemní stavby. Brno. VUT Brno, FAST, Ústav geotechniky, 2006. Přednášky.
- [29] HORÁK, Vladislav. Fotografie z ražby štoly.

7.4. ZDROJE Z INTERNETU

- [30] Český Krumlov. Turistické aktivity: Kolektor pod městem [online]. [cit. 2015- 1- 0]. Dostupné z: <http://www.ckrumlov.info/docs/cz/atr564.xml#nabid51510>
- [31] Jihlavské podzemí: Jihlavské kolektory. OUBRECHT.COM. [online]. [cit. 2015- 01-10]. Dostupné z: <http://www.jihlavskepodzemi.cz/jihlavske-kolektory>.
- [32] Technické sítě Brno a. s.: TSB. Druhy kolektorů [online]. 2012 [cit. 2015-01-10]. Dostupné z: <http://www.tsb.cz/?akce=druhy-kolektoru>.
- [33] Kolektory Praha a. s.: Pražské kolektory. [online]. [cit. 2014-06-10]. Dostupné z: <http://www.kolektory.cz>
- [34] Český Krumlov. Turistické aktivity: Kolektor pod městem [online]. [cit. 2015- 01- 10]. Dostupné z: <http://www.ckrumlov.info/docs/cz/atr564.xml#nabid51510>.
- [35] Jihlavské podzemí: Jihlavské kolektory. OUBRECHT.COM. [online]. [cit. 2015- 01-10]. Dostupné z: <http://www.jihlavskepodzemi.cz/jihlavske-kolektory>.

- [36] PACLÍK, Jaroslav. IDNES.CZ. Jihlava a vysočina: Jihlava zpřístupní lidem podzemní kolektory, vypadají jako menší metro. [online]. 2014 [cit. 2015-01-10]. Dostupné z: http://jihlava.idnes.cz/zpristupneni-podzemnich-kolektoru-v-jihlave-fa5-jihlava-zpravy.aspx?c=A140927_2103259_jihlava-zpravy_mv
- [37] JEŘICHOVÁ, Zuzana. 5. Agresivita na pažicích a podchycující konstrukce: Agresivní voda. ČVUT: Katedra technologií staveb [online]. [cit. 2015-01-10]. Dostupné z: <http://technologie.fsv.cvut.cz/aitom/podklady/online-zakladani/textjama5.html>
- [38] BRINKGREVE, Roland. Bulletin of the Plaxis: New developments. [online]. 1998, č. 5 [cit. 2015-01-07]. Dostupné z: [http://www.plaxis.nl/files/files/05%20PLAXIS%20Bulletin%20\(S\).pdf](http://www.plaxis.nl/files/files/05%20PLAXIS%20Bulletin%20(S).pdf)
- [39] HOŘEJŠÍ, Jiří a Libor MAŘÍK. IKP CONSULTING ENGINEERS, s. r. o. Matematické modelování a skutečné chování tunelů realizovaných podle projektů.: Možnosti a úspěšnost numerického modelování podzemních staveb. [online]. 2014, s. 54 [cit. 2015-01-07]. Dostupné z: http://www.ita-aite.cz/files/Seminare/2014_01_to/horejsi-matematicke-modelovani-skutecne-chovani.pdf
- [40] HOLTER, Karl Gunnar. Modern composite sprayed concrete waterproof tunnel linings. Dostupné z: <http://fast10.vsb.cz/science/seminar2009/pics/24.pdf>
- [41] VRBATA, Jan. Návrh primárního ostění tunelu Tomický II. 2010. Dostupné z: <http://www.fsv.cvut.cz/svoc/2010/registrd.php?Akce=SHOW&SID=13>. SVOČ. České vysoké učení technické v Praze Fakulta stavební. Vedoucí práce Jiří Barták.
- [42] PLAXIS. Material Models Manual: Advanced parameters of Mohr-Coulomb model. 2013. Dostupné z: <http://www.plaxis.nl/files/files/3D2013-3-Material-Models.pdf>
- [43] Prvky vystrojování: Ocelová výstroj, svorníková výstroj, stříkaný beton. ČVUT PRAHA. [online]. Přednáška. Praha [cit. 2015-01-10]. Dostupné z: <http://departments.fsv.cvut.cz/k135/data/wp-upload/2009/05/prednaska-8.pdf>.

- [44] TECHNICKÉ SÍTĚ BRNO A. S. TSB [online]. [cit. 2015-01-10]. Dostupné z: <http://www.tsb.cz/data/Image/DSC07228.JPG>
- [45] CLEMENT, Frank. MEYCO GLOBAL UNDERGROUND CONSTRUCTION. Current opportunities of sprayed waterproofing membrane. Dostupné z: http://www.ita-aitec.cz/files/Seminare/2013_01_to/clement-soucasne_moznosti.pdf
- [46] VERMMER, Pieter. *The selection of stiffness parameters: PAO Course, Experienced Plaxis users*. Noordwijkerhout, March 2002, 22 s.
- [47] TORNER, Vaclav. Obnova technických sítí v Brně: Sekundární kolektory v historickém jádru města. *Časopis stavebnictví* [online]. 05. vyd. 2007 [cit. 2015-01-14]. Dostupné z: http://www.casopisstavebnictvi.cz/UserFiles/Image/0705/37_sek_kol_rez.jpg

7.5. JINÉ ZDROJE

- [48] BULGUROVSKÁ, M., L. KLÍMEK a J. HANÁK. GEOTEST A. S. Podrobná situace: Brno - 19.stavba kolektoru Veselá - Dominikánského náměstí. 1:200. 2009, 1 s. Výkres
- [49] MAPY.CZ. Mapové podklady: Lokalita Brno-střed [online]. [cit. 2015-01-10]. Dostupné z: www.mapy.cz [Online]
- [50] ČESKÁ GEOLOGICKÁ SLUŽBA. [online]. [cit. 2015-01-10]. Dostupné z: www.geology.cz. [Online]
- [51] HANÁK, Jaroslav. GEOTEST A. S. IG rešerše: kolektor Dominikánské náměstí, Panenská ulice. Brno, 2006, 17 s.
- [52] HANÁK, Jaroslav. GEOTEST A. S. Závěrečná zpráva: geologickém sledu r azících prací v trase sekundárního kolektoru Veselá – Dominikánské náměstí v Brně. Brno, 2009, 9 s.

- [53] PÖYRY A. S. Brno-19.stavba kolektoru Veselá - Dominikánské náměstí: Schematické řezy A-A', B-B', C-C'. 1:500/100. 2009.
- [54] HORÁK, Vladislav. VUT Brno, FAST, Ústav geotechniky, 2014. Soukromá sbírka fotografií.
- [56] HILAR, Matouš. *Stříkaný beton v podzemním stavitelství*. Vyd. 1. Praha: Český tunelářský komitét ITA-AITES, 2008, 68 s. Dokumenty českého tunelářského komitétu ITA-AITES, sv. 3. ISBN 978-802-5412-626.
- [57] HORÁK, Vladislav a Vlastimil HORÁK. *K problematice monitoringu podzemních staveb*. Brno.
- [58] KLOUDA, Karel. Rizika podzemních staveb a úloha báňské záchranné služby: Rizika spojená s výstavbou. *BOZPinfo* [online]. 2010 [cit. 2015-01-16]. Dostupné z: http://www.bozpinfo.cz/win/knihovna-bozp/citarna/tema_tydne/bzspodzemi10.dve.html
- [59] ANKRA. *Výztužné prvky pro hornictví a podzemní stavitelství: Příhradový výztužný nostník Ankra GT*. Petřvald u Karviné, 2002.

8. SEZNAM POUŽITÝCH SYMBOLU, ZKRATEK A ZNAČEK

IS	inženýrské sítě
IGP	inženýrskogeologický průzkum
IG	inženýrskogeologický
pH	vodíkový exponent
TP	technická pravidla
ČBS	česká betonářská společnost
mm	jednotka délky - milimetr
m	jednotka délky - metr
kPa	jednotka zatížení kilopascal
PE	polyethylen
TPO	termoplastický polyolefin
PVC-P	měkčený polyvinylchlorid
BASf	původní název firmy Badische Anilin und Soda-Fabrik
MPa	jednotka zatížení - megapascal
MKP	metoda konečných prvků
MS	mezní stav
A_c	plocha betonového průřezu
A_s	plocha výztuže
$A_{s, \min}$	minimální plocha nosné výztuže desky
$A_{s, \max}$	maximální plocha nosné výztuže desky
$A_{s, r}$	plocha rozdělovací výztuže desky
$A_{sv, \min}$	minimální plocha podélné výztuže stěny
$A_{sv, \max}$	maximální plocha podélné výztuže stěny
b	šířka průřezu
c_{ef}	efektivní koheze
$CR_{d, c}$	součinitel
C25/30	třída betonu
B500	třída betonářské oceli
B550B	třída betonářské oceli
TS	zatěžovací soustava dvounápravy
UDL	zatežovací soustava plošného zatížení
LM3	systém zatížení

d	účinná výška průřezu
EA	normální tuhost
$E_{\text{def}}(E')$	deformační modul
EI	ohybová tuhost
E_s	modul pružnosti oceli v tahu
F_c	síla působící v betonu
f_{cd}	návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku
f_{ck}	charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku
f_{ctm}	střední hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu
F_s	síla působící ve výztuži
f_{yd}	návrhová hodnota pevnosti výztuže
f_{yk}	charakteristická hodnota pevnosti výztuže
h	výška průřezu
I_c	stupeň konzistence
k	součinitel výšky průřezu
k_x	propustnost v horizontálním směru
k_y	propustnost ve vertikálním směru
M	ohybový moment
M_{Rd}	ohybový moment
N	normálová síla
N_{Rd}	normálová síla
Q	posouvající síla
s	navržená vzdálenost výztuže
$s_{\text{max},}$	maximální vzdálenost výztuže
s_{max}	minimální vzdálenost výztuže
V	posouvající síla
V_{Ed}	hodnota návrhové posouvající síly od zatížení
$V_{\text{Rd}, c}$	smyková únosnost průřezu
w	tíha
x	vzdálenost neutrální osy
x_{bal1}	vzdálenost neutrální osy od tlačného kraje průřezu
z	vzdálenost výztuže od těžiště
α_{cc}	souč. uvažující dlouhodobé účinky na tlakovou pevnost betonu
γ_c	součinitel spolehlivosti betonu
γ_f	součinitel spolehlivosti zatížení dle ČSN 73 7501/1993

γ_s	součinitel spolehlivosti výztuže
γ_{sat}	objemová tíha nasycené zeminy
γ_u	součinitel podmínek působení dle ČSN 73 7501/1993
γ_{unsat}	objemová tíha nenasyčené zeminy
ϵ_{c3}	mezní poměrné přetvoření betonu
ϵ_{cu3}	maximální mezní poměrné přetvoření betonu v tlačném okraji
ϵ_s	přetvoření betonářské výztuže
ϵ_{yd}	přetvoření betonářské výztuže
η	součinitel tlakové pevnosti betonu
λ	součinitel definující efektivní výšku tlačné zóny
ν	poissonův součinitel
ν_{min}	minimální ekvivalentní smyková pevnost
ρ_l	stupeň vyztužení
σ_{cp}	napětí od normálové síly
σ_s	napětí ve výztuži
φ_{ef}	efektivní úhel vnitřního tření
SB	stříkaný beton
fy	firma
Ø	průměr

9. SEZNAM PŘÍLOH

Příloha 1	Technická zpráva
Příloha 2	Výkres podrobné situace: Brno - 19.stavba kolektoru Veselá - Dominikánského náměstí. M = 1:200 [28]
Příloha 3	Schematické řezy 1:500/100 [33] 3.1 Schématický řez A-A' 3.2 Schématický řez B-B' 3.3 Schématický řez C-C'
Příloha 4	Hodnoty vnitřních sil působících na primární ostění
Příloha 5	Posouzení primárního ostění na smyk
Příloha 6	Hodnoty vnitřních sil působících na sekundární ostění
Příloha 7	Vzorový příčný řez – primární ostění
Příloha 8	Vzorový příčný řez – sekundární ostění
Příloha 9	Výztužný příhradový oblouk
Příloha 10	Řez ostěním

10. SEZNAM OBRÁZKŮ

Obr. 1-1	Způsoby provádění [28]	12
Obr. 1-2	Kolektor v Curychu (Švýcarsko) [14]	14
Obr. 1-3	Typy kolektorů ve světě [28]	15
Obr. 1-4	Charakteristické řezy kolektoru 2. kategorie [28]	17
Obr. 1-5	Nárůst celkových délek kolektorové sítě hlavního města Prahy [33]	17
Obr. 1-6	Situace kolektorů v Brně [28]	19
Obr. 1-7	Primární kolektor v Brně [44]	20
Obr. 1-8	Sekundární kolektor v Brně [14]	21
Obr. 1-9	Schématický řez sekundárním kolektorem v Brně [47]	22
Obr. 1-10	Vybavení sekundárního kolektoru v Brně [14]	22
Obr. 1-11	Řez ostravským kolektorem [15]	23
Obr. 1-12	Jihlavský kolektor [31]	24
Obr. 1-13	Kamenný kolektor Oporto (Portugalsko) [28]	25
Obr. 2-1	Tvar příčného řezu primárním kruhovým a sekundárním zaklenutým kolektorem [28]	29
Obr. 2-2	Agresivita podzemní vody podle ČSN EN 206-1 [37]	30
Obr. 2-3	Grafické znázornění druhů koroze [15]	32
Obr. 2-4	Ettringit [17]	32
Obr. 2-5	Závislost propustností na tvarech pórů [4]	34
Obr. 2-6	Krystalizace přípravku xypex [5]	36
Obr. 2-7	Možnosti aplikování izolací [28]	37
Obr. 2-8	Skladba obezdívky - Gotthardský bážový tunel [54]	39
Obr. 2-9	Stříkaná izolace Masterseal 345 použita při rekonstrukci tunelu Chekka (Libanon) [45]	42
Obr. 2-10	Schéma uspořádání drenáží u dna stavby [1]	43
Obr. 2-11	Odvodnění kolektoru při různém vedení kanalizace [1]	44
Obr. 2-12	Schéma hadicové metody [7]	45
Obr. 2-13	Průřez používané hadice	45
Obr. 2-14	Kombinace stříkané izolace a hadicové metody. Zkušební štoly Hagerbach (Švýcarsko) [28, 45]	46
Obr. 2-15	Odvodňovací vrty ostění tunelu. 1-Tunelový výklenek nebo samostatná zarážka,	47

Obr. 3-1 Obecná situace kolektorů na Dominikánském náměstí [49]	48
Obr. 3-2 Geologická mapa zájmové lokality [50]	49
Obr. 3-3 Princip β -metody [38]	53
Obr. 3-4 Schéma rozměrů kolektorové chodby	55
Obr. 3-5 Zásuvný modul tunnel designer	55
Obr. 3-6 Zaboření nápravových sil do neúnosné zeminy	57
Obr. 3-7 Zatížení spojitým rovnoměrným zatížením	58
Obr. 3-8 Schéma výpočetního modelu pro řež I-I' s okrajovými podmínkami	59
Obr. 3-9 Průběh ohybových momentů	59
Obr. 3-10 Průběh normálových sil	60
Obr. 3-11 Průběh posouvajících sil	60
Obr. 3-12 Celková deformace nezapaženého výrubu	61
Obr. 4-2 Průsaky vody do kolektoru. (foto - Kopáček Pavel)	83
Obr. 4-1 Přehledný graf úhrnů srážek a množství vody proniklé do kolektoru [26]	83
Obr. 5-1 Ilustrační příklad těžní šachty [29]	86
Obr. 5-2 Ilustrační fotografie situace na čelbě, stroj v popředí je klasický pneumatický nakladač [29]	88
Obr. 5-3 Příhradový oblouk od firmy Ankra [27]	90
Obr. 5-4 Schéma výztuže typu Ankra GT 70/20/32 [59]	90
Obr. 5-5 Ukázkový příklad použití K-výztuže, uchycení KARI sítě a rozepření u podlahy [29]	91

11. SEZNAM TABULEK

Tabulka č. 3-1 Geotechnické charakteristiky zemin	52
Tabulka č. 3-2 Vstupní data zemi pro program Plaxis	56
Tabulka č. 3-3 Vstupní hodnoty pro funkci plates.....	56
Tabulka č. 3-4 Hodnoty zatížení od dopravy.	57
Tabulka č. 5-1 Rozměrové a charakteristické hodnoty výztužného oblouku.....	91

12. PROGRAMY

Plaxis 2D AE

Autocad 2014, výuková verze (studentská verze)

MS Excel