VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV GEOTECHNIKY

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF GEOTECHNICS

PODZEMNÍ GARÁŽE V BRNĚ
THE UNDERGROUND GARAGE IN BRNO-CITY

DIPLOMOVÁ PRÁCE
MASTER'S THESIS

AUTOR PRÁCE Bc. ZUZANA NOVÁKOVÁ
AUTHOR

VEDOUCÍ PRÁCE doc. Ing. VLADISLAV HORÁK, CSc.
SUPERVISOR

BRNO 2012

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. Zuzana Nováková
Název	Podzemní garáže v Brně
Vedoucí diplomové práce	doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.
Datum zadání diplomové práce	31. 3. 2011
Datum odevzdání diplomové práce	13. 1. 2012

V Brně dne 31. 3. 2011

.....	.....
Ing. Lumír Miča, Ph.D. Vedoucí ústavu	prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc. Děkan Fakulty stavební VUT

Podklady a literatura

Budou předány vedoucím diplomové práce zvlášť.

Zásady pro vypracování

V Brně pod vrchem Petrov budou navrženy velkoplošné podzemní garáže s předpokládaným přístupem z proluky na ulici Kopečné. Je třeba navrhnout jejich dispozici, realizovat úvodní statické studie a navrhnout způsob výstavby.

Předepsané přílohy

Licenční smlouva o zveřejňování vysokoškolských kvalifikačních prací
1. Zadání diplomové práce
2. Úvodní část, seznámení s problematikou DP, hlavní charakteristiky navržených objektů
3. Inženýrskogeologické, hydrogeologické a geotechnické poměry. Základní IG profil použitý pro statický výpočet, včetně geotechnických parametrů
4. Statický(é) výpočet(y)
5. Výkresová dokumentace
6. Navržený postup výstavby
7. Technická zpráva
8. Seznam použité literatury
9. Koncepty

.....

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

Abstrakt

Tématem této práce je návrh řešení podzemích garáží v centru Brna pod kopcem Petrov. Hlavním cílem práce je dispoziční návrh garáží a samotná studie provedilenosti podzemního objektu, navržení statického řešení a jeho posouzení.

Klíčová slova

podzemí garáže, ostění, vrtání a odstřel, nová rakouská tunelovací metoda, horninový pilíř, stříkaný beton, výrub, kalota, lávka

Abstract

The thesis focuses on the design of the underground garage in the centre of Brno under the Petrov hill. The main target of the thesis is to design spatial arrangement of the underground space and its feasibility study. In the following parts the design of the structural solution and its check calculation is carried out.

Keywords

underground garage, tunnel lining, drill and blast, New Austrian Tunnelling Method, rock pillar, sprayed concrete, excavation, tunnel crown, bench

Bibliografická citace VŠKP

NOVÁKOVÁ, Zuzana. *Podzemní garáže v Brně.* Brno, 2012. 135 s., 7 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky. Vedoucí práce doc. Ing. Vladislav Horák, CSc..

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracovala samostatně, a že jsem uvedla všechny použité, informační zdroje.

V Brně dne 11.1.2012

……

podpis autorky

Poděkování

Především bych chtěla poděkovat své rodině za dlouholetou podporu během studií. Diplomová práce mohla být zpracována také díky poskytnutí jedinečných podkladů panem RNDr. Jaroslavem Hanákem z firmy GEOtest Brno. V neposlední řadě patří mé poděkování vedoucímu práce doc. Ing. Vladislavovi Horákovi, CSc. za cenné rady a zejména za čas věnovaný odborným konzultacím.

1 ÚVOD ..... - 11 -

2 SOUČASNÝ STAV PODZEMNÍHO PATRA ..... - 13 -

3 PŘÍRODNÍ POMĚRY ZÁJMOVÉ LOKALITY ..... - 17 -

3.1 GEOMORFOLOGICKÉ POMĚRY ..... - 17 -

3.2 GEOLOGICKÉ POMĚRY ..... - 19 -

3.2.1 Vrtná geologická prozkoumanost ..... - 19 -

3.2.2 Geologie zájmového území ..... - 20 -

3.3 HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY ..... - 22 -

3.4 ZATŘÍDĚNÍ ZEMIN A HORNIN ..... - 23 -

3.4.1 Zatřídění zemin podle ČSN 73 1001/1988, 73 6133/2010 (těžitelnost) a bývalého ceníku 800-2 ..... - 23 -

3.4.2 Zatřídění zemin podle tunelářské klasifikace ..... - 25 -

3.4.2.1 Popisné klasifikace ..... - 25 -

3.4.2.2 Klasifikace číselné ..... - 28 -

3.5 GEOTECHNICKÉ PARAMETRY ..... - 34 -

3.6 GEOTECHNICKÉ ZHODNOCENÍ ..... - 35 -

4 NÁVRH DISPOZICE PODZEMNÍCH GARÁŽÍ ..... - 37 -

4.1 PŘÍČNÉ USPOŘÁDÁNÍ ..... - 37 -

4.1.1 Návrhový postup ..... - 37 -

4.1.1.1 Příčný profil s parkovacími stáními ..... - 37 -

4.1.2 Definitivní příčné uspořádání ..... - 41 -

4.1.2.1 Příčný profil hlavní tunelové chodby ..... - 42 -

4.2 PŮDORYSNÉ ŘEŠENÍ ..... - 44 -

4.2.1 Počet parkovacích míst ..... - 47 -

4.3 PODÉLNÝ PROFIL ..... - 48 -

4.4 SERVISNÍ KONSTRUKCE PODZEMNÍCH GARÁŽÍ ..... - 49 -

4.4.1 Větrací šachta ..... - 49 -

4.4.1.1 Zespodu nahoru vrtáním ..... - 49 -

4.4.1.2 Zespodu nahoru trhací prací ..... - 50 -

4.4.2 Přístupové chodby a šachty vedoucí na povrch ..... - 51 -

5 VOLBA TUNELOVACÍ METODY ..... - 52 -

5.1 TECHNOLOGIE RAŽBY ..... - 52 -

5.2 VÝBĚR NEJVHODNĚJŠÍ METODY VÝSTAVBY PODZEMNÍCH GARÁŽÍ ..... - 55 -

6 VÝPOČTY MKP V PROGRAMU PLAXIS ..... - 57 -

6.1 KONSTITUTIVNÍ MATERIÁLOVÉ MODELY ..... - 57 -

6.1.1 Lineárně-elastický model ..... - 57 -

6.1.2 Model Mohr-Coulomb ..... - 58 -

6.1.3 Jointed Rock model ..... - 59 -

6.1.4 Výběr vhodného materiálového modelu ..... *- 60 -*
6.2 NÁVRH A POSOUZENÍ ZAJIŠTĚNÍ VÝRUBU ..... - 60 -
7 STATICKÝ VÝPOČET ..... - 66 -
7.1 GEOTECHNICKÉ PARAMETRY HORNINOVÉHO MASÍVU ..... - 66 -
7.2 MATERIÁLY ..... - 67 -
7.3 ZATĚŽOVACÍ STAVY ..... - 67 -
7.3.1 ZS 1 – stálá zatížení ..... *- 67 -*
7.3.2 ZS 2 – nahodilá zatížení ..... *- 68 -*
7.3.3 Kombinace zatěžovacích stavů ..... *- 68 -*
7.4 VÝPOČETNÍ MODEL ..... - 69 -
7.5 POSTUP VÝPOČTU ..... - 69 -
7.5.1 Geometrie ..... *- 69 -*
7.5.2 Materiálové charakteristiky ..... *- 72 -*
7.5.3 Definování sítě ..... *- 73 -*
7.5.4 Počáteční fáze výpočtu ..... *- 74 -*
7.5.5 Fáze výpočtu ..... *- 75 -*
7.5.6 Výstupy výpočtu MKP ..... *- 79 -*
7.5.6.1 Efektivní napětí ..... - 79 -
7.5.6.2 Vnitřní síly v obezdívce ..... - 81 -
7.5.6.3 Deformace ostění ..... - 82 -
7.6 POSOUZENÍ PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ NA ÚČINKY MONETŮ A NORMÁLOVÝCH SIL – 1. MS . - 84 -
7.6.1 Posouzení ostění kaloty ..... *- 90 -*
7.6.2 Posouzení celého ostění ze SB ..... *- 92 -*
7.7 POSOUZENÍ OSTĚNÍ NA ÚČINKY POSOUVAJÍCÍCH SIL ..... - 94 -
7.7.1 Posouzení ostění kaloty ..... *- 95 -*
7.7.2 Posouzení celého ostění ..... *- 96 -*
7.8 PARAMETRICKÁ STUDIE VLIVU ŠÍŘKY HORNINOVÉHO PILÍŘE ..... - 97 -
8 TECHNOLOGIE PROVÁDĚNÍ ..... - 100 -
8.1 RAŽBA – ZÁKLADNÍ TECHNICKÉ ÚDAJE ..... - 100 -
8.1.1 Postup výstavby ..... *- 102 -*
8.2 TRHAVINY A ROZNĚCOVADLA ..... - 103 -
8.3 VRTÁNÍ ..... - 104 -
8.3.1 Vrtné schéma ..... *- 104 -*
8.3.2 Sbíhavé zálomy ..... *- 105 -*
8.3.3 Řízený výlom ..... *- 106 -*
8.4 TECHNICKÉ ZÁZEMÍ V PRŮBĚHU RAŽBY ..... - 107 -
8.4.1 Větrání ..... *- 107 -*
8.4.2 Nakládání a odvoz rubaniny ..... *- 108 -*
8.4.3 Odvodnění ..... *- 108 -*

8.4.4 Zařízení staveniště ..... *- 109 -*
8.5 PRIMÁRNÍ OSTĚNÍ ..... - 109 -
8.5.1 Požadavky na SB ..... *- 109 -*
8.5.2 Způsob aplikace SB ..... *- 110 -*
8.6 HYDROIZOLACE ..... - 110 -
8.6.1 Stříkaná hydroizolace ..... *- 111 -*
8.7 GEOTECHNICKÝ MONITORING [VIZ TP 237] ..... - 112 -
9 EKONOMICKÁ KALKULACE ..... - 114 -
10 TECHNICKÁ ZPRÁVA ..... - 116 -
10.1 IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE ..... - 116 -
10.2 URBANISTICKÉ A ARCHITEKTONICKÉ ŘEŠENÍ ..... - 116 -
10.2.1 Vliv stavby na okolí ..... *- 117 -*
10.2.1.1 Dotčené pozemky a objekty ..... - 117 -
10.2.1.2 Napojení garáží na dopravní infrastrukturu ..... - 117 -
10.2.2 Vliv stavby na životní prostředí ..... *- 117 -*
10.2.2.1 Nakládání s rubaninou ..... - 117 -
10.3 ZÁKLADNÍ CHARAKTERISTIKA STAVBY ..... - 118 -
10.3.1 Příčné uspořádání tunelových chodeb ..... *- 118 -*
10.3.1.1 Hlavní tunelová chodba ..... - 118 -
10.3.1.2 Vedlejší tunelové chodby ..... - 120 -
10.3.1.3 Parkovací tunelové chodby ..... - 121 -
10.3.2 Směrové řešení ..... *- 122 -*
10.3.3 Výškové řešení ..... *- 122 -*
10.4 STAVEBNĚTECHNICKÉ ŘEŠENÍ PODZEMNÍHO OBJEKTU ..... - 122 -
10.4.1 Konstrukční řešení ..... *- 122 -*
10.4.2 Ražba ..... *- 123 -*
10.4.3 Primární ostění ..... *- 123 -*
10.4.4 Hydroizolace ..... *- 124 -*
10.5 GEOTECHNICKÝ MONITORING [TP 237] ..... - 124 -
10.6 GEOTECHNICKÁ RIZIKA ..... - 126 -
10.7 BEZPEČNOST PRÁCE A OCHRANA ZDRAVÍ PŘI VÝSTAVBĚ ..... - 127 -
11 ZÁVĚR ..... - 128 -

1 ÚVOD

Parkování osobních automobilů v moravské metropoli je stále velmi diskutovaným tématem. Problém s parkováním mají jak občané žijící v samém centru města tak i lidé, kteří centrum města Brna zásobují či navštěvují. Návrhů na výstavbu parkovacích domů bylo za posledních několik let již mnoho. Ať už se jedná o velmi medializované a kontroverzní podzemní garáže pod Zelným trhem, jejichž projekt byl v lednu 2011 vlnou protestů ze strany Brňanů a památkářů zamítnut nebo o podzemní garáže pod Janáčkovým divadlem. Jejich návrh je však stále aktuální.

Tématem této diplomové práce je pokročilá studie podzemních garáží v Brně a to v prostoru pod kopcem Petrov, který se nachází v samém historickém centru města.

Problémy rozvoje měst a jejich aglomerací vyvolávají stále větší potřebu jejich řešení v podzemní úrovni. Využití podpovrchového prostoru má hned několik nesporných výhod. V první řadě je důležité zmínit skutečnost, že umístěním parkovacích ploch do podzemí se zvyšuje kvalita života v centru města. S tím souvisí i přijatelnější a ve své podstatě také lepší využití území na povrchu a to například k výsadbě zeleně a realizace různých rekreačních ploch. Dalším faktem, který poukazuje na výhodu podzemních parkovacích prostor je ochrana životního prostředí. Stavby na povrchu mají nepříznivý vliv na okolí ve formě zvýšené emise prachu a hluku a i tomu se dá při umístění parkoviště do podzemí zamezit. Realizace podzemních prostor má však i některé nevýhody. Ty jsou nejvíce spojeny s náklady na výstavbu, které jsou ve většině případů vyšší. Další nevýhodou je náročnost technického řešení. Ta je větší ve srovnání s výstavbou nadzemního parkovacího domu zejména v souvislosti s podzemní vodou, geologickými podmínkami a nepředvídatelnými situacemi vyplývajícími z obojího. Také může dojít k nečekaným interakcím zeminy (horniny) s podzemní stavbou a okolními stávajícími stavbami.

Důvodů proč navrhovat podzemní garáže právě pod kopcem Petrov je několik. Jedním z nich je skutečnost, že se jedná o skalní masív velmi dobré kvality, u něhož se předpokládá minimální stupeň zajištění výrubu. Tomu bez jakéhokoliv geotechnického průzkumu napovídá i samotný pohled na povrch masívu z ulice Kopečná, který je jen málo porušený a při její patě nejsou patrné

žádné větší opady porušené horniny. Druhým důvodem je proluka mezi obytnými domy, kde se nachází dva bloky garáží ve velmi špatném stavu z období druhé poloviny minulého století. Odstranění těchto zastaralých garáží by umožnilo jedinečnou příležitost pro výstavbu přístupového portálu do podzemního prostoru. Posledním důvodem je samotná lokalita Petrova, který se nachází v centru města Brna, KÚ Staré Brno. Využití dopravního uzlu na Nových Sadech by umožnilo velmi snadný přístup k portálu podzemních garáží a to bez jakýchkoliv změn týkajících se dopravního uspořádání.

Předkládaná diplomová práce je rozdělena na několik částí. V úvodu jsou shrnuty přírodní poměry lokality a to zejména geologické, geomorfologické a geotechnické poměry. Dále je navrženo dispoziční řešení podzemní garáže a jeho geometrické parametry. Následně je realizován numerický model a statický výpočet konstrukce a v závěru popsána předpokládaná technologie výstavby podzemních garáží.

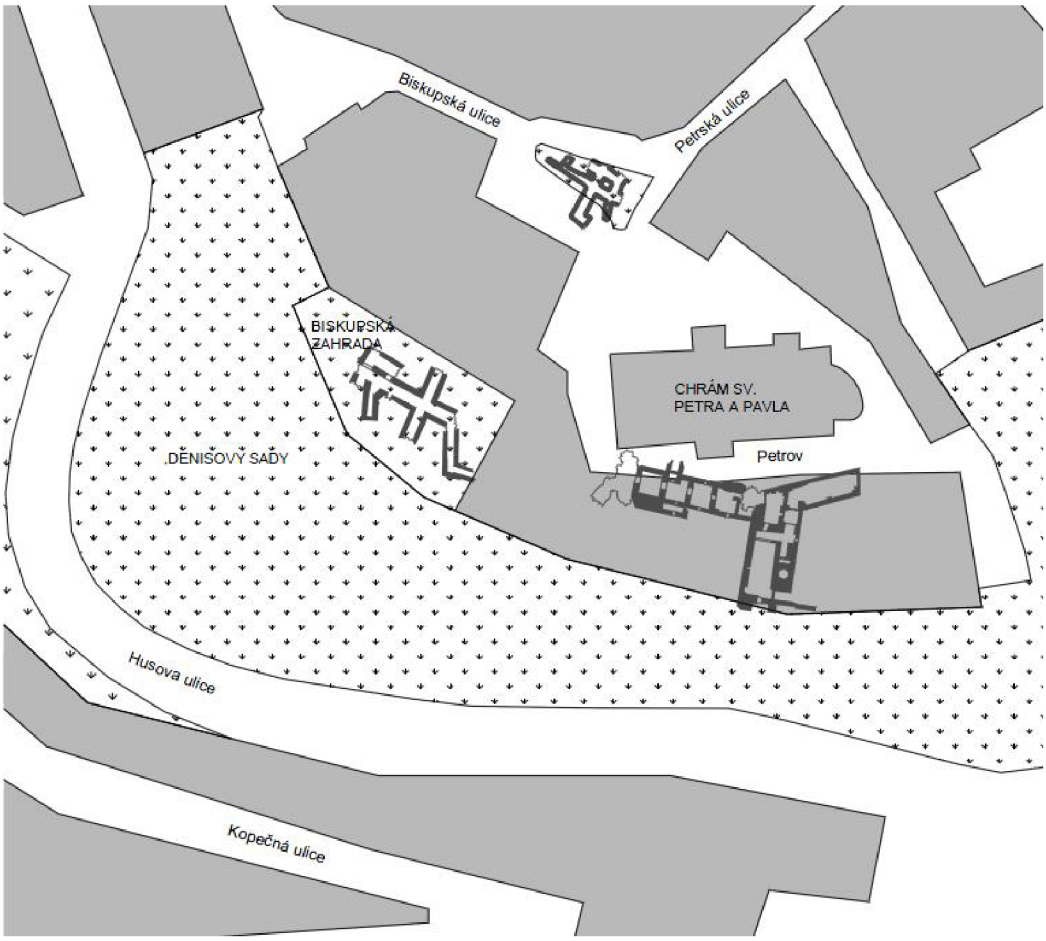
2 SOUČASNÝ STAV PODZEMNÍHO PATRA

Zájmové území, tedy okolí kopce Petrova, se nachází v historickém centru města Brna. Konkrétně se jedná o okraj tradiční městské čtvrti Staré Brno, nyní náležící městské části Brno-střed. Již nejméně od 13. století zde probíhala rozsáhlá stavební činnost spojená především s výstavbou městského opevnění. Hradební pás vinoucí se kolem města měl tvar nepravidelného oválu a dosahoval výšky až 6 m. Ve 14. století byly tyto zdi ještě zesilovány. Hradby obepínající městské jádro byly však od počátku 18. století postupně bourány. Fragmenty městských hradeb lze nyní nalézt např. za budovou Střední umělecko-průmyslové školy na Husově ulici, kde dosahují výšky až 10 metrů (viz Obr. 2.1).

Obr. 2.1 Fragment původního městského opevnění za Střední umělecko-průmyslovou školou na ulici Husově [*foto Z. Nováková*]

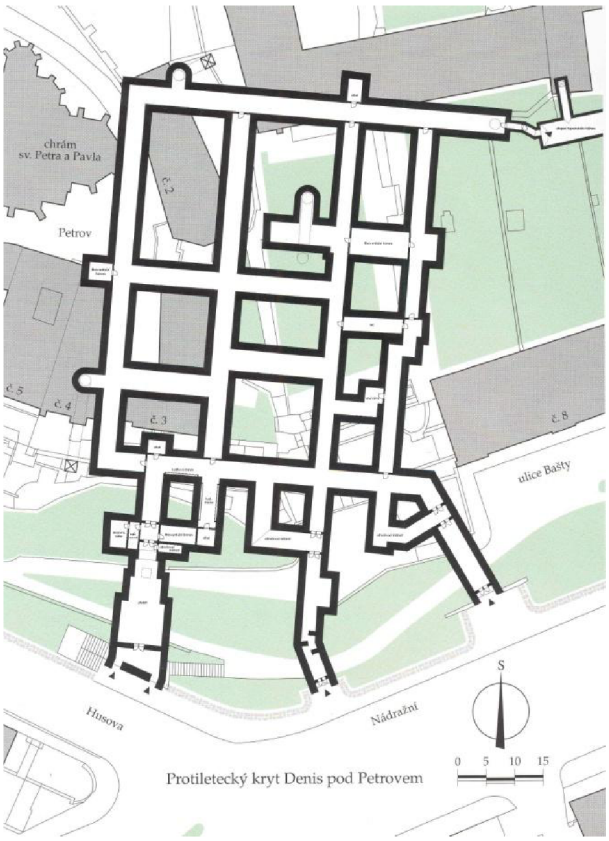
Důležitým důkazem stavební činnosti jsou rovněž podzemní historické sklepy, jejichž výstavba byla vyvolaná především potřebou skladovat potraviny v chladných prostorách. V okolí Petrova je těchto staveb velké množství. Sklepní prostory budované ve 14. století měly obvykle obdélníkový tvar s rozměry 6 až 9 m na šířku, 8 až 10 m na délku, se zahloubením 1 až 3 m pod terén. Stěny sklepů byly vyzděny z lomového kamene na maltu, výjimečně i ze zlomků cihel. V 15. století začíná nová etapa výstavby sklepů. Použitím metody ražení hornickým způsobem s následným zaklenutím cihlovou klenbou se sklepní prostory začínají pomalu rozšiřovat i pod veřejná prostranství. V 17. a 18. století pokračuje zvětšování sklepů, vznikají tím rozvětvené sklepní labyrinty, jež

zasahují hluboko před uliční čáry, pod veřejná prostranství, ulice i náměstí. V blízkosti kopce Petrov a v okolí Chrámu sv. Petra a Pavla můžeme nalézt sklepy, které jsou zakresleny na Obr. 2.2.



Obr. 2.2 Sklepní prostory v okolí Chrámu sv. Petra a Pavla [*3 – upraveno autorkou*]

Součástí stavební činnosti, která v minulosti proběhla v okolí Petrova, je i existující protiletecký kryt. Tento štolový kryt civilní ochrany zvaný Denis je umístěn ve skalním masivu petrovského kopce. Kryt byl realizován ve třech etapách. První etapa započala záhy po 2. světové válce a následně byl celý komplex dokončen v letech 1953 až 1955. Jedná se o soustavu navzájem kolmých chodeb. Půdorys krytu je obdélníkový o rozměrech přibližně 85 x 60 metrů. Chodby jsou klenuté s cihelnou vyzdívkou, jejich průřez je nejčastěji 3 x 3 m a jejich celková délka dosahuje téměř 900 m. Do krytu vedou hned tři vchody situovány na křižovatce ulic Nádražní a Husovy. Půdorys krytu a fotografie vstupů jsou uvedeny na Obr. 2.3 a Obr. 2.4.



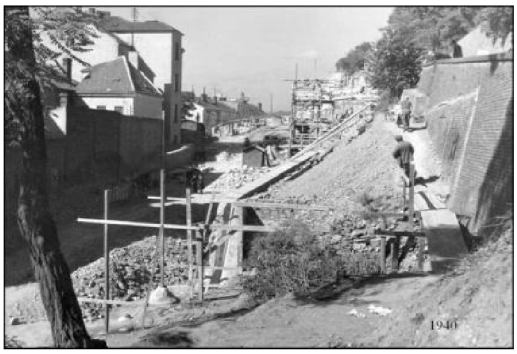
Obr. 2.3 Půdorys protileteckého krytu Denis pod petrovským kopcem [3]

Obr. 2.4 Vchody do krytu Denis
shora: ulice Husova, vchod z křižovatky, ulice Nádražní [foto Z. Nováková]

Dolní část ulice Husovy byla vybudována v nedávné době. Dříve na témže místě byla ulice Skalní. Až během 2. světové války došlo k propojení ulice Nádražní a tehdejší ulice Husovy výstavbou nové komunikace ve skalním odřezu (Obr. 2.5). Výstavba probíhala v letech 1940 – 1942.

Skalní ulice r. 1907

Husova ulice r. 1929



Husova ulice r. 1940

Husova ulice r. 1940

Obr. 2.5 Historické fotografie před a během výstavby Husovy ulice [18]

3 PŘÍRODNÍ POMĚRY ZÁJMOVÉ LOKALITY

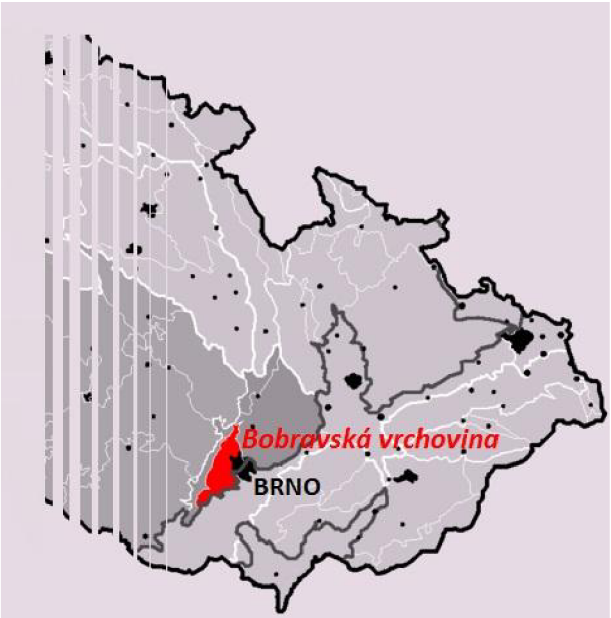
3.1 Geomorfologické poměry

Z geomorfologického hlediska je Česká republika velmi rozmanitou oblastí. Do jejího území zasahují dva velké geomorfologické systémy a to systém Hercynský a Alpsko-himálajský. Jak je vidět na Obr. 3.1 hranice těchto dvou systémů se rozkládají přímo na území města Brna a v jeho bezprostředním okolí. Systém je však velmi rozsáhlá jednotka. Brno se nachází na území dvou provincií z celkových čtyř, které na našem území můžeme nalézt. Jedná se o provincie: Česká Vysočina a Západní Karpaty. (viz. Obr. 3.2). Obě tyto jednotky se od sebe podstatně liší svým vývojem a povrchovými tvary. Větší část na západě našeho území zaujímá Česká vysočina, jež náleží k oblasti vzniklé variským vrásněním v mladších prvohorách. K této provincii náleží i část města Brna, zejména kopec Petrov a jeho bližší i širší okolí.

Obr. 3.1 Geomorfologické systémy na území ČR [16]

Obr. 3.2 Geomorfologické provincie na území ČR [16]

Petrov je součástí geomorfologického celku Bobravská vrchovina (Obr. 3.3), jejíž současný reliéf je v hlavních rysech výsledkem neotektonických pohybů, které probíhaly hlavně na rozhraní mezi paleogénem a neogénem. Exponovaná poloha na okraji České vysočiny byla příčinou, že při vzniku a posouvání karpatské čelní hlubiny k S a SZ byla Bobravská vrchovina vystavena silnému tektonickému tlaku. Paleogenní parovina byla rozlámána na kry, takže vznikl reliéf hrástí a prolomů [4]. **Okrsek Špilberk**, ke kterému náleží i kopec Petrov je právě jednou z těchto hrástí.



Obr. 3.3 Rozloha geomorfologického celku Bobravská vrchovina [17]

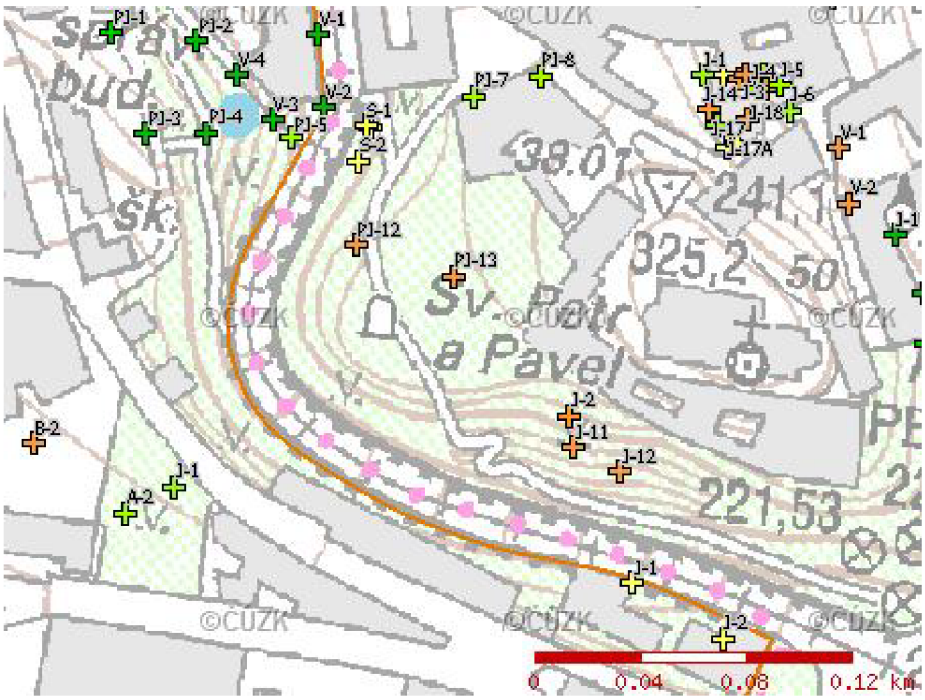
Podle geomorfologického členění České republiky tedy zájmová lokalita systémově náleží:

- Systému: Hercynský systém
- Subsystému: Hercynská pohoří
- Provincii: Česká vysočina
- Subprovincii: Česko-moravská subprovoncie
- Oblasti: Brněnská vrchovina
- Celku: Bobravská vrchovina
- Podcelku: Lipovská vrchovina
- **Okrsku: Špilberk**

3.2 Geologické poměry

3.2.1 Vrtná geologická prozkoumanost

Podle mapového serveru Geofond [19] bylo zjištěno, že v minulosti byla na zájmovém území provedena již řada inženýrsko-geologických (geotechnických) průzkumů. Vrtná prozkoumanost je znázorněna na Obr. 3.4.



Obr. 3.4 Vrtná prozkoumanost zájmového území [19]

Tab. 3.1 Údaje o vrtné prozkoumanosti zájmové lokality

Číslo vrtu	*Souřadnice S-JTSK*		*Bpv*	*Společnost pravádějící IG průzkum*	*Rok ukončení*
S-2	-1161136,0	598389,5	203,70	SPÚO Brno	1984
PJ-4	-1161125,2	598447,7	217,60	Geotest n. p. Brno	1984
PJ-8	-1161103,6	598320,8	236,60	Geotest n. p. Brno	1984
J-2	-1161233,1	598309,3	235,30	Geotest n. p. Brno	1994
J-11	-1161245,0	598308,0	234,20	Geotest n. p. Brno	1995
J-12	-1161254,0	598290,0	234,10	Geotest n. p. Brno	1995
A-2	-1161270,3	598478,4	203,10	GeoVank s.r.o., Čebín	2007
J-1	-1161260,0	598460,0	202,00	TOPGEO, s.r.o., Brno	2008

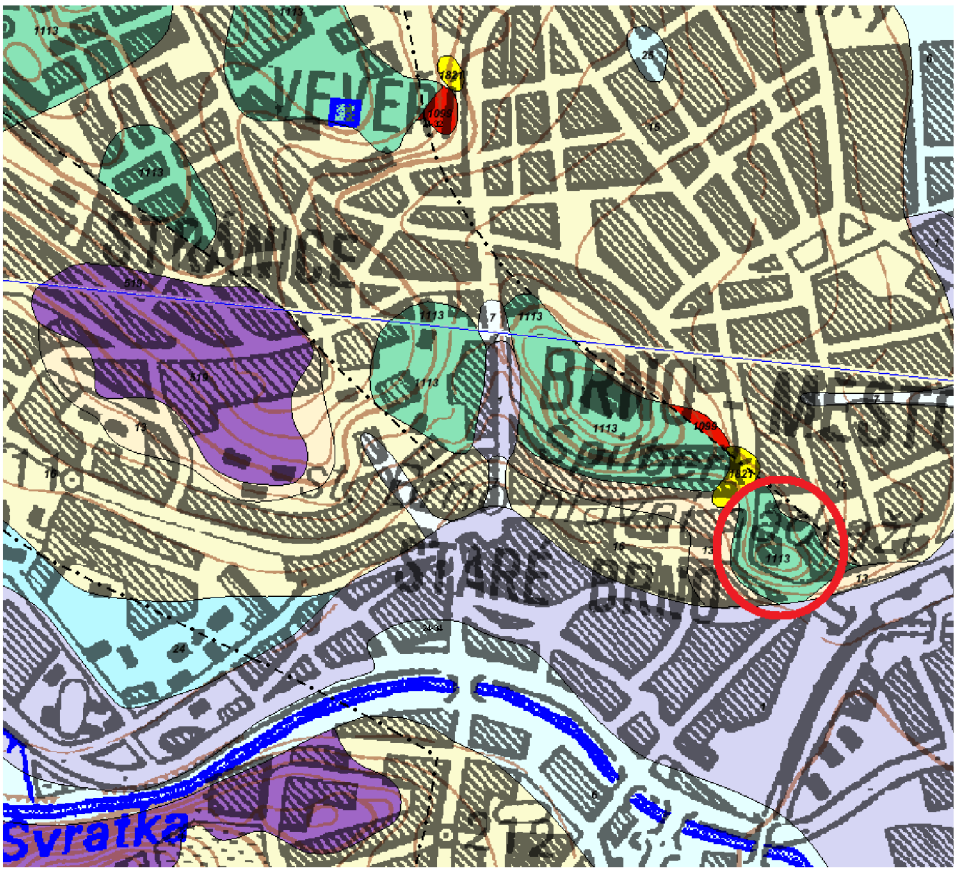
3.2.2 Geologie zájmového území

Podle regionálně geologického členění České republiky zájmová lokalita náleží pod:

- soustavu: Český masív,
- orogenzi – geotektonický cyklus: kadomský,
- první etapu vývoje Českého masívu: předplatformní,
- oblast: moravsko-slezská,
- region: Brunovistulikum,
- jednotku: brněnský masív,

kde základní stavební jednotkou zájmového území tvořící skalní podloží jsou granodiority a metabazity (diabasy).

Brněnský masív je v místě Petrova rozdělen tektonickým stykem na dvě části. První z nich náleží východní granodioritové oblasti se zastoupením hornin metamorfního pláště a druhou částí je tzv. metabazitová zóna tvořená slabě metamorfovanými vulkanity s převažujícími bazickými horninami. Na Obr. 3.5 je znázorněna geologie Petrova a širšího okolí.



Obr. 3.5 Výřez z geologické mapy, M:1:50 000 [1]

LEGENDA:

vápnitý jíl (tégl), místy s polohami písků [ID: 1821]
eratém: kenozoikum, *útvar:* neogén, *oddělení:* miocén, *suboddělení:* miocén střední, *stupeň:* baden, *podstupeň:* baden spodní (morav), *horniny:* jíl vápnitý, (písek), *typ hornin:*sediment nezpevněný

metabazalt, zelená břidlice [ID: 1113]
eratém: proterozoikum, *útvar:* neoproterozoikum, *horniny:* metabazalt, *typ hornin:* metamorfit

šedý, načervenalý biotitický granodiorit [ID: 1099]
eratém: proterozoikum, *útvar:* neoproterozoikum, *horniny:* granodiorit, *typ hornin:* magmatit hlubinný, *mineralogické složení:* biotit, *poznámka:* typ Královo pole

spraš, sprašová hlína [ID: 16]
eratém: kenozoikum, *útvar:* kvartér, *oddělení:* pleistocén, *suboddělení:* pleistocén svrchní, *horniny:* spraš, sprašová hlína, *typ hornin:* sediment nezpevněný, *mineralogické složení:* křemen + příměsi + $CaCO_3$, *barva:* okrová

kamenitý až hlinito-kamenitý sediment [ID: 13]
eratém: kenozoikum, *útvar:* kvartér, *horniny:* kamenitý až hlinito-kamenitý sediment, *Typ hornin:* sediment nezpevněný, *mineralogické složení:* pestré, *zrnitost:* kamenitá až hlinito-kamenitá, *barva:* různá, *poznámka:* místy bloky nebo eolická příměs

navážka, halda, výsypka, odval [ID: 1]
eratém: kenozoikum, *útvar:* kvartér, *oddělení:* holocén, *horniny:* navážka, halda, výsypka, odval, *typ hornin:* sediment nezpevněný,

Východní část zájmového území je shora budována navážkami různého charakteru o mocnosti 1,0 až 2,0 m ležící mj. na povrchu metabazitové zóny brněnského masivu. Pod navážkami se nachází pás o mocnosti 2,0 až 3,0 m silně zvětralých diabasů, které plynule přecházejí do horniny mírně zvětralé. Ve větší hloubce jde již o mírně zvětralý až zdravý diabas s nižší intenzitou tektonického porušení. Pod samotným chrámem sv. Petra a Pavla lze očekávat svislou hranici různého stupně tektonického porušení, kde téměř zdravý diabas s nižší intenzitou tektonického porušení přechází v diabas s vyšší intenzitou tektonického porušení. Na západ od této zóny se nachází diabasy již velmi silně tektonicky postižené. Hlavní příčinou této skutečnosti je, že se jedná o oblast styku s granodioritovou zónou.

Východní granodioritovou část (v západní části situace) odděluje od metabazitové zóny tektonický styk. Tento tektonický styk východní kry brněnského masivu s metabazitovou zónou se geograficky nachází přibližně mezi chrámem sv. Petra a Pavla a ulicí Petrskou.

Na západ od tektonického styku se v mocnosti cca 1,5 m vyskytují opět navážky různého charakteru, které plynule přechází v kvartérní pokryv tvořený hlavně deluviofluviálními sedimenty proměnlivého charakteru. Tyto sedimenty mají mocnost 3,0 až 3,5 m. Pod kvartérním pokryvem, v hloubce okolo 5,0 m pod terénem se vyskytuje v mocnosti cca 2,0 m relikt neogenního marinního souvrství v jílovém vývoji. Podložím výše zmíněných vrstev jsou granodiority východní granodioritové oblasti o různém stupni zvětrání.

3.3 Hydrogeologické poměry

Jednou ze zvláštností sklepních prostor pod Petrovem jsou velmi vydatné studny. Důvodem vydatnosti studní je výskyt puklinových pramenů, které vznikají působením podzemních vod do zvětralé části diabasového tělesa a puklinami ve skalním masivu vystupují na povrch. Studny v blízkosti sklepů jsou tím pádem neustále dotovány podzemní vodou, která se musí stále odčerpávat. Pramenům, které v minulosti vyvěraly ve skalním masivu, byly přisuzovány léčivé účinky. Jeden z takových pramenů (Fons salutis – Pramen zdraví) byl zachycován do kamenné nádrže a podle dochovaných zpráv poskytoval až 16,15 l/min při teplotě 5°C.

Podle archivní sondy z databáze firmy Geotest a.s. Brno je zřejmé, že je podzemní voda vázána na polohy kvartérních sedimentů, jejichž nadmořská výška se v profilu mění. Ve skalním masivu můžeme důvodně předpokládat, že voda bude vázána na ten puklinový systém, který je podmíněný zejména mírou zvětrání horniny.

3.4 Zatřídění zemin a hornin

V případě výstavby zde navrhovaného podzemního garážového stání pod kopcem Petrov jsou nejdůležitějšími geotechnickými vlastnostmi údaje popisující metabazitovou zónu brněnského masivu potažmo jeho východní granodioritovou oblast. To proto, že zejména v těchto horninách budou podzemní prostory raženy. Parametry hornin budou následně sloužit pro návrh a posouzení stability výrubu a návrh ostění. Aktuální parametry jsou v tabulkách zdůrazněny.

3.4.1 Zatřídění zemin podle ČSN 73 1001/1988, 73 6133/2010 (těžitelnost) a bývalého ceníku 800-2

V nedávné době došlo ke změně velkého množství stavebních norem. Jedna z nejzákladnějších norem používaná v geotechnické praxi byla nahrazena novou evropskou normou. Jedná se o *ČSN 73 1001/1988 (Základová půda pod plošnými základy)*, která byla k datu 1. 3. 2010 nahrazena *ČSN EN 1997-1 (73 1000) – Navrhování geotechnických konstrukcí*. Jelikož se i v inženýrské praxi stále četně pracuje s původní českou normou, je v diplomové práci i pro tento účel využito bývalého standardu.

Dalším klasifikačním systémem pro určení zemin a hornin je jejich třída těžitelnosti. V minulosti se tato skutečnost určovala podle *ČSN 73 3050/1986 (Zemní práce),* kde byly horniny klasifikovány do 7 tříd podle obtížnosti jejich rozpojení. Tato norma byla nahrazena *ČSN 73 6133/2010 (Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací)*, kde se horniny klasifikují pouze do 3 tříd podle obtížnosti jejich rozpojování. V této diplomové práci je klasifikace provedena podle starého standardu.

Posledním kriteriem pro klasifikaci zemin a hornin je třída vrtatelnosti, která se provádí podle bývalého ceníku *800-2 (Klasifikace hornin podle vrtatelnosti pro vrty pro piloty a pro rýhy pro podzemní stěny)*. Podle tohoto předpisu se horniny klasifikují na základě odporu, který vykazuje vrtný nástroj při pronikání horninou.

Tab. 3.2 *Zatřídění zastižených zemin*

Značení dle dokumentace (Příloha A)	*Zemina/hornina*	*Zatřídění*		
		Třída	*Symbol*	*Název*
R	Navážky různého charakteru	-	Y	navážka
Dz	Silně zvětralý diabas	R4	-	
Dn	Mírně zvětralý diabas	R2	-	
D1	Mírně zvětralý až zdravý diabas s nižší intenzitou tektonického porušení	R1	-	
D2	Mírně zvětralý až zdravý diabas s vyšší intenzitou tektonického porušení	R2	-	
Dt	Velmi silně tektonicky postižený diabas	R3	-	
Np	Deluviofluviální sedimenty proměnlivého charakteru s převahou soudržných zemin – kvartér	F7	MV	Hlína s velmi vysokou plasticitou
Sp	Eolicko-deluviální sedimenty hlinitého charakteru – kvartér	F7	MH	Hlína s vysokou plasticitou
N	Marinní souvrství jílovitého charakteru – Neogén (Spodní Baden)	F8	CH	Jíl s vysokou plasticitou
Gz	Silně až zcela zvětralý granodiorit	R4	-	
Gn	Mírně zvětralý granodiorit	R2	-	
G	Mírně zvětralý až zdravý granodiorit	R1	-	
Gt	Silně tektonicky postižený granodiorit	R3	-	

Zatřídění podle ČSN 73 1001/1988 - Základová půda pod plošnými základy:

Tab. 3.3 Zatřídění zastižených zemin podle tříd těžitelnosti a vrtatelnosti

Zatřídění			*Třída těžitelnosti 73 3050/1986*	*Třída vrtatelnosti*	
Třída	*Symbol*	*Název (u třídy R – popis)*		*a*	*b*
-	Y	Navážka	3.	I.	I.
R4	-	Silně zvětralá hornina třídy R1	5.	III.	III.
R3	-	Silně tektonicky postižená hornina třídy R1	3.	IV.	III.
R2	-	Navětralá hornina třídy R1 + zdravý diabas/granodiorit s vysokým tektonickým porušením	6.	V.	III.
R1	-	Zdravý diabas/granodiorit s nízkým tektonickým porušením	7.	VII.	V.
F7	MV	Hlína s velmi vysokou plasticitou	4.	II.	II.
F7	MH	Hlína s vysokou plasticitou	3.	I.	I.
F8	CH	Jíl s vysokou plasticitou	3.	I.	I.

Zatřídění podle ČSN 73 3050/1986 (Zemní práce) – třída těžitelnost a podle ceníku 800-2 (Třída vrtatelnosti pro jádrové vrtání (a) a vrtatelnost pro piloty a podzemní stěny (b)):

3.4.2 Zatřídění zemin podle tunelářské klasifikace

Pro hodnocení rozhodujících vlastností horninového prostředí je využito účelových horninových (tunelářských) klasifikací. Tunelářské klasifikace je možno rozdělit do dvou skupin podle charakteru výstupu hodnocení a to na klasifikace číselné a popisné.

3.4.2.1 Popisné klasifikace

Klasifikace podle tlačivosti

Podle již léta neplatné ÚN 73 7010 se dělí horniny na několik skupin. Diabasy a granodiority nacházející se v hloubce realizace podzemní garáže můžeme řadit mezi horniny *netlačivé*, které nevyvozují na výstroj žádný nebo jen minimální tlak.

Tab. 3.4 Klasifikace podle tlačivosti [6]

Klasifikace podle tlačivosti	
	Popis horniny
netlačivé	pevné, celistvé
tlačivé	rozpukané, vrstevnaté, navětralé, balvanité
silně tlačivé	plastické, rozbředlé, tekoucí
bobtnavé	s vysokým obsahem bobtnavých, především jílovitých minerálů

Klasifikace podle ražnosti

Taktéž podle již neplatné ÚN 73 7010 se dělí horniny do čtyř skupin. Tato klasifikace popisuje horninu tak, jak se chová při ražení. Granodiorit typu Královo Pole a diabas, který se nachází v místech ražby lze zatřídit do *1. třídy ražnosti.*

Tab. 3.5 Klasifikace podle ražnosti [6]

Klasifikace podle ražnosti	
0.	zvláštní stupeň ražnosti - tzv. litá skála
1.	stupeň ražnosti
2.	stupeň ražnosti
3.	stupeň ražnosti

Klasifikace podle zvodnění

Při ražbě ve skalním masívu lze očekávat zvodnění Z1 a v tektonicky porušených oblastech také Z2.

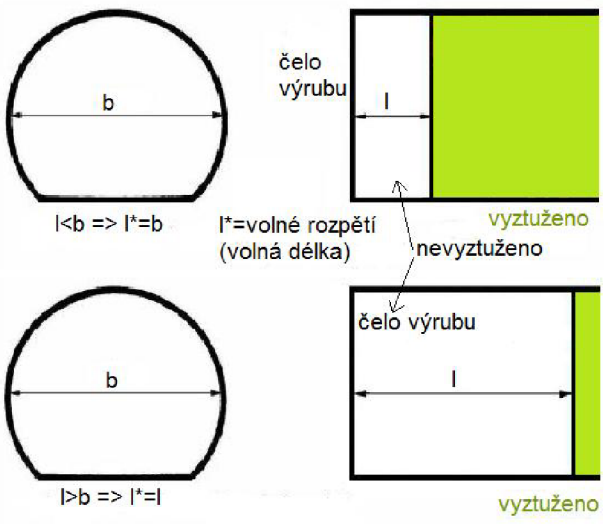
Tab. 3.6 Klasifikace podle zvodnění [6]

Klasifikace podle zvodnění	
Z1	čelba je suchá
Z2	výrub je suchý, po 8 hodin z puklin lokálně kape, přítok cca. 0,05-0,1 l/s
Z3	čelba je mokrá, přítok do výrubu činí cca 0,1-0,5 l/s
Z4	velký přítok do výrubu, > 0,5 l/s

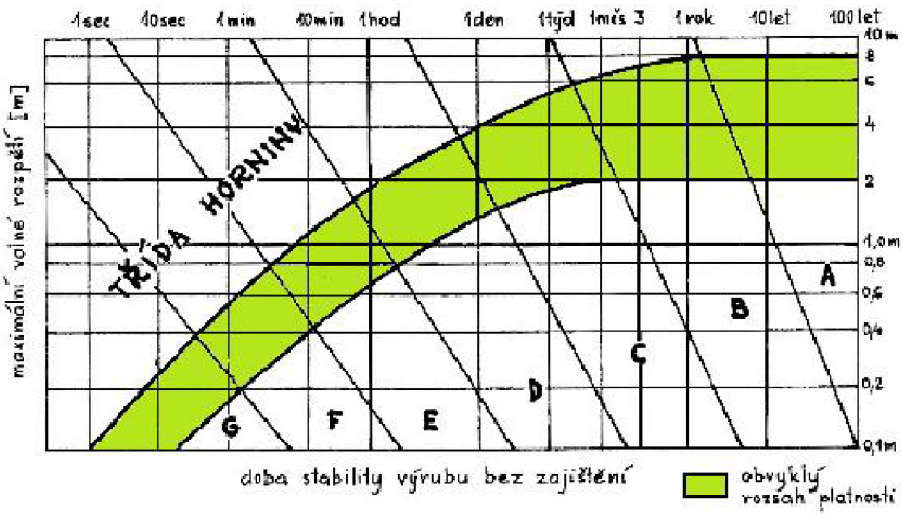
Klasifikace podle stability nevystrojeného výrubu podle Lauffera

Tato klasifikace byla Laufferem vyvinuta na základě velkého množství pozorování tunelů v rakouských Alpách. Lauffer vytvořil vztah mezi několika parametry nezajištěného výrubu a těmi jsou: povaha horninového masívu, doba stability výrubu při určitém volném rozpětí. Na základě těchto informací je možno horninové prostředí přiřadit jedné ze sedmi tříd a tím i popsat způsob zajištění výrubu.

Diabasy a granodiority můžeme zatřídit do skupiny A potažmo B. V oblastech kde jsou zmíněné horniny charakterizovány jako zdravé až mírně zvětralé se bude jednat o skupinu A, přičemž doba stability výrubu je cca až 20 let a volné rozpětí až 4 m. V místě, kde je možné očekávat tektonické poruchy jsou horniny zařazeny do skupiny B. Doba stability výrubu je cca 6 měsíců a volné rozpětí opět až 4 m. Způsob zajištění takovéhoto výrubu je řešeno zajištěním stropu proti padání úlomků, svorníky v kalotě dlouhými 1 až 1,5 m, stříkaným betonem 3 cm + sítí.[7]



Obr. 3.6 Určení volného rozpětí z délky a šířky záběru [6]



Obr. 3.7 Diagram podle Lauffera [6]

Klasifikace pro NRTM (podle Rabcewicze a Pachera)

Jedná se o účelovou klasifikaci, na jejímž základě se vybírá způsob ražby a zajištění výrubu při použití Nové rakouské tunelovací metody. Tato klasifikace popisuje vlastnosti prostředí a její stav stejně tak jako vliv podzemní vody. Na základě výše uvedených informací se poté volí vhodné zajištění výrubu a způsob ražby.

Oblast skalního masívu, ve kterém bude probíhat ražba podzemních garáží, může být klasifikována jako I. – II. třída horninového prostředí.

Tab. 3.7 Klasifikace pro NRTM [6]

Klasifikace pro NRTM		
Třída	*Popis horniny*	*Způsob ražby, zajištění výrubu*
I.	pevná hornina bez vlivu podzemní vody	ražba plným profilem
II.	hornina silně opadávající	zajištění kaloty a boků je nutné, ražba plným profilem s kotvením přístropí
III.	hornina je velmi drobivá a rozvolněná ve více směrech, vliv podzemní vody je významný	stabilita výrubu – krátkodobá, nutný je nosný horninový věnec. Ražba musí probíhat členěným profilem popřípadě se spodní klenbou
IV.	tlačivá hornina se zmenšenou pevností masívu od podzemní vody. Hrozí velké boční tlaky, zvedání dna.	nutný je členěný profil a spodní klenba
Va.	silně tlačivé horniny, sypké s velkými deformacemi	nutné je pažení čela, hnané pažení, členěný profil a spodní klenba
Vb.	velmi silně tlačivé horniny, sypké, bobtnavé nebo kuřavky	možný je pouze kruhový profil s předstihovou úpravou prostředí

3.4.2.2 Klasifikace číselné

Tyto klasifikace nahrazují popis horninového prostředí mnohdy jednodušším číselným potažmo indexovým značením.

Klasifikace podle M. M. Protodjakonova

Tato klasifikace vychází pouze z pevnosti horninového tělesa v jednoosém tlaku σ_c, kde je jednotkou pevnosti v prostém tlaku hodnota 10 MPa. Tato klasifikace je vyjádřena součinitelem podle Protodjakonova f_p.

f_p=1 odpovídá energii 98 067 J potřebné k rozpojení 1 m^3 horniny

$$\boldsymbol{f_p} = \frac{\sigma_c}{10} \qquad \text{vztah pouze pro pevné skalní horniny} \qquad (3\text{-}1)$$

$$\boldsymbol{f_p} = \frac{\sigma_c}{30} + \sqrt{\frac{\sigma_c}{3}} \qquad \text{vztah pro méně kvalitní a poloskalní horniny (úprava podle Barona)} \qquad (3\text{-}2)$$

Tato klasifikace platí pro klasické tunelování za předpokladu vytvoření horninové klenby, avšak nebere v úvahu porušení horninového masivu plochami nespojitosti. Pro zahrnutí stupně rozpukání horninového masívu může být do vztahu započítán index kvality RQD:

$$\boldsymbol{f_p} = \frac{\sigma_c}{10} \cdot \boldsymbol{RQD} \qquad (3\text{-}3)$$

Ražba podzemní garáže bude probíhat v oblasti skalního masívu, který je mírně navětralý až zdravý. Podle [11], kde jsou analyzovány vlastnosti granodioritů brněnského masívu, je hodnota $\sigma_c \geq 100\ MPa$. Hodnota $f_p = \frac{100}{10} =$ 10 , která je touto klasifikací zařazena do III. až IIIa. třídy horninového prostředí.

Tab. 3.8 Klasifikace podle M. M. Protodjakonova

Třída	*Stupeň pevnosti*	*Popis horniny*	*Součinitel pevnosti f_p*	*Úhel vn. tření horniny φ_p*	*Objemová tíha γ*
I.	nejtvrdší	nejtvrdší pevné, hutné a soudržné křemence a čediče	20	87°	28~30
II.	velmi tvrdé	velmi pevné žuly, křemitý porfyr, nejpevnější pískovce, slepence a vápence	15	85°	26~27
III.	tvrdé	žula, velmi pevné pískovce a vápence, křemité rudné žíly	10	82,5°	25~26
IIIa.	tvrdé	tvrdé vápence, málo pevná žula, pevné pískovce, pevný mramor, dolomit, kyzy	8	80°	25
IV.	dosti tvrdé	rozpukaný křemenec, obyčejný pískovec, Fe-rudy (středně pevné)	6	75°	24
IVa.	dosti tvrdé	písčité břidlice, břidličnaté pískovce	5	72,5°	23
V.	středně tvrdé	pevná hlinitá břidlice, málo pevný pískovec a vápenec, měkký slepenec	4	70°	24~28
Va.	středně tvrdé	málo pevné břidlice, hutný slín, málo pevné Fe-rudy	3	67,5°	25
VI.	dosti měkké	měkké břidlice, velmi měkký vápenec, křída, sůl, sádrovec, antracit, skalnatá půda	2	65°	24
VIa.	dosti měkké	štěrková půda, ztvrdlá hlína, tvrdé černé uhlí	1,5	60°	18~24
VII.	měkké	jíl, měkké černé uhlí, jílovitá půda	1	45°	18~22
VIIa.	měkké	spraš, štěrk, lehká písčitá hlína	0,8	40°	18~20
VIII.	zemité horniny	ornice, rašelina, lehká písčitá hlína, vlhký písek	0,6	30°	16~18
IX.	sypké horniny	písek, suť, drobný štěrk, dobyté uhlí	0,5	27°	14~16
X.	rozbředlé horniny	kuřavka, rozbředlá spraš, rozmočená půda	0,3	9°	-

Klasifikace RQD (index Rock Quality Designation)

Tato klasifikace se dá považovat za modernější indexovou číselnou klasifikaci a určuje se z výnosů průzkumných jádrových vrtů o minimálním průměru 54,7 mm. Klasifikace RQD je definována jako procentuální zastoupení neporušených jádrových částí delších než 100 mm vzhledem k celkové délce jádrového vrtu.

$$\boldsymbol{RQD} = \frac{L_{10}}{L} \cdot \mathbf{100}[\%] \qquad (3\text{-}4),$$

kde L_{10} je Σ délek úlomků horninového jádra větších než 10 cm,

L je délka příslušného jádrového vrtu

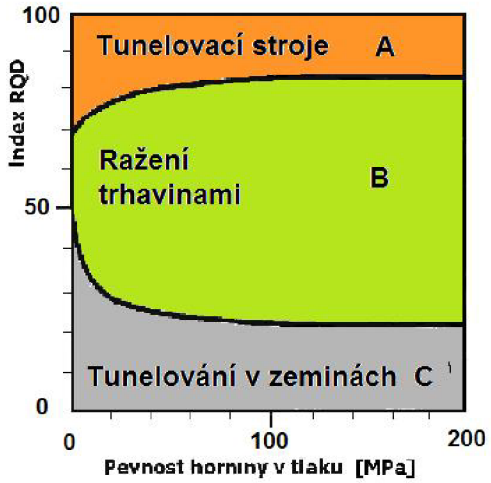
Index RQD je směrově závislý parametr a jeho hodnoty se mohou zásadně měnit v závislosti na směru vrtání. Hlavním účelem klasifikace RQD je poskytnutí informací o kvalitě skalního masívu in-situ. Proto by všechny poruchy a diskontinuity způsobené samotným vrtáním měly být při určování indexu RQD ignorovány. Jelikož to je někdy velmi obtížné, byl vyvinut jiný postup získání hodnoty RQD a to z počtu úlomků ve vrtném jádře na jednotku objemu.

$$\boldsymbol{RQD = 115 - 3,3 \cdot J_v} \text{ [\%]} \qquad (3\text{-}5),$$

kde J_v je počet puklin v 1 m^3 masívu

Na základě stanovení indexu RQD je možné v počátečních fázích navrhování zvolit způsob a technologii ražby.

Podle průzkumu, který byl na zájmové lokalitě v minulosti proveden je hodnota RQD cca 85%.



Obr. 3.8 Klasifikace RQD – volba metody ražení

<u>Klasifikace RMR (Rock Mass Rating) – Bieniawski/1989</u>

Při použití tohoto klasifikačního systému je skalní masív rozdělen do několika prostorově omezených oblastí, které mají stejné nebo velmi podobné vlastnosti. Každá z těchto částí je klasifikována zvlášť. Hranici těchto oblastí odpovídají hlavním strukturním vlastnostem, jako jsou poruchy nebo změna horninového materiálu. Klasifikace RMR rozděluje masív do 5 tříd (od 20 bodů do

100 bodů) a jeho výsledkem je součet šesti parametrů. Podrobně jsou parametry rozebrány v Tab. 3.9.

$$\boldsymbol{RMR} = \mathbf{1} + \mathbf{2} + \mathbf{3} + \mathbf{4} + \mathbf{5} + \mathbf{6} \qquad (3\text{-}6)$$

Tab. 3.9 Klasifikace RMR – bodové hodnocení [20]

A. parametry a jejich hodnoty									
parametr			oblast hodnot						
1	pevnost horniny	index pevnosti v bodovém zatížení	>10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	pro menší hodnoty preferována pevnost v prostém tlaku		
		pevnost v prostém tlaku	>250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 -25 MPa	1 - 5 MPa	<1 MPa
	hodnocení		15	12	7	4	2	1	0
2	kvalita vrtného jádra RQD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	<25%		
	hodnocení		20	17	13	8	3		
3	vzdálenost ploch nespojitosti		>2 m	0,6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	<60 mm		
	hodnocení		20	15	10	8	5		
4	stav ploch nespojitosti (pro bližší popis viz E)		velmi drsný povrch, bez ploch nespojitosti, bez rozevření, stěny ze zdravé horniny	mírně drsný povrch, rozevření <1 mm, mírně zvětralé stěny	mírně drsný povrch, rozevření <1 mm, vysoce zvětralé stěny	vyhlazený povrch nebo výplň < 5mm nebo rozevření 1 - 5 mm, průběžná	měkká výplň >5 mm nebo rozevření >5 mm, průběžná		
	hodnocení		30	25	20	10	0		
5	podzemní voda	přítok na 10m délky tunelu (l/min)	0	<10	10 - 25	25 - 125	>125		
		(tlak puklinové vody)/(hlavní napětí σ)	0	<0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	>0,5		
		celkové podmínky	úplně suché	vlhké	mokré	padající kapky	proudění		
	hodnocení		15	10	7	4	0		
B. hodnocení vlivu orientace puklin vzhledem ke směru ražby									
6	orientace ražení a puklin (viz F)		velmi příznivé	příznivé	přijatelné	nepříznivé	velmi nepříznivé		
	hodnocení	tunely a štoly	0	-2	-5	-10	-12		
		základy	0	-2	-7	-15	-25		
		svahy	0	-5	-25	-50			
C. třída horninového masivu podle celkového počtu bodů									
počet bodů			100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	<21		
číslo třídy			I	II	III	IV	V		
popis			velmi dobrá	dobrá	přijatelná	špatná	velmi špatná		
D. význam tříd horninového masivu									
číslo třídy			I	II	III	IV	V		
doba stability / rozpětí díla			20 let / 15 m	1 rok / 10 m	1 týden / 5 m	10 hodin / 2,5 m	30 minut / 1 m		
soudržnost (kPa)			>400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	<100		
úhel vnitřního tření			>45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	<15		
E. postup pro určení stavu ploch nespojitosti									
délka ploch nespojitosti			<1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	>20 m		
hodnocení			6	4	2	1	0		
rozevření			bez	<0,1 mm	0,1 - 1 mm	1 - 5 mm	>5 mm		
hodnocení			6	5	4	1	0		
nerovnost			velmi drsné	drsné	mírně drsné	hladké	vyhlazené		
hodnocení			6	5	3	1	0		
výplň			bez	tvrdá <5 mm	tvrdá >5mm	měkká <5mm	měkká >5mm		
hodnocení			6	4	2	2	0		
zvětrání			zdravé	mírně zvětralé	středně zvětralé	vysoce zvětralé	rozložené		
hodnocení			6	5	3	1	0		
F. vliv orientace puklin vzhledem ke směru ražby									
pukliny kolmo na osu díla					pukliny rovnoběžně s osou díla				
postup po sklonu - sklon 45 - 90°			postup po sklonu - sklon 20 - 45°		sklon 45 - 90°	sklon 20 - 45°			
velmi příznivé			příznivé		velmi nepříznivé	přijatelné			
postup proti sklonu - sklon 45 - 90°			postup proti sklonu - sklon 20 - 45°		sklon 0 - 20°				
přijatelné			nepříznivé		přijatelné				

Podle výše uvedené tabulky je hodnota RMR:

$$RMR = 1 + 2 + 3 + 4 + 5 + 6 = 12 + 17 + 15 + 25 + 10 + 0 = 79$$

Tab. 3.10 Klasifikace RMR – způsob ražby a zajištění výrubu [20]

Třída masivu / *RMR*	*Výrub*	*Svorníky (r=20 mm, injektované)*	*Stříkaný beton*	*Ocelové prvky*
I / 100 - 81	Plný profil, záběr 3m	Obecně bez výztuže, lokálně svorníky		
II / 80 - 61	Plný profil, záběr 1 - 1,5 m, kompletní výztuž 20m za čelbou	Lokálně, svorníky v přístropí dl. 3 m, po 2,5m místy se sítí.	v případě potřeby 50 mm v přístropí	-
III / 60 - 41	Kalota a lávka, záběr 1,5 - 3 m, primární výztuž po každém záběru, kompletní výztuž 10 m za čelbou	Symetricky, dl. 4m po 1,5 - 2 m v přístropí a na stěnách se sítí v přístropí	50 - 100 mm v přístropí, 30 mm na stěnách	-
IV / 40 - 21	Kalota a lávka, záběr 1,5 - 3 m, instalace výztuže současně s výrubem, 10 m za čelbou	Symetricky dl. 4 - 5 m po 1 - 1,5 m, přístropí a stěny se sítí	100 - 150 mm v přístropí, 100 mm na stěnách	Lehká až střední žebra po 1,5 m, v případě potřeby
V / <21	Členěný výrub, záběr 0,5 - 1,5 m, výztuž soubčasně s výrubem, stříkaný beton co nejdříve po odstřelu	Symetricky, dl. 5 - 6 m po 1 - 1,5 m, přístropí a stěny se sítí, svorníky ve dně.	150 - 200 mm v přístropí, 150 mm na stěnách, 50 mm na čelbě	střední až těžká žebra po 0,75 m s ocelovým pažením a hnaným pažením v případě potřeby, uzavřené dno

Klasifikace QTS (Quality Testing System) – O. Tesař/1980

Jedná se o moderní číselnou klasifikaci, která je jako jediná původem česká. Vznikla v roce 1977 a postupem času byla upravována tak, aby co nejvíce postihovala české geologické podmínky. Jde o klasifikaci 5ti parametrickou. Určení základních parametrů A, B a C vychází z rozhodujících texturních a strukturních (TS) vlastností horniny:

A – pevnost úlomků horniny v jednoosém tlaku σ_C [MPa]

B – průměrná vzdálenost ploch nespojitosti d [m]

C – hloubka zkoumané horniny pod bází pokryvných útvarů D [m]

Vliv a váha jednotlivých parametrů je vyjádřena počtem klasifikačních bodů TS podle níže uvedeného vztahu:

$$\boldsymbol{TS = 10 \cdot \log \sigma_C + 26{,}2 \cdot \log d + 6{,}2 \cdot \log D + 61{,}4} \quad (3\text{-}7)$$

Základní počet klasifikačních bodů TS je nutno v některých případech redukovat příslušnými algoritmy při nepříznivém úklonu ploch diskontinuity vůči směru ražení, při snížení smykové pevnosti na plochách diskontinuity a při výskytu podzemních vod [8]. Jedná se o součinitele α, β, γ, δ, kde:

α redukuje hodnotu TS při sklonu hlavních ploch diskontinuity mezi 30 až 80° proti směru ražení,

β redukuje hodnotu TS, platí-li α a také v případě, že jsou plochy hladké, rovné nebo s výplní jílů a průběžné na vzdálenost větší než ½ šířky profilu tunelu,

γ redukuje hodnotu TS při výskytu podzemní vody volně protékající horninou bez hydrostatického tlaku,

δ redukuje hodnotu TS při vývěrech podzemní vody pod hydrostatickým tlakem.

Redukci je možno provést podle příslušné tabulky (například uvedené v [8]), přičemž uplatněním redukčních součinitelů dostaneme redukovaný počet klasifikačních bodů QTS.

$$QTS = TS - \alpha(\beta) - \gamma(\delta)$$

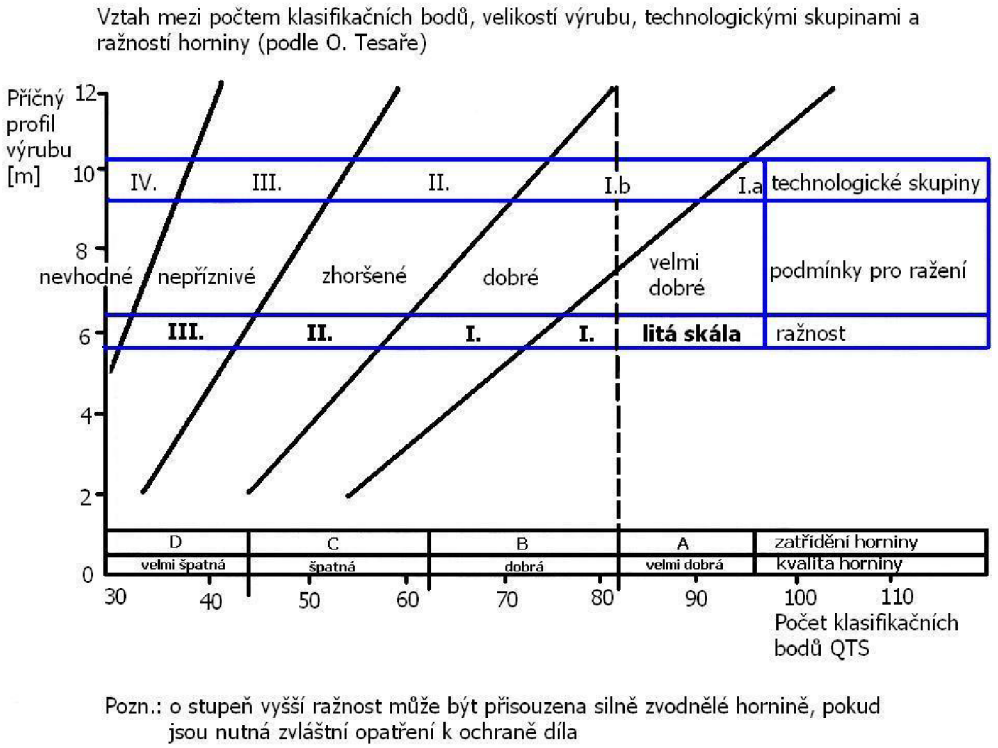
Pro oblast diabasů a granodioritů, ve kterých má být ražba realizována je možné uvažovat hodnoty: σ_c=150 MPa, d=1,8 m, D=35 m. Při dosazení do vztahu $\boldsymbol{TS = 10 \cdot \log \sigma_C + 26{,}2 \cdot \log d + 6{,}2 \cdot \log D + 61{,}4}$ (**3-7**):

$$TS = 10 \cdot \log 100 + 26{,}2 \cdot \log 1{,}8 + 6{,}2 \cdot \log 35 + 61{,}4 = \mathbf{97{,}7}$$

S ohledem na občasný výskyt puklin je nutno hodnotu TS redukovat součinitelem α, jenž zohledňuje sklon diskontinuit podle příslušných tabulek, které jsou uvedeny např. ve [8]. Jelikož nejsou diskontinuity vyplněny jílem ani žádným jiným jemnozrnným materiálem, redukční součinitel β není uvažován. Při ražbě v diabasech a granodioritech může i podzemní puklinová voda ovlivnit technologii provádění. Proto je za potřebí, redukovat počet klasifikačních bodů TS hodnotou γ. Po odečtení hodnot α=11,27 a γ=0,77od hodnoty TS dostáváme:

$$QTS = TS - \alpha - \gamma = 97{,}7 - 11{,}27 - 0{,}77 = \mathbf{85{,}66}$$

Po odečtení z grafu je možné určit technologickou skupinu pro masív. Z výše uvedených hodnot spadají diabasy a granodiority do I.a technologické skupiny (viz Obr. 3.9). Detailnější popis podmínek ražení je uveden v Tab. 3.11.



Obr. 3.9 Diagram pro určení technologické skupiny a podmínek ražby

Tab. 3.11 Technologie výstavby podzemního díla I. technologické skupiny

Technologická skupina		***I.a***	***I.b***
Podmínky pro ražení		Velmi dobré	dobré
Stabilita horniny		stabilní	Stabilní s ojedinělými nadvýlomy
Nosnost horniny		>20 dní	2~20 dní
Druh ražení		Bez omezení	Bez omezení
Druh rozpojování		Trhací práce, strojní rozpojování	Trhací práce, strojní rozpojování
Vhodná provizorní výstroj	*Ostění*	obkladní	lehké
	SB	vhodný	vhodný
	Kotvení	-	Ocelová síť, krátké svorníky
	Válcované profily	-	-
Fakturační zatřídění dle ražnosti		I. (u hornin tř. A = litá skála)	I. (u hornin tř. A = litá skála)

3.5 Geotechnické parametry

Geotechnické parametry zastižených zemin a hornin jsou velmi důležité pro vytvoření numerického modelu. Přesné hodnoty, které jsou získány na základě provedených laboratorních a především polních zkoušek, mohou vést

k velmi dobré shodě chování modelu ve srovnání s reálnou konstrukcí. Všemu ovšem předchází podrobný geotechnický průzkum. Pro účely této práce, jakožto prvotní studie věnované této problematice, budou postačovat archivní údaje získané na lokalitě resp. v jejím blízkém okolí. Geotechnické parametry hornin jsou uvedeny v Tab. 3.12

Tab. 3.12 Geotechnické parametry hornin [10]

Typ horniny	*Objemová tíha γ [kN/m³]*	*Modul přetvárnosti E_{def} [MPa]*	*Modul pružnosti E [MPa]*	*Smykové parametry pevnosti*		*Pozn.*
				τ [kPa]	*φ [°]*	
Diabas	28,5	770-880	4000	430	57	pro σ < 0,6 MPa
	28,8	4600-4940	26800	800	43	pro σ > 0,6 MPa
Granodiorit	26,5	1830-2280	3300	100	61	pro σ < 0,6 MPa
				750	36,5	pro σ > 0,6 MPa

3.6 Geotechnické zhodnocení

Hornina, v níž bude provedena ražba, se podle uvedených klasifikací jeví jako velmi pevná a kvalitní. Lokálně se zde mohou vyskytovat plochy nespojitosti, s kterými je nezbytné počítat při návrhu zajištění výrubu. Pro další návrh je důležité určení geotechnické kategorie.

1. *Geotechnická kategorie*: Do této kategorie patří objekty s nenáročnou konstrukcí v jednoduchých geologických podmínkách.
2. *Geotechnická kategorie*: Nenáročné konstrukce ve složitých geologických podmínkách nebo náročné konstrukce v jednoduchých geologických podmínkách.
3. *Geotechnická kategorie*: Náročná konstrukce ve složitých geologických podmínkách.

Náročná konstrukce je podle *ČSN 73 7501 (Navrhování konstrukcí ražených podzemních objektů)* ta, která má příčný výrubový průřez větší než 30 m², konstrukce nacházející se pod zástavbou s výškou nezvětralého skalního nadloží menší než jeden a půl násobek šířky výrubu podzemního objektu a také konstrukce ražených křížení a rozvětvení podzemních objektů.

Složité geologické poměry podzemního objektu podle stejné normy jsou takové geologické podmínky, kdy je dílo raženo ve skalních horninách s nízkou kvalitou, s nadložím menším než je šířka výrubu a v případech, kdy pevnost v jednoosém tlaku σ_c je menší než trojnásobek hodnoty původního svislého napětí σ_z v hloubce založení stavby. Dále jsou v *ČSN 73 7501* zmíněny i podmínky pro ražbu v zeminách; ty jsou však pro tento konkrétní případ irelevantní.

Z podmínek, které jsou popsány výše, plyne, že podzemní garáže pod kopcem Petrov jsou konstrukcí náročnou, nicméně ražba probíhá v jednoduchých geologických podmínkách. Podzemní garáže náleží tedy do **2. geotechnické kategorie.**

Postupy při projektování ražených podzemních objektů musí tedy odpovídat náležitostem 2. geotechnické kategorie (ČSN 73 7501).

4 NÁVRH DISPOZICE PODZEMNÍCH GARÁŽÍ

4.1 Příčné uspořádání

Při návrhu příčného řezu prostoru podzemních garáží bylo hlavním cílem dodržet návrhové parametry vnitřních rozměrů podle *ČSN 73 6058/1987 (Hromadné garáže)*. Na druhou stranu bylo nezbytné respektovat průjezdný profil tunelu podle *ČSN 73 7507/2006 (Projektování tunelů pozemních komunikací)*.

Příčné uspořádání v prostoru podzemní garáže má dva různé profily. V místě hlavní tunelové (páteřní) chodby, kudy budou auta pouze projíždět, nikoliv parkovat, je profil užší. Tunelový profil v bočních parkovacích chodbách je širší vzhledem ke stání zaparkovaných aut. Oba profily budou podrobně popsány v následujících kapitolách.

4.1.1 Návrhový postup

4.1.1.1 Příčný profil s parkovacími stáními

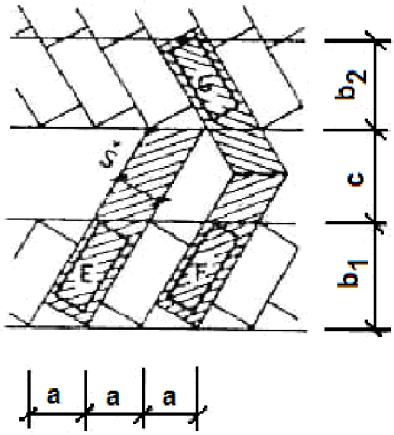
Podzemní garáže jsou určeny pro osobní automobily. Dle *ČSN 73 6056/2011 (Odstavné a parkovací plochy silničních vozidel)*, je možné určit základní rozměry vozidla podle Tab. 4.1

Tab. 4.1 Základní rozměry vozidel [30]

Typ vozidla	*Délka [m]*	*Šířka[m]*	*Výška [m]*
Osobní automobil	4,75	1,75	1,80

Orientační rozměry vozidel a jízdních souprav jsou rovněž uvedeny v normě pro hromadné garáže (*ČSN 73 6058/1987*), která by byla pro návrh příčného řezu určující. Pro určení výchozích rozměrů vozidel byla ovšem použita *ČSN 73 6058/2011*, protože je aktuálnější a více odpovídá současným rozměrům osobních automobilů.

Rozměry parkovacího stání se řídí podle uvedených normativů skupinou a podskupinou daného typu vozidla. Osobní automobily tedy přísluší skupině 1 a podskupině 01. Z možného způsobu řazení automobilů v hromadných garážích, se zde jako nejvíce vhodné jevilo šikmé řazení pod úhlem 45°. Tento závěr vyplynul zejména ze skutečnosti, že toto řazení skýtá největší množství vozidel v co nejmenším příčném profilu. Šikmé řazení je názorně vidět na Obr. 4.1. K němu přísluší tabulka s rozměry (Tab. 4.2).



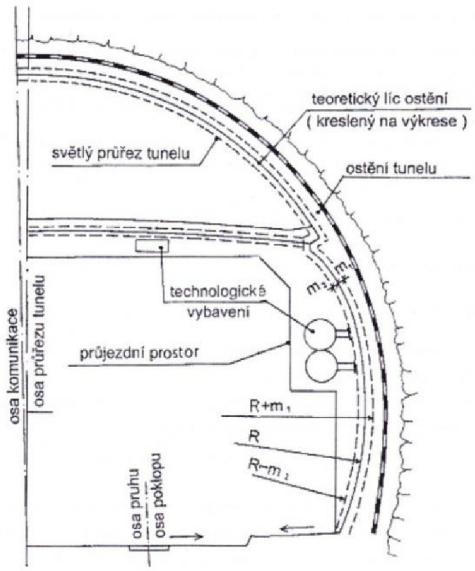
Obr. 4.1 Šikmé řazení [31]

Tab. 4.2 Velikost stání, šířka komunikací mezi stáními [31]

Řazení	*Vozidlo dle skupiny*	*Rozměry stání [m]*				*Šířka komunikace [m]*	*Plocha potřebná pro jedno vozidlo při stání [m²]*		
							V jedné řadě	*Ve více řadách*	
		š	a	b_1	b_2	c	E	F	G
Šikmé 45°	01	2,25	3,40	4,90	4,00	2,90	25,00	20,00	18,50

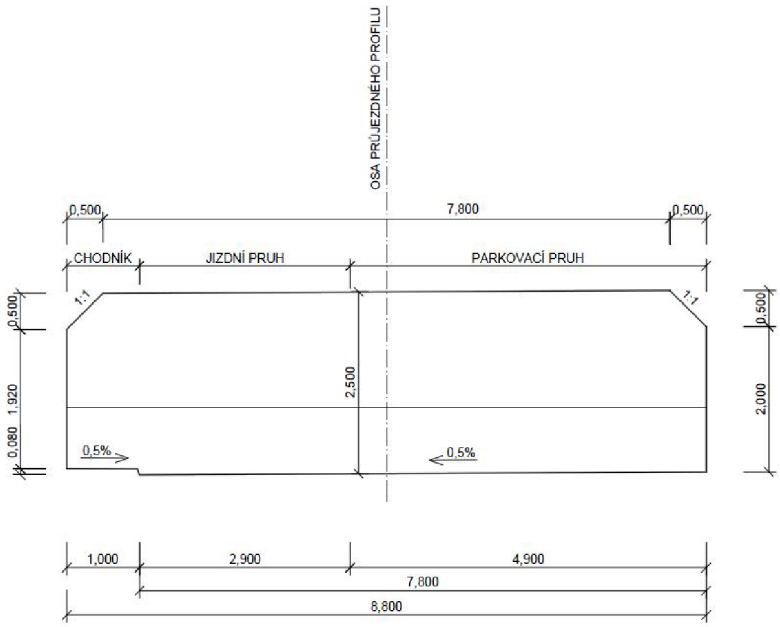
ČSN 73 6058/1987 (Hromadné garáže) také uvádí, že minimální světlá výška pro vozidla skupiny 01 musí být alespoň 2,10 m. Výše zmíněné parametry pak určují průjezdný profil z hlediska pozemní stavby. V další části budou shrnuta doporučení podle *ČSN 73 7507/2006 (Projektování tunelů pozemních komunikací)*, které nahlíží na stavbu primárně jako na podzemní dílo.

ČSN 73 7507/2006 (Projektování tunelů pozemních komunikací) určuje, že světlý průřez tunelu (štoly) musí odpovídat průjezdnímu prostoru tunelu a prostorovému uspořádání jeho vybavení, jako je osvětlení, větrání, bezpečnostní vybavení a rozvody inženýrských sítí. Tento světlý průřez se primárně odvodí z teoretického líce ostění tunelu při uvážení přípustných mezních odchylek. Vztah mezi průjezdným profilem, lícem ostění a přípustnými odchylkami je uveden na Obr. 4.2. [32]



Obr. 4.2 Průřez raženého tunelu [32]

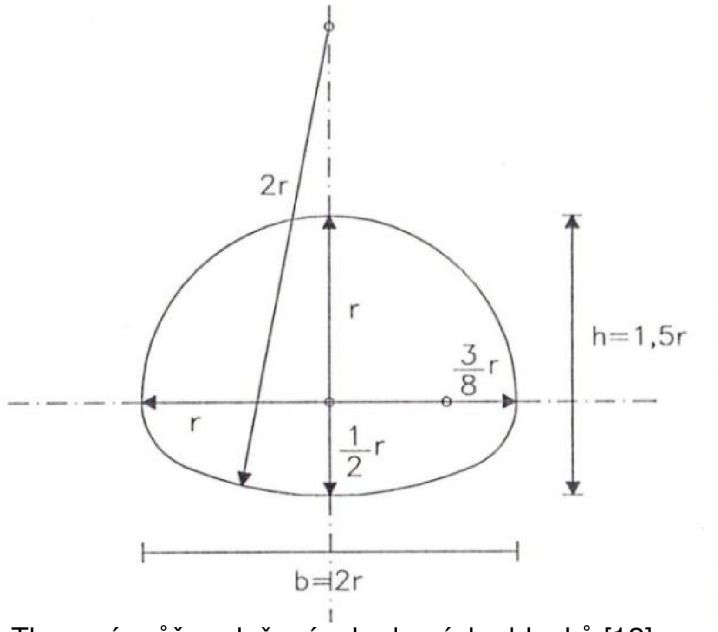
ČSN 73 7507/2006 obsahuje také doporučení týkající se návrhu tunelů. Jelikož se v tomto případě nejedná o běžný tunel, budou v návrhu rozměrů některá doporučení upravena a přizpůsobena kriteriím podzemní garáže. Na Obr. 4.3 je znázorněn navržený průjezdný prostor garáže.



Obr. 4.3 Průjezdný profil tunelových chodeb s parkovacími stáními

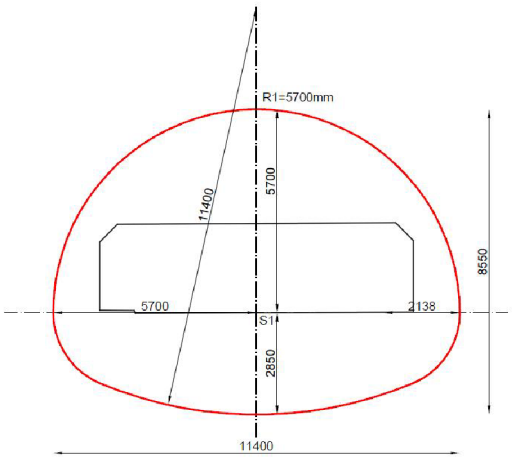
Tvar výrubu by měl v ideálním případě kopírovat průjezdný profil garážového stání. Z geotechnického hlediska by měl profil ostění odpovídat směru a velikosti horninového tlaku a to z důvodu, že ostění musí s masívem spolupůsobit. V ideálním případě by ostění mělo být navrženo tak, aby celý jeho

průřez byl tlačený. Jako výchozí profil byl proto zvolen typický tlamový průřez, složený z kruhových oblouků - viz Obr. 4.4.



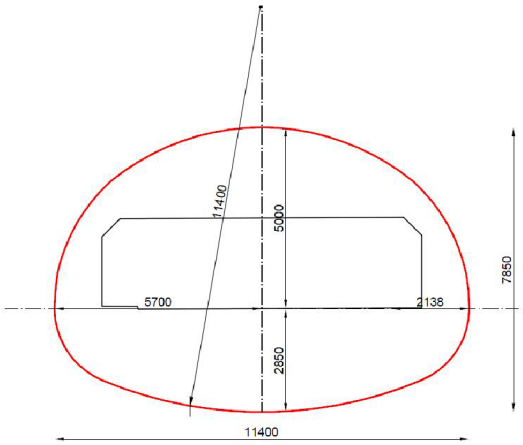
Obr. 4.4 Tlamový průřez složený z kruhových oblouků [12] – profil č.1

Jelikož se jedná o návrh podzemní stavby ve skalní hornině vykazující výrazně menší tlačivost ve srovnání se zeminou nebylo nutné při návrhu volit spodní protiklenbu. Modifikací návrhu profilu č.1 (Obr. 4.4 a Obr. 4.5) bylo dosaženo optimálního příčného průřezu uvedeného na Obr. 4.9 pro návrh dispozice a následného statického posouzení.

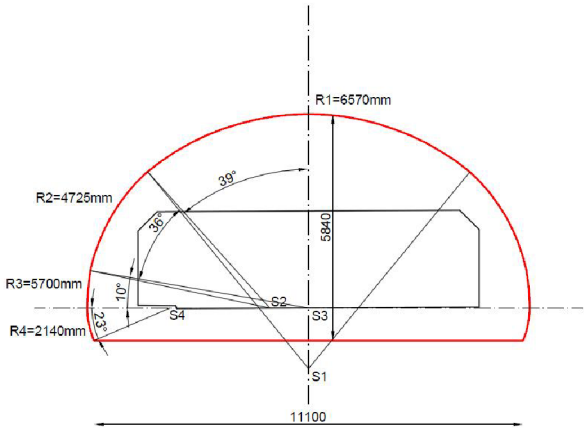


Obr. 4.5 Profil č.1 – Tlamový průřez složený z kruhových oblouků

Následné odvození příčného uspořádání je uvedeno pro objasnění postupu dosažení konečného návrhu příčných řezů objektu podzemní garáže.



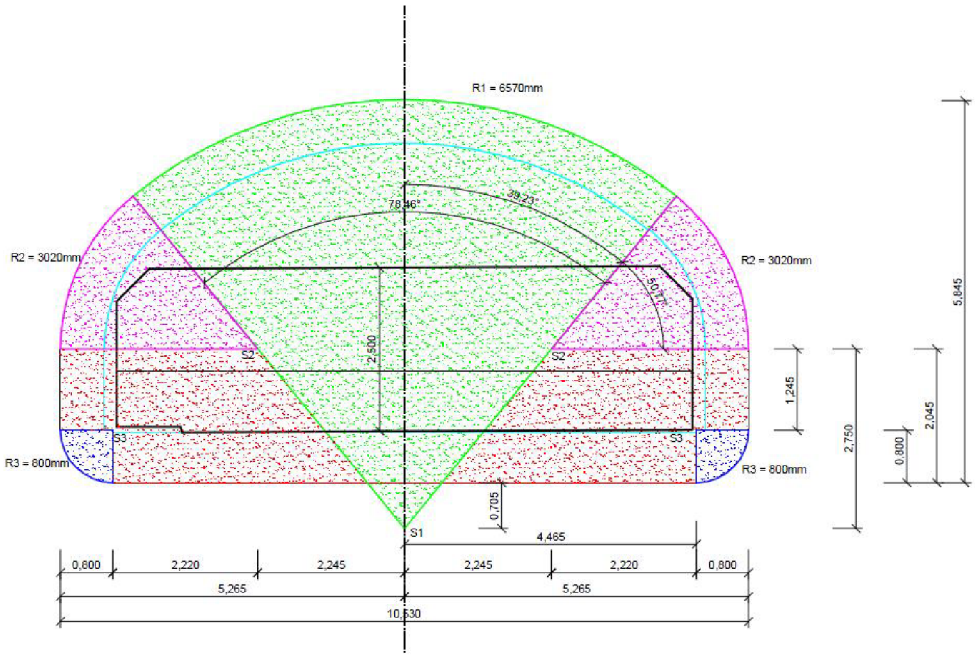
Obr. 4.6 Profil č.2 – zmenšení poloměru v přístropí



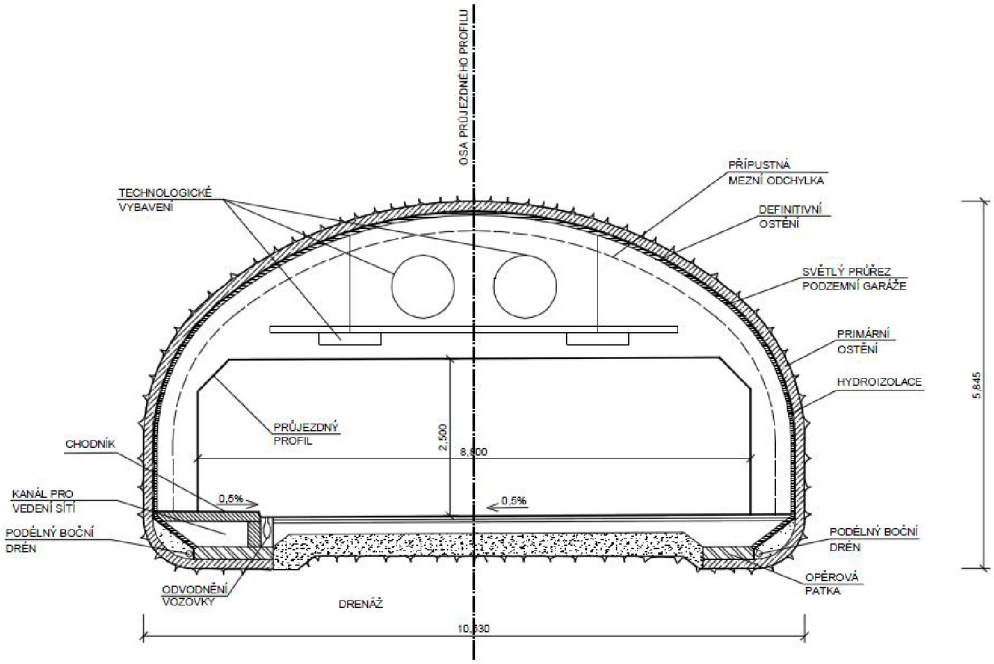
Obr. 4.7 Profil č.3 – odstranění protiklenby

4.1.2 Definitivní příčné uspořádání

Příčné uspořádání odvozené od průjezdného profilu podle Obr. 4.3 sestává ze dvou základních částí. První z nich je parkovací pruh, ve kterém budou automobily parkovat ve sklonu 45°. Má šířku 4,90 m, uvažovanou kolmo k nosnému horninovému pilíři. Druhou představuje jízdní pruh o šířce 2,90 m, k němuž přísluší i přilehlý chodník s šířkou 1,0 m. Průjezdná výška v hromadných garážích je podle normy *ČSN 73 6058 (Hromadné garáže)* uvedena minimálně 2,10 m, v tomto případě však byla průjezdná výška zvolena hodnotou 2,50 m. Vyplynulo to zejména ze skutečnosti, že velké množství osobních automobilů má na střeše nainstalováno přídavné úložné zařízení, s nímž rovněž automobily vjíždí i do hromadných garáží. Protože jsou navrhované podzemní garáže jednopodlažní, neovlivní toto mírné navýšení v součtu celkovou stavební výšku objektu, jak by tomu mohlo být u vícepodlažních parkovacích domů.



Obr. 4.8 Geometrie definitivního příčného uspořádání



Obr. 4.9 Navržené definitivní příčné uspořádání – parkovací chodba

4.1.2.1 Příčný profil hlavní tunelové chodby

Vzhledem ke skutečnosti, že v hlavní tunelové (páteřní) chodbě nebudou umístěna parkovací místa, nebyl důvod tento profil navrhovat stejně široký. Profil byl proto navržen podle *ČSN 73 6058 (Hromadné garáže)*. Jelikož se v této normě nenachází návrhový postup pro pozemní komunikaci v hromadné garáži, byl zvolen návrhový postup odvozený z návrhu spojovacích ramp. V této normě je

uvedena šířka dvou jízdních pruhů přímé dvoupruhové rampy minimálně o 1,4 m větší, než je dvojnásobek šířky nejširšího projektem předpokládaného vozidla. Podle Tab. 4.1 je největší šířka návrhového vozidla š = 1,75 m. Jelikož je nezbytné v podzemní garáži předpokládat vjezd hasičským vozem širokým 2,5 m, bude výpočet jízdního pruhu modifikován následovně:

$$\boldsymbol{a} = (\mathbf{0,7} + \text{š}) + (\mathbf{0,7} + \text{š}_{\boldsymbol{hv}}), \qquad (4\text{-}1)$$

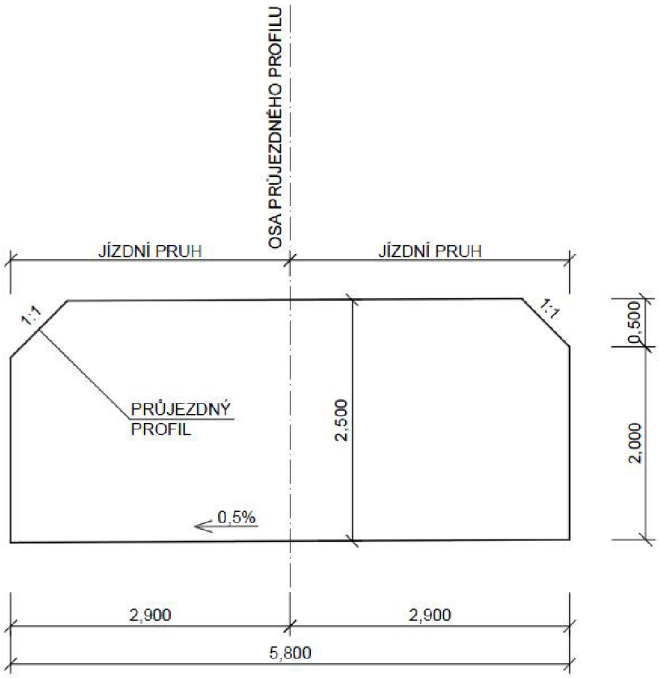
kde a je návrh šířky dvou jízdních pruhů,

š je šířka nejširšího projektem předpokládaného vozidla,

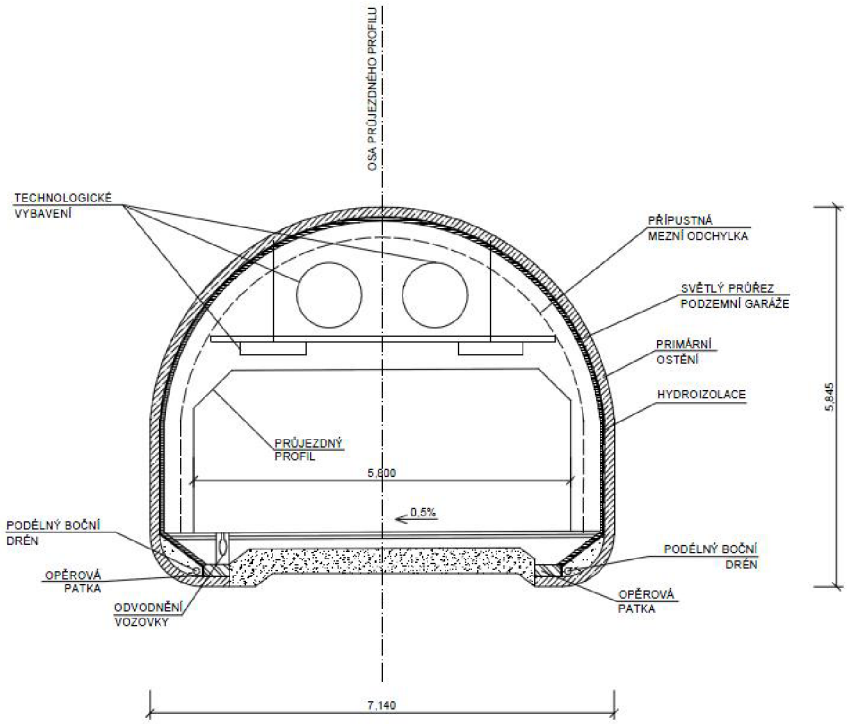
š_{hv} šířka hasičského vozidla.

$a = (0{,}7 + 1{,}75) + (0{,}7 + 2{,}5) = 5{,}65\ m$

Tato vypočtená šířka je podle normy šířkou minimální, proto byla pro návrh hlavní tunelové chodby zvolena zaokrouhlená šířka 5,8 m. Jeden jízdní pruh má potom šířku 2,9 m. Průjezdný profil i navržený příčný profil hlavní tunelové chodby je znázorněn na Obr. 4.10 a Obr. 4.11.



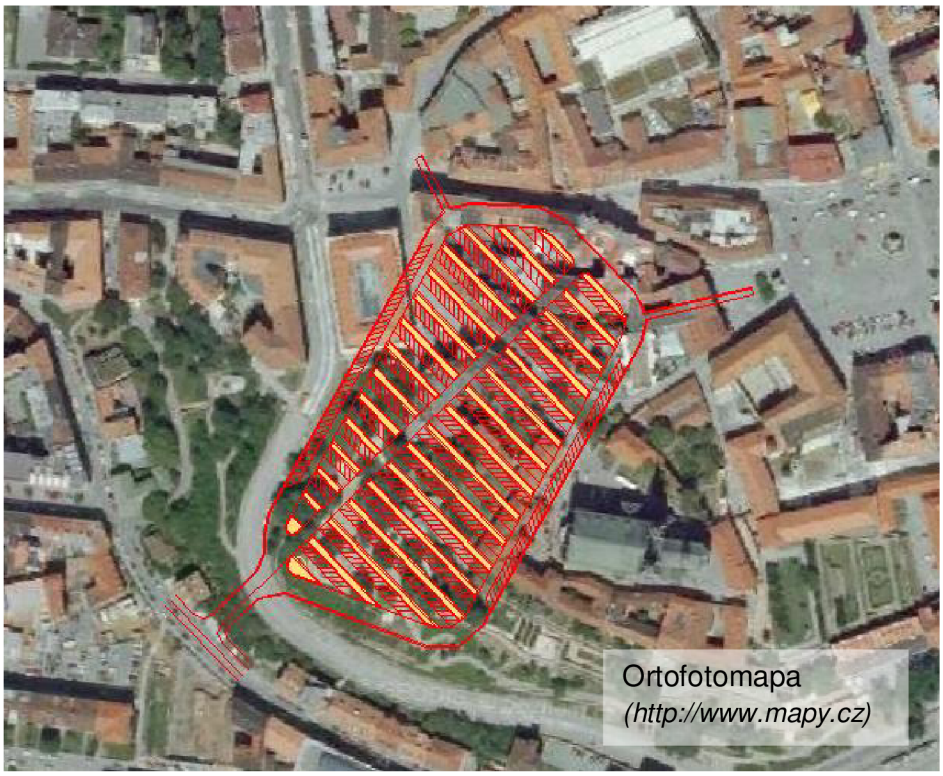
Obr. 4.10 Průjezdný profil hlavní páteřní tunelové chodby



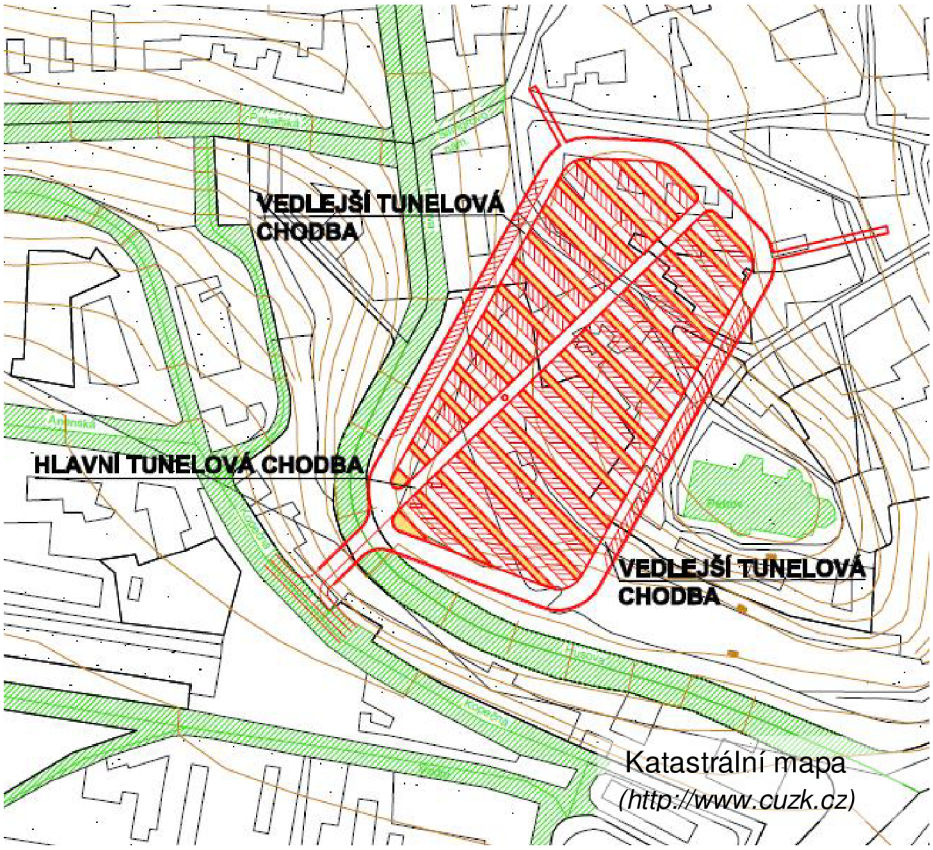
Obr. 4.11 Navržený příčný řez hlavní páteřní tunelové chodby

4.2 Půdorysné řešení

Půdorysné řešení podzemních garáží vycházelo zejména z požadavku zachování minimální výšky nadloží, která se pohybuje mezi 3 až 4 m a také dosavadní zastavěnosti v místě navrhovaného garážového stání. Autorkou DP byla především zvolena oblast, kam je na základě výše uvedených kritérií možné podzemní garáž umístit. Základní koncepční myšlenkou pro vlastní dispoziční návrh bylo vyhnout se půdorysně chrámu sv. Petra a Pavla a také ulici Husova, na níž probíhá nepřetržitý tramvajový provoz. Autorkou byly vytvořeny dva půdorysné návrhy podzemních garáží, z nichž byla následně vybrána varianta, která je v následujících kapitolách detailněji rozpracována. Na Obr. 4.12 a Obr. 4.13 je uvedena situace a půdorysné řešení varianty A. Na následujících dvou obrázcích (Obr. 4.14 a Obr. 4.15) je uvedeno půdorysné řešení pro variantu B.



Obr. 4.12 VARIANTA A - Půdorysné řešení podzemní garáže (ortofoto mapa)

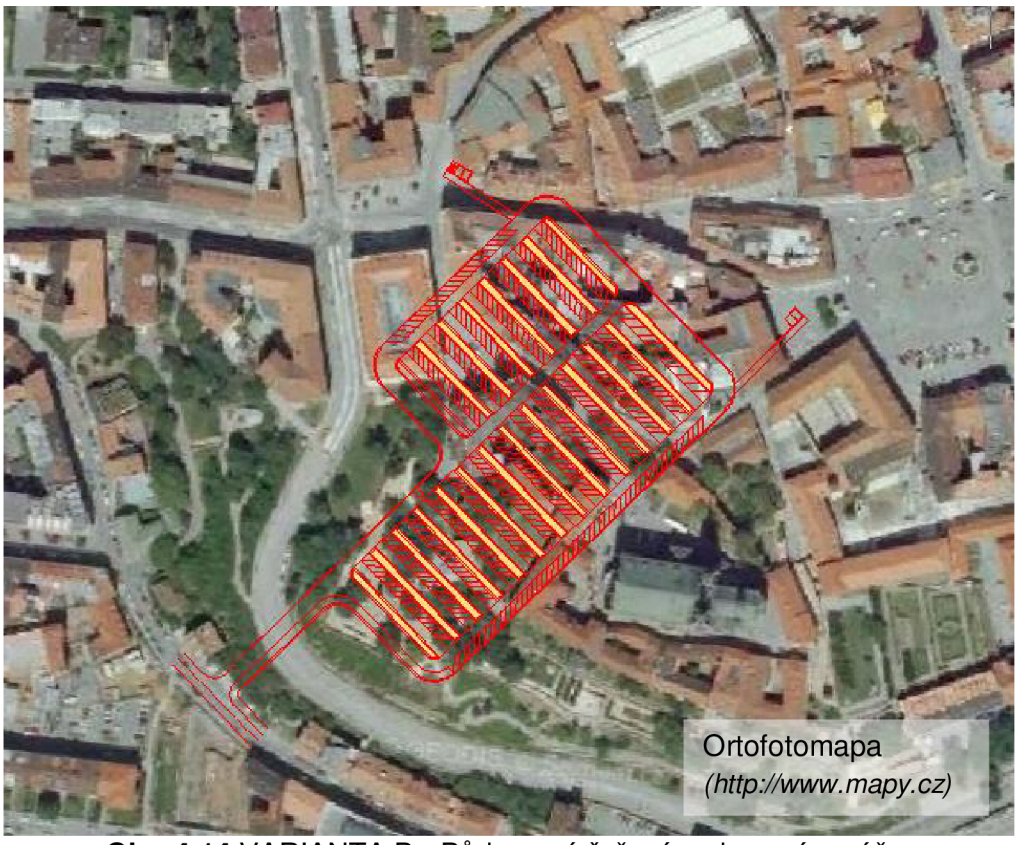


Obr. 4.13 VARIANTA A - Půdorysné řešení podzemní garáže (katastrální mapa)

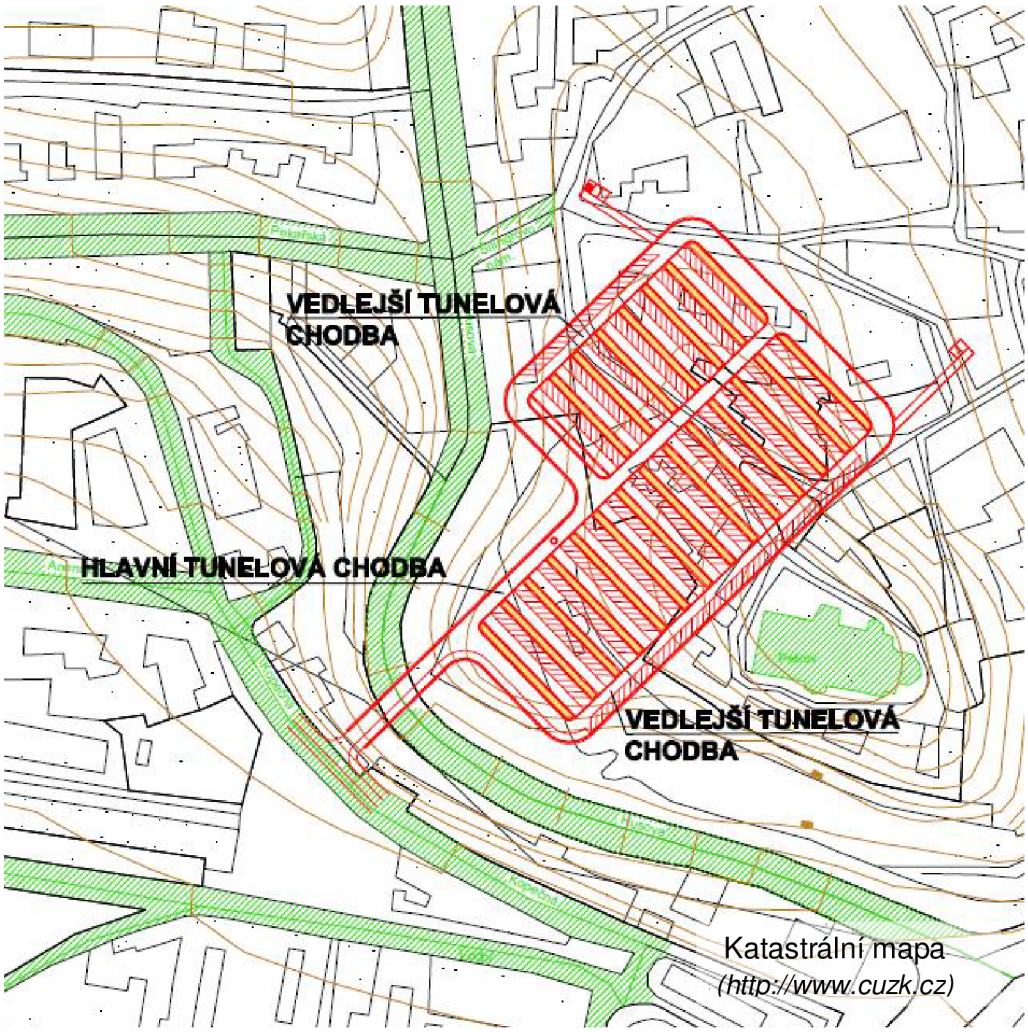
Při rozhodování, který půdorys je pro volbu podzemních garáží vhodnější, byla jedním z kritérií náročnost provádění stavby a druhým počet parkovacích míst. Je nutné zmínit, že varianta A poskytuje 482 parkovacích míst včetně míst pro tělesně postižené (viz kapitola 4.2.1), oproti tomu varianta B může poskytnout parkovací místo pouze pro 377 vozidel (viz kapitola 4.2.1). Z tohoto hlediska je jednoznačně výhodnější varianta A.

Dalším důležitým kritériem je technologie provádění, ta se u varianty A zdá být o poznání náročnější, jelikož vedlejší tunelové chodby nejsou rovnoběžné s hlavní tunelovou chodbou a v některých místech při kolmém řezu na horninový pilíř vznikají velké prostory, které nejsou v návrhu ani posudku uvažované. Také z hlediska provádění je žádoucí, aby veškeré tunelové chodby byly navzájem kolmé a rovnoběžné.

Na základě výše uvedených hledisek bylo autorkou rozhodnuto, že definitivním a v další části DP rozpracovaným návrhem podzemní garáže bude **varianta B**. Ačkoliv tato varianta umožní parkování měně vozidlům, je technologicky méně náročná, přehledná a nevznikají zde žádné větší průřezy tunelové chodby než navržený příčný řez.



Obr. 4.14 VARIANTA B - Půdorysné řešení podzemní garáže



Obr. 4.15 VARIANTA B - Půdorysné řešení podzemní garáže (katastrální mapa)

4.2.1 Počet parkovacích míst

Při volbě vhodného počtu parkovacích míst se obvykle vychází z *ČSN 73 6110 (Projektování místních komunikací)*, ve které se doporučuje použít výpočet množství parkovacích míst v přiměřené míře pro odborný odhad na základě navržené funkce a ukazatelů, které udávají intenzitu využití plochy, u níž se předpokládá změna účelu nebo intenzity [29].

Pro volbu počtu parkovacích míst je důležitý předpoklad, že parkoviště bude zejména využíváno jako parkovací stání a nikoliv jako odstavné stání. Tj. plocha, která slouží k parkování vozidla např. po dobu nákupu, dojíždění do zaměstnání, návštěvy kulturních akcí a návštěvy centra Brna obecně. Tato plocha tak může být využita pro různé účely a také pro různé uživatele [29].

Celkový počet stání pro posuzovanou stavbu se podle *ČSN 73 6110* určí ze vzorce:

$$N = O_O \cdot k_a + P_O \cdot k_a \cdot k_p \ , \qquad (4\text{-}2)$$

kde: N - celkový počet stání pro posuzovanou stavbu

O_O - základní počet odstavných stání při stupni automobilizace 400 vozidel/1000 obyvatel (1:2,5)

P_O - základní počet parkovacích stání

k_a - součinitel vlivu stupně automobilizace

k_p - součinitel redukce počtu stání

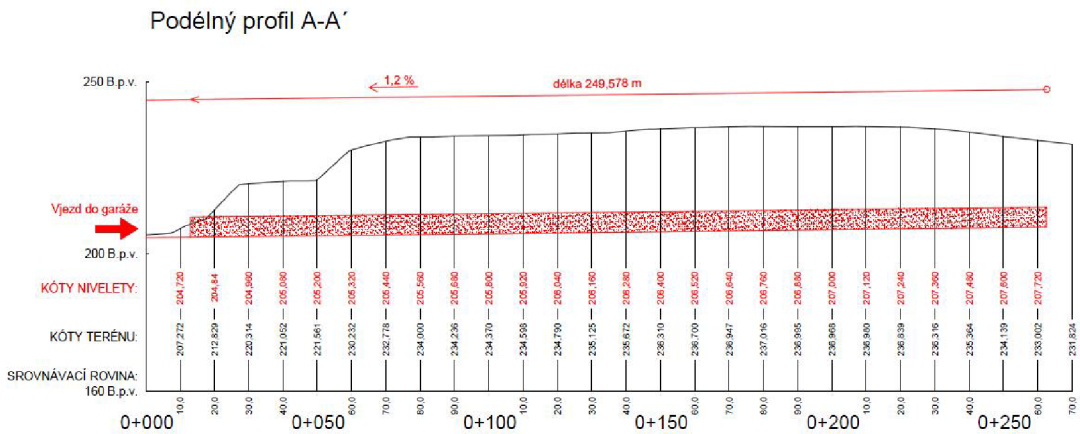
Tato norma určuje počet stání podle počtu účelových jednotek (tj. sedadel v kině, lůžek v nemocnici apod.) na 1 stání. V tomto případě je velmi obtížné, nikoliv však nezbytné, tyto informace získat. Pro účely této diplomové práce bude proto hlavním výchozím bodem pro určení konkrétního počtu parkovacích stání situace dopravního řešení, která byla autorce poskytnuta odborem územního plánování a rozvoje Magistrátu města Brna. V příloze B je v bezprostředním okolí stavby na ulici Kopečná zobrazen plánovaný parkovací dům o celkové kapacitě 90 stání. Podle situace je také patrné, že je zde plánováno 60 míst na pozdější dostavbu. Těchto 150 stání slouží tedy k prvotnímu odhadu počtu parkovacích míst podzemního parkoviště. Vzhledem k předpokládané finanční náročnosti stavby je však cílem autorky navrhnout podzemní garáž s co největším počtem míst na parkování. Důležité to je nejen z hlediska ekonomického, ale také z hlediska funkce celé dopravní infrastruktury.

Při zvolené situaci (varianta B) s daným příčným uspořádáním bude **celková kapacita podzemních garáží 377 parkovacích míst**. Z tohoto počtu míst musí být dle *vyhlášky Ministerstva pro místní rozvoj ČR, č.369/2001 Sb. o obecných technických požadavcích zabezpečující užívání staveb osobami s omezenou schopností pohybu a orientace*, minimálně 5 % parkovacích stání (tj. 19 míst) vyhrazeno pro vozidla osob s omezenou schopností pohybu a orientace. Šířka takovéhoto parkovacího místa je specifikována v normě *ČSN 73 6056 (Odstavné a parkovací plochy silničních vozidel)*, která je 3,5 m.

4.3 Podélný profil

Podélný profil schematicky znázorněn na Obr. 4.16 je veden v řezu hlavní tunelové chodby podzemní garáže (tento podélný profil je také součástí

přílohy č. 4). Délka tunelové chodby je 249,59 m. Podélný spád v jejím místě je 1,2 %. Spády vedlejších tunelových chodeb jsou taktéž 1,2%. Délka levé vedlejší tunelové chodby je 114,77 m a délka pravé vedlejší tunelové chodby je 192,95. Spád parkovacích tunelových chodeb je 1,0 % a v případě levé části podzemní garáže mají délku 44,93 m a pravé parkovací tunelové chodby mají délku 53,27 m.



Obr. 4.16 Podélný profil v místě hlavní komunikace podzemní garáže

4.4 Servisní konstrukce podzemních garáží

4.4.1 Větrací šachta

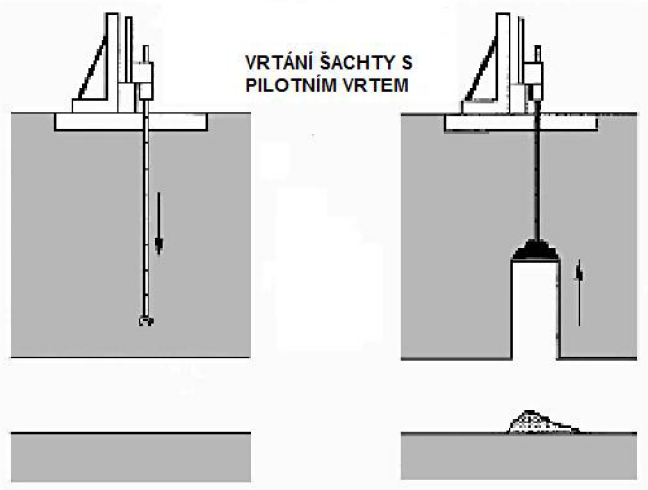
Vzhledem k parkovací kapacitě podzemní garáže není možné odvádět mdlé větry pouze prostorem portálového vjezdu na ulici Kopečná. Z tohoto důvodu bude v místě hlavní tunelové chodby vybudována větrací šachta, jejíž účel bude přívod čerstvého vzduchu do podzemního prostoru, stejně tak jako odvod škodlivých plynů. Výduch této šachty bude vzhledem k širší situaci umístěn v Denisových sadech. Průměr šachty bude mít odhadem 2,5 m.

Vzhledem ke snazšímu odvozu rubaniny se jeví jako jednoznačně výhodné provádět větrací šachtu technologií vrtáním zdola nahoru s pilotním vrtem. Alternativně je možné použít i trhací práci.

4.4.1.1 Zespodu nahoru vrtáním

Větrací šachtu lze provést nesmírně výhodně vrtáním zespod nahoru s použitím pilotního vrtu. Pilotní vrt je nejdříve proveden malým profilem shora. Po jeho realizaci je na vrtné soutyčí připevněna rotační vrtací hlava požadovaného průměru a postupným přitahováním dochází k zhotovení šachty. Rozvrtaná

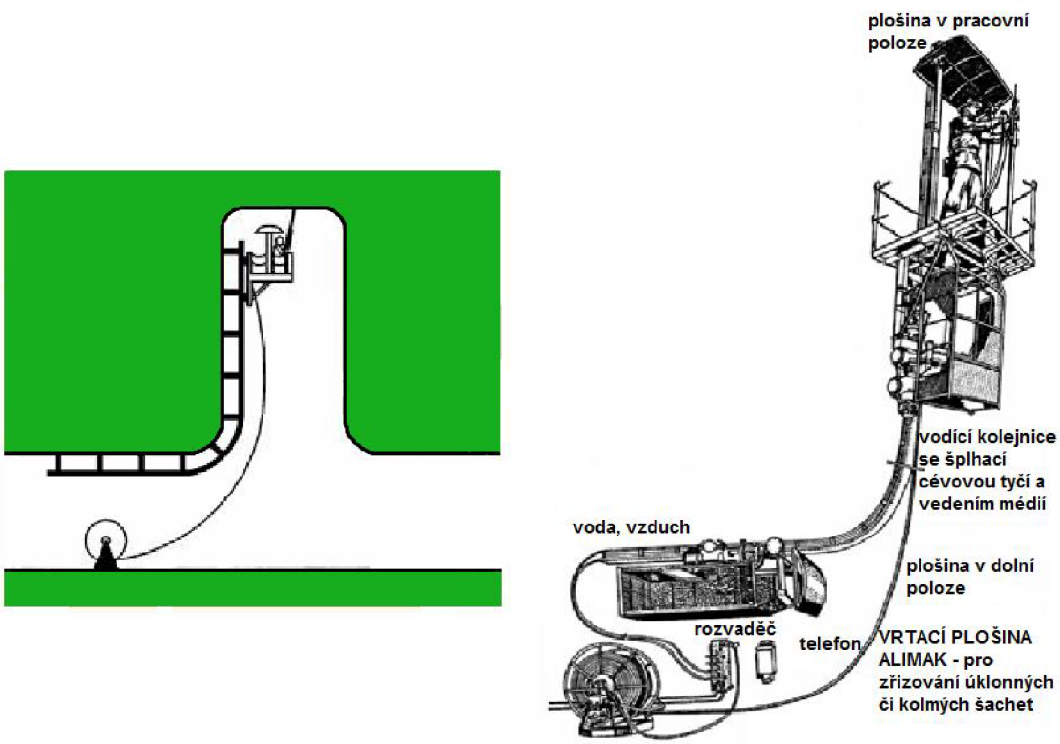
hornina padá dolů. Zde je naložena a vyvezena. Vrtání šachty je schematicky zobrazeno na Obr. 4.17.



Obr. 4.17 Vrtání šachty s pilotním vrtem ve dvou fázích [6]

4.4.1.2 Zespodu nahoru trhací prací

V případě nasazení trhacích prací bude použita vrtací plošina (například typu Alimak – viz Obr. 4.18). Tato plošina vjíždí do šachty ze spodní polohy. K samotnému pohybu se využívá šplhací cévové trouby, ve které je zabudováno vedení médií (voda, stlačený vzduch a elektrický proud). Jakmile vrtací plošina dosáhne přístropí, osádka stroje připojí vrtací kladiva na média, podle vrtného schématu je následně navrtaná čelba šachty, nabijí se vrty a připojí vedení. Po tomto kroku obsluha stroje vstoupí zpět do klece a sjede dolů pod dolní úvrať šachty. Provede se odpal a rubanina padá na počvu, odkud je následně vyvezena. Toto se cyklicky opakuje, dokud není dosaženo povrchu.



Obr. 4.18 Vrtací plošina ALIMAK [6]

4.4.2 Přístupové chodby a šachty vedoucí na povrch

Pro snazší přístup uživatelů garáže do centra města Brna a naopak dovnitř garáží budou v podzemí zřízeny dvě chodby vedoucí k výtahům na povrch. Jedna z těchto chodeb povede na Šilingrovo náměstí a druhá na Zelný trh. Pěší přístup do garáží bude však řešen rovněž i přes hlavní vjezd na ulici Kopečnou. Výtahové šachty budou zřízeny stejnou metodou jako větrací šachta. Vedení i vyústění obou přístupových chodeb je znázorněno ve výkresové dokumentaci v příloze této diplomové práce.

5 VOLBA TUNELOVACÍ METODY

Podzemní stavitelství disponuje v dnešní době celou řadou tunelovacích metod. Jejich základní rozdělení závisí především na tom, jedná-li se o tunel hloubený či ražený. V případě podzemních garáží pod kopcem Petrov připadá v úvahu jen ražení.

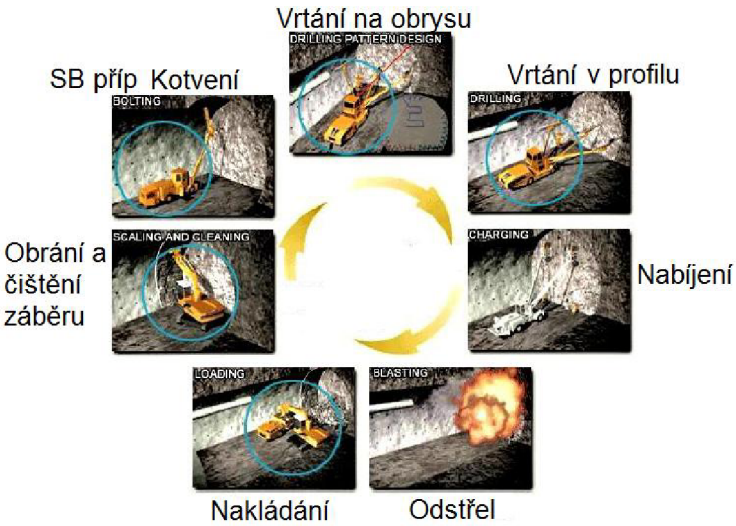
5.1 Technologie ražby

Podzemní garáže pod Petrovem nejsou klasickým tunelem. Výstavba nicméně bude probíhat postupem konvenčních tunelovacích metod s cyklickým postupem prací. Patří sem:

- vrtání a odstřel,
- prstencová metoda,
- nová rakouská tunelovací metoda (NRTM),

Vrtání a odstřel

Systém vrtání a odstřel se používá pouze ve skalních horninách, jejichž stabilita je velmi vysoká. Pokud hornina má tuto vlastnost, vyztužuje se výrub jen minimálně a to zejména z důvodu ochrany před ovětráváním. Ostění je pak nejčastěji tvořeno svorníky nebo stříkaným betonem. Důležité je v tomto případě dbát na správnou volbu postupu trhacích prací to proto, aby byl zachován příčný profil.

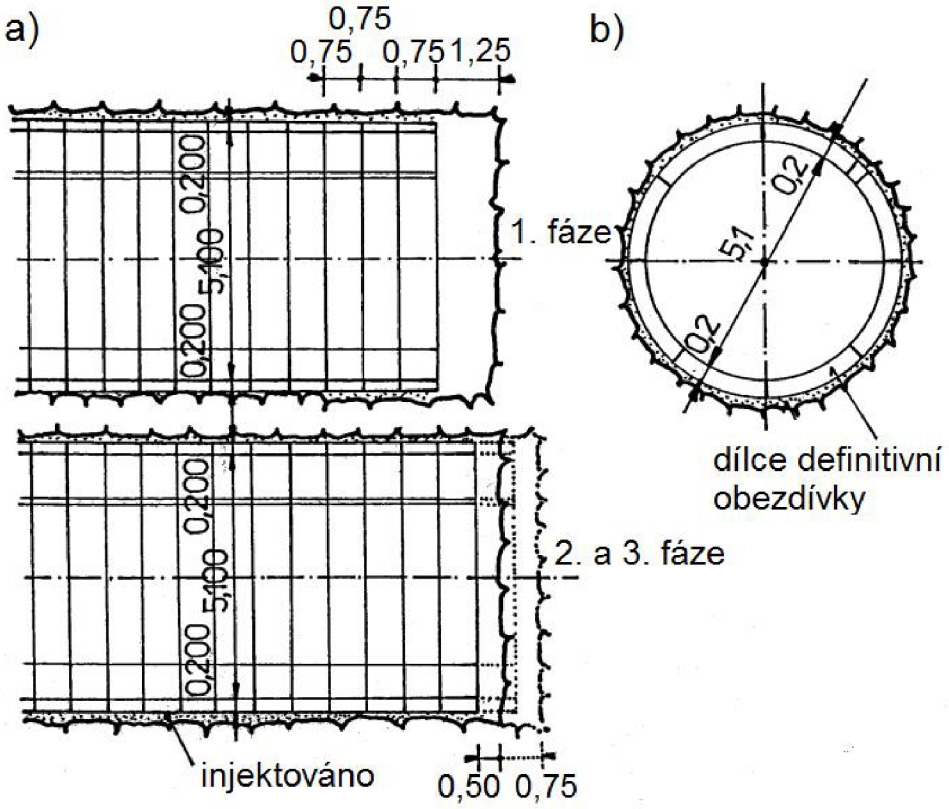


Obr. 5.1 Vrtání a odstřel – cyklický postup prací [6]

Prstencová metoda

Metoda prstencová se taktéž nasazuje ve skalních horninách s dostatečnou stabilitou, ale může být také použita i v méně stabilních poloskalních horninách (R2-R5) či spojena se štítem v zeminách. Ražba se většinou provádí na plný profil, přičemž jsou použity buď trhací práce nebo TSM (tunnel sequential machines - frézy, impaktory či rypadla). Typickou vlastností prstencové metody je bezodkladné vyztužení výrubu definitivním ostěním na délku záběru. Výztuž tvoří, jak již název napovídá, prstenec a nezbytná aktivační injektáž čímž je omezován rozsah rozvolněné zóny nad výrubem. Pokud je hmotnost elementu ostění příliš velká, používá se pro jeho umístění erektor. Tato metoda se používá pro ražení tunelů kruhového profilu, jak je znázorněno na Obr. 5.2.

V současné době již tato metoda není považována za ekonomicky výhodnou v porovnání s metodami ostatními (jako je např. NRTM) a jeví se pro výstavbu podzemních garáží jako nevhodná vzhledem k nízké rychlosti výstavby nekruhového profilu ražení a také ke složitému půdorysu objektu.



Obr. 5.2 Prstencová metoda, postup prací [6]

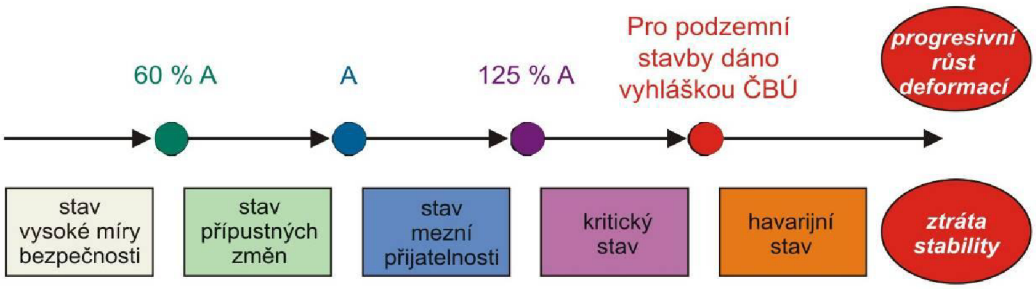
Nová rakouská tunelovací metoda (NRTM)

NRTM je jednou z nejrozšířenějších tunelovacích metod a v současné době i výlučnou konvenční metodou ražení v České republice. Jedná se o mimořádně flexibilní metodu, která se dá požit téměř pro všechny typy podzemních děl a pro velmi pestré geologické podmínky. Základy této metody byly položeny již ve 40. – 50. letech minulého století. NRTM využívá horninový masív jako základní nosný prvek. K tomu je zapotřebí koncepce spočívající v aktivování nosného prstence v horninovém masívu.

Tato metoda je typickým příkladem *observační metody*, která je použita pro návrh a realizaci složité inženýrské konstrukce. Kroky týkající se návrhu a postupu provádění jsou následovné:

I. Je proveden předběžný návrh konstrukce obvykle výpočtem. Mezně lze konstrukci navrhovat i podle zkušenosti.
II. Aby mohla být provedena případná optimalizace návrhu, realizuje se široce instrumentovaný a monitorovaný zkušební úsek.
III. Na základě výsledků, které byly získány z předchozího kroku a následné optimalizace výpočtů musí být stanoveny provozní a varovné stavy pro konkrétní stavbu. Součástí návrhu musí být opatření v případě dosažení limitních hodnot – tj. varovných stavů.
IV. Navržení observační procedury pro kontrolu provozních a varovných stavů – instrumentace a monitoring.

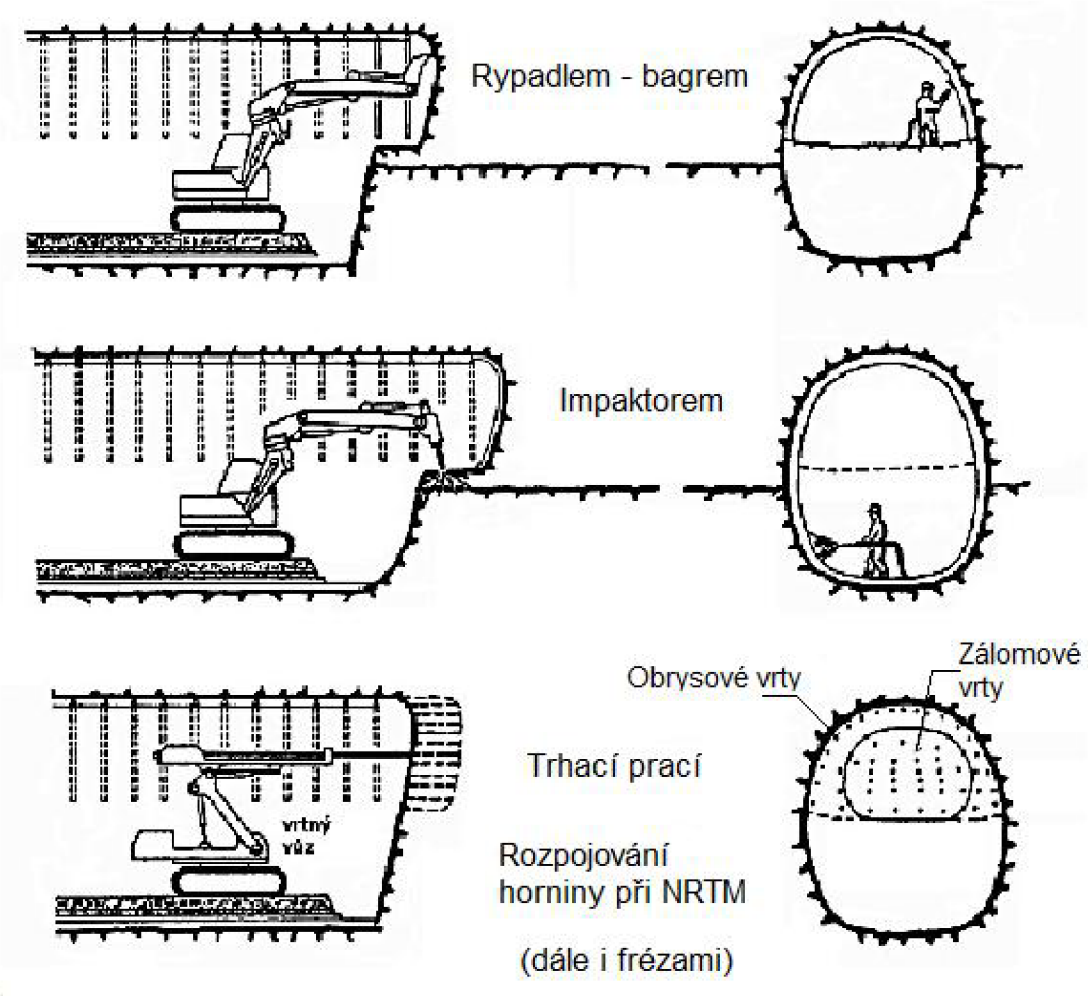
Cílem výše uvedených kroků je co nejekonomičtější návrh při optimálním nebo maximálním postupu stavby. Při monitorování stavby může dojít k několika různým stavům, na jejichž základě dochází k optimalizaci návrhu (viz Obr. 5.3).



Obr. 5.3 Provozní a varovné stavy konstrukce dané odchylkou skutečné odezvy od projektu [34]

Základní principy NRTM jsou shrnuty do 21 – 24 zásad uvedených v příslušných literaturách, např. [6].

Horninu je možno rozpojovat trhavinami (pevné horniny); pro prostředí měkkých hornin se používají metody beztrhavinové (výložníkové frézy, rýpadla a impaktory). Příklady metod rozpojování horniny při NRTM jsou uvedeny na Obr. 5.4. Limitující horní hodnotou ekonomického použití rozpojování bez trhavin se uvádí pevnost horniny v tlaku do 120 MPa - jelikož u diabasů potažmo granodioritů lokality předpokládáme pevnost v jednoosém tlaku minimálně 150 MPa bylo by ekonomicky výhodné použít rozpojování trhavinami.



Obr. 5.4 Příklady rozpojování horniny při NRTM [6]

5.2 Výběr nejvhodnější metody výstavby podzemních garáží

Nejoptimálnější metodou ražby, jak z hlediska ekonomického, tak z hlediska proveditelnosti se jeví jednoznačně NRTM, přičemž hornina bude rozpojována trhavinami. Dosavadní prozkoumanost lokality potvrzuje to, že horninový masív je budován velmi kvalitní horninou s minimálním rozpukáním. Jediné místo, kde by mohlo dojít k problémům, je předpokládaná oblast tektonického styku diabasu a granodioritu.

NRTM (vedle kvality masívu) rovněž velmi dobře reflektuje nekruhový průřez ražení, plochu výrubu, mimořádně složitý půdorys objektu, umístění lokality v exponovaném intravilánu a další faktory. Nezanedbatelné není ani to, že domácí stavební firmy zvládly v posledních letech velmi dobře nasazení právě této metody.

6 VÝPOČTY MKP V PROGRAMU PLAXIS

Stabilita výrubu, stejně tak jako deformace okolního masívu a ostění se v současné době řeší zejména pomocí výpočetních softwarů, které fungují na bázi metody konečných prvků. Pro analýzu podzemní garáže byl zvolen software Plaxis 2D v.8.2. Relevantní je otázka, zdali by v tomto konkrétním případě nebylo vhodnější použít 3D analýzu zohledňující prostorové působení podzemního díla. V jistých ohledech by se výsledky z 3D analýzy mohly zdát reálnější vzhledem k tomu, že v prostoru garáží dochází ke koncentraci podzemních prostor a tedy křížení jednotlivých tunelových chodeb. Dá se proto předpokládat jisté prostorové působení. Autorka však i přes to zvolila rovinný výpočet (2D), a to především s ohledem na stupeň stavební dokumentace – tzn. studii proveditelnosti. Druhým důvodem je skutečnost, že realizace prostorových výpočtů je mimořádně časově náročná s rovněž velkými nároky na konfiguraci hardwaru počítače. Ve vyšších stupních dokumentace však použití 3D analýzy nelze zcela odmítnout a to zejména k posouzení průřezů tunelového křížení.

6.1 Konstitutivní materiálové modely

Mechanické chování hornin a zemin může být při použití metody konečných prvků modelováno pomocí různých konstitutivních vztahů. Výběr vhodného konstitutivního modelu záleží na charakteru a typu horniny či zeminy, ve které je konstrukce modelována. Různé materiálové modely jsou charakterizovány různým počtem vstupních parametrů. Kromě typu horniny záleží také na geotechnickém průzkumu a na typu provedených laboratorních (polních) zkoušek. Některé materiálové modely vyžadují pouze minimální počet vstupních parametrů, které se dají získat běžným laboratorním (polním) šetřením. Chceme-li však použít složitější konstitutivní vztah, je nezbytné provést určité typy zkoušek a tím zjistit i potřebné vstupní parametry.

6.1.1 Lineárně-elastický model

Jedním z nejzákladnějších a tedy i nejjednodušších dostupných vztahů vyjadřujících závislost napětí na deformaci je Hookův zákon. Závislost podle Hookova zákona je lineární, uvažuje tedy izotropně elastické chování horniny či zeminy. Materiálový model, který funguje na principu Hookova zákona je znám jako lineárně elastický. V tomto materiálovém modelu jsou použité pouze dva vstupní parametry a to Youngův modul “*E*“ a Poissonovo číslo “*v*“. Vztah mezi

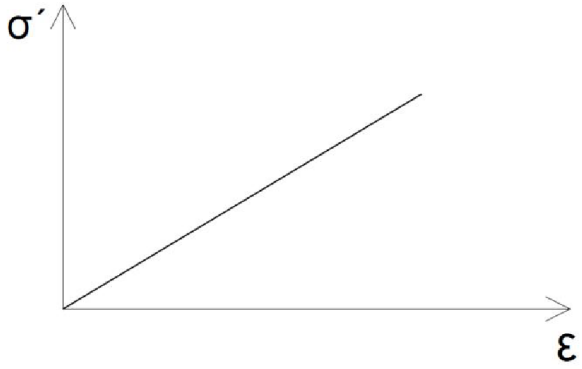
Yougovým modulem E a dalšími moduly tuhosti, jako je smykový modul *G*, objemový modul *K* či edometrický modul E_{oed}, jsou dány vztahy:

$$\boldsymbol{G} = \frac{\boldsymbol{E}}{\boldsymbol{2\cdot(1+\nu)}} \tag{6-1}$$

$$\boldsymbol{K} = \frac{\boldsymbol{E}}{\boldsymbol{3\cdot(1-2\nu)}} \tag{6-2}$$

$$\boldsymbol{E_{oed}} = \frac{\boldsymbol{(1-\upsilon)\cdot E}}{\boldsymbol{(1-2\nu)(1+\nu)}} \tag{6-3}$$

Ačkoliv je lineárně elastický model obvykle nedostačující k modelování významně nelineárního chování, jeho využití při simulaci konstrukčního chování silných betonových zdí, stejně tak jako skalních masívů se zdá vhodné. Jedná se zejména o materiály, jejichž pevnostní vlastnosti jsou obvykle velmi vysoké ve srovnání s vlastnostmi zemin. Pro analýzu konstrukce podzemních garáží v diabasech a granodioritech se právě tento model jeví jako vhodný až velmi vhodný.



Obr. 6.1 Základní myšlenka lineárně elastického modelu

6.1.2 Model Mohr-Coulomb

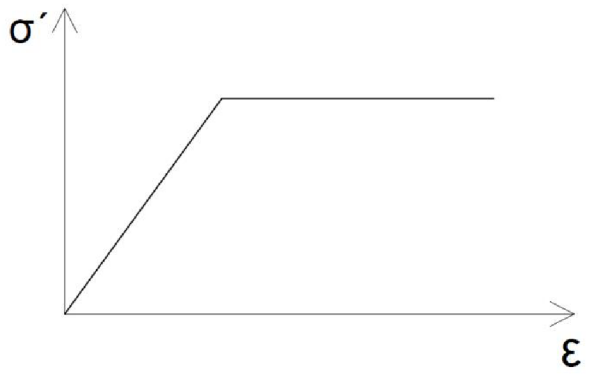
Jedná se o lineárně pružný - ideálně plastický materiálový model, který je v současné době stále jedním z nejpoužívanějších konstitutivních vztahů pro modelování konstrukce pomocí metody konečných prvků. Tento model je definován pěti parametry. Často bývají tyto parametry k dispozici po provedení standardních zkoušek v laboratoři. Výše zmíněné parametry, které Mohr-Coulombův model vyžaduje, jsou:

E [kN/m^2] - Youngův modul pružnosti

v [-] Poissonovo číslo

φ [°]	úhel vnitřního tření
c [kPa]	soudržnost
ψ [°]	úhel dilatance

Tento materiálový model je vhodný zejména pro modelování konstrukcí v zeminách. Při použití M-C modelu pro analýzu konstrukce v hornině může dojít k výpočetním chybám. Druhým negativním aspektem je zvyšující se výpočetní čas s rostoucím úhlem vnitřního tření. Z důvodu, že skalní masiv diabasů a granodioritů má úhel vnitřního tření až 61°, dají se tyto problémy při použití MC modelu očekávat.

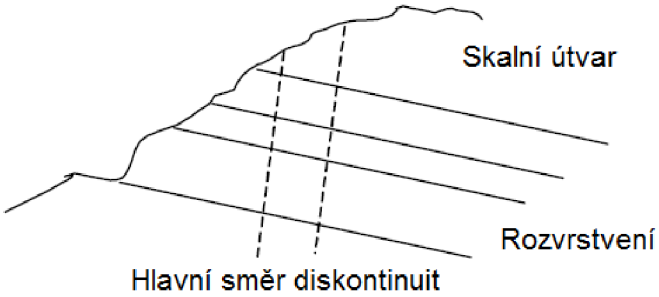


Obr. 6.2 Základní myšlenka elastického-perfektně plastického modelu (Mohr-Coulomb)

6.1.3 Jointed Rock model

Tento konstitutivní vztah je anizotropně elastický – perfektně plastický a zohledňuje anizotropii materiálu. Anizotropní materiál se může, když je vystaven určitým stejným podmínkám, chovat rozdílně v různých směrech. Tento model je určen pro modelování konstrukcí ve vrstevnatém či rozpukaném podloží, zejména ve skalních masivech s diskontinuitami (viz Obr. 6.3). Jointed rock model je charakterizován pěti elastickými parametry (E_1, v_1, E_2, v_2, G_2) a dále pevnostními parametry (φ_i, c_i, ψ_i) a parametry udávající směr diskontinuit (α_{1i}, α_{2i}).

Materiálový model Jointed Rock se pro analýzu konstrukce ve skalním masívu jeví jako velmi vhodný, a to zejména díky tomu, že bere v úvahu diskontinuity ve skalním masivu, které mohou významně ovlivňovat stabilitu výrubu. Jediným problémem je skutečnost náročného laboratorního (polního) šetření pro obdržení všech potřebných vstupních parametrů.



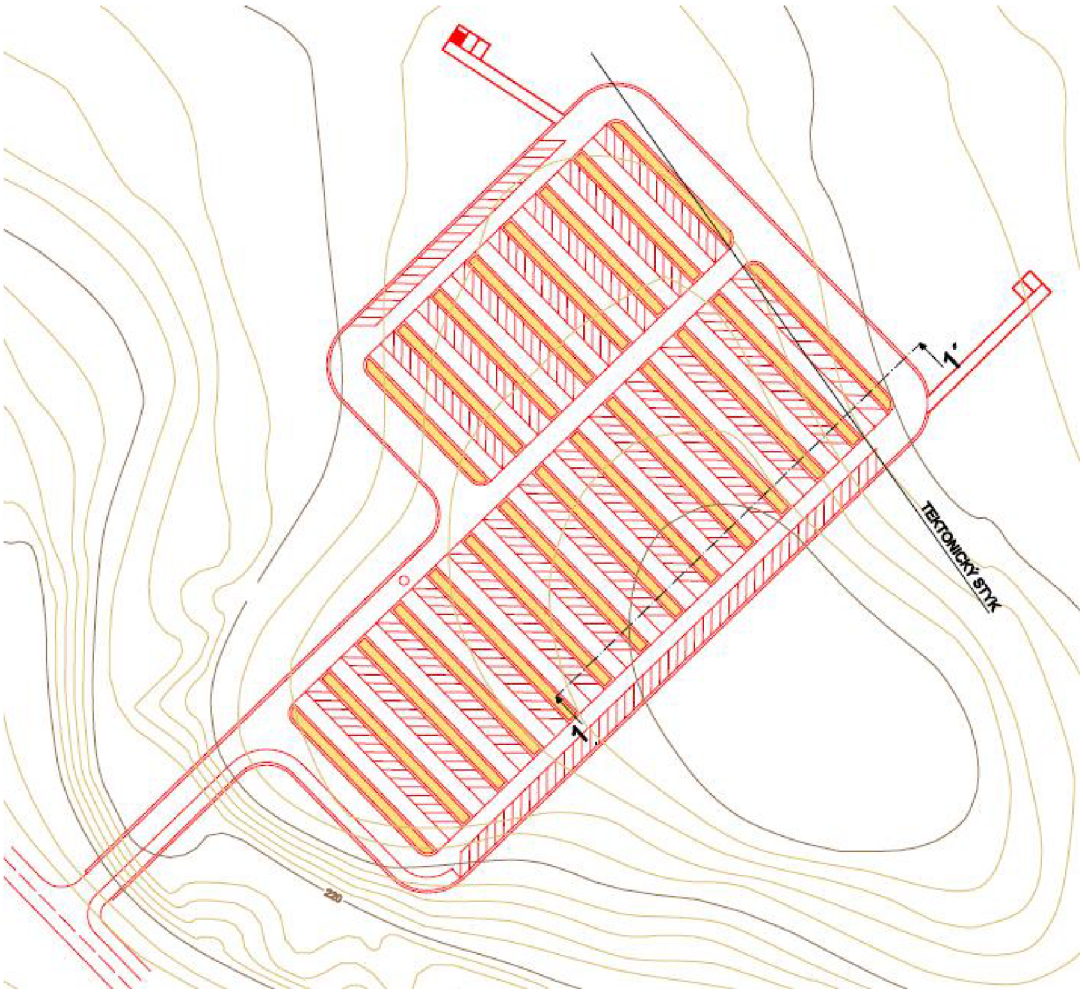
Obr. 6.3 Znázornění konceptu Jointed Rock modelu [14]

6.1.4 Výběr vhodného materiálového modelu

Na základě dosažitelných informací se jako vhodný model pro analýzu konstrukce podzemních garáží jeví buď lineárně elastický model nebo model jointed rock. Pro materiálový model jointed rock však nebyly k dispozici všechny potřebné vstupní parametry, proto by bylo obtížné ho použít. Lineárně elastický model je nejen vhodný díky dostupnosti vstupních hodnot, ale i z důvodu že se analyzovaná konstrukce nachází ve zdravém až mírně zvětralém skalním masivu s minimálním množstvím diskontinuit. Dá se tedy předpokládat, že se horninový materiál bude chovat lineárně pružně a nedojde k jeho zplastizování. Pro numerickou analýzu konstrukce podzemních garáží bude tedy použit lineárně-elastický model.

6.2 Návrh a posouzení zajištění výrubu

Ačkoliv se nejedná o typickou liniovou tunelovou stavbu, bude úloha zjednodušena a řešena pomocí jednotkové délky, tedy výřezu na 1 bm. Posuzovaný řez je znázorněn na Obr. 6.4. Pro analýzu byl tedy zvolen řez, který neuvažuje větší respektive úplný počet tunelových chodeb. Byl zvolen s ohledem na počet konečných prvků při výpočtu podzemní stavby. Lze nicméně předpokládat, že hodnoty napětí a deformací se ve srovnání s řezem úplným nebudou výrazně lišit. V modelu je tedy uvažováno 10 tunelových chodeb. Řez, který je vyznačen na obrázku, byl zvolen s ohledem největšího nadloží a tedy největšího geostatického napětí.



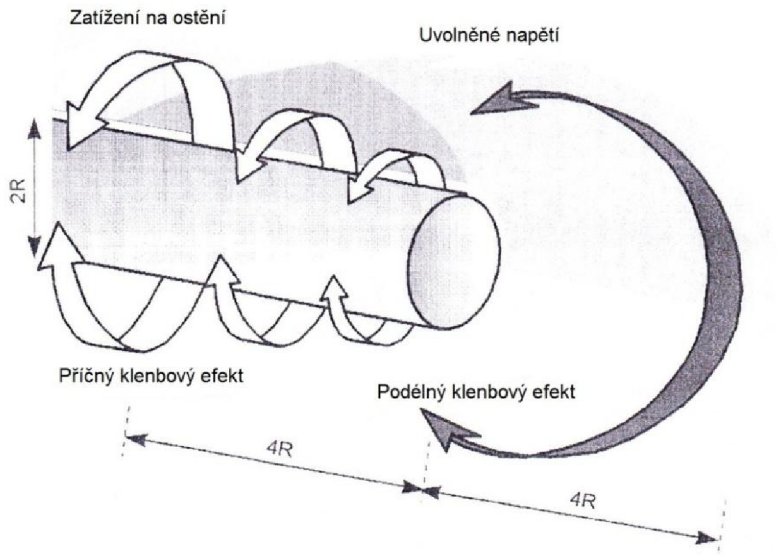
Obr. 6.4 Situace s vyznačením posuzovaného řezu 1-1´

I když je uvažováno při výpočtu zjednodušení na 2D úlohu, mělo by být respektováno prostorové působení masívu a výrubu. Stav napjatosti, který je vyvolán konstrukcí tunelu, je trojrozměrný a závisí na následujících faktorech:

- geometrii tunelu,
- geologických a hydrogeologických podmínkách,
- koeficientu zemního talku v klidu K_o,
- deformačních pevnostních a reologických vlastnostech horniny a
- fázi výstavby, tzn. v příčném i podélném směru a instalaci dočasného ostění.

Správné modelování trojrozměrného přenosu zatížení, jež se vyskytuje za i před čelem výrubu, je obzvláště důležité. Tento trojrozměrný přenos zatížení má za následek příčný i podélný klenbový efekt kolem nepodepřeného výrubu (viz Obr. 6.5). Tento třetí rozměr je velmi důležité uvažovat především vzhledem k vývoji radiálních deformací výrubu. To proto, že při provedení výrubu dochází

k plnému uvolnění profilu, který je z jedné strany podpírán horninou a z druhé strany již hotovým ostěním.

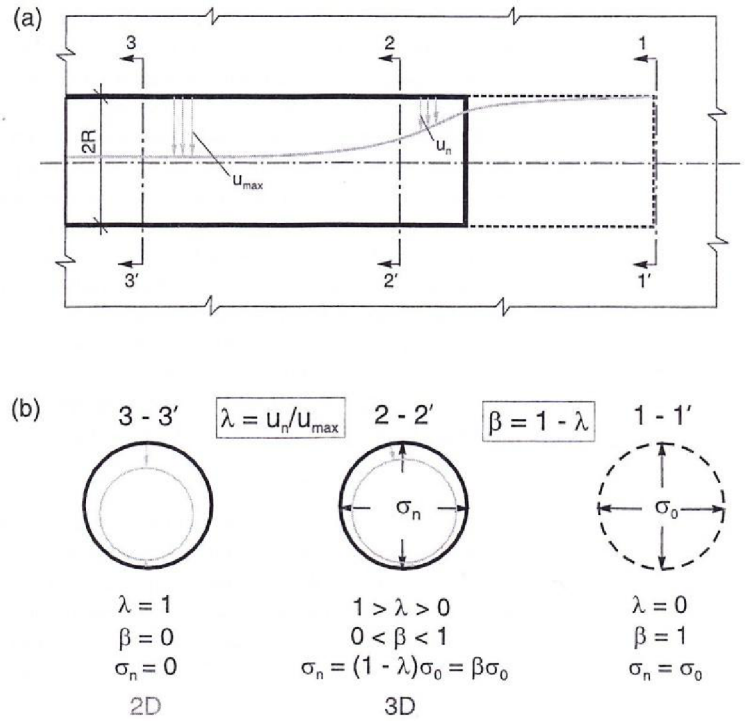


Obr. 6.5 Prostorové působení čela tunelu [13]

Při použití standardní rovinné deformační analýzy se uvažuje pouze příčný přenos zatížení. Existují však metody, kdy se do 2D výpočtů zavádí 3D efekt čela výrubu (Sakurai, 1978; Panet a Guenot, 1982; Doležalová *at al.*, 1991). Existuje několik metod, které do výpočtu zavádějí koeficienty zohledňující výše zmíněné prostorové působení. Jednou z takových metod je i metoda redukce podporových sil podle faktoru uvolněného napětí λ.[13]

6.2.1 Metoda redukce podporových sil podle faktoru uvolněného napětí – λ

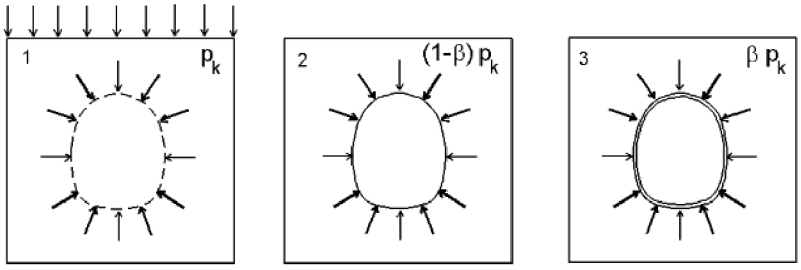
Faktor λ vyjadřuje stupeň uvolněného napětí, který je dán vztahem $\lambda = u_n/u_{max}$ *(6-4).* V tomto vztahu u_n značí aktuální radiální deformaci v blízkosti čela tunelu a u_{max} je maximální radiální deformace daleko od čela tunelu. Ve vzdálenosti větší než 4R (kde R je poloměr výrubu) před čelem tunelu (vzhledem ke směru ražby) je $\lambda=0$, zatímco ve vzdálenosti větší než 4R za čelem je $\lambda=1$, viz Obr. 6.6. Za těchto předpokladů jsou síly v ostění nepřímo úměrné hodnotě λ. Následně byl redukční faktor $\beta = 1-\lambda$ *(6-5)* zaveden do výpočtu vektoru ostění: $P_n = \beta\ P_{max}$ *(6-6)*, kde P_{max} je maximální síla v ostění odpovídající původnímu - primárnímu stavu napjatosti σ_o [13].



Obr. 6.6 Konvergence tunelu – koeficient λ [13]

Tuto metodu lze tedy obecně chápat jako odlehčování ostění díky opačně působícímu primárnímu napětí, které je poníženo koeficientem β v závislosti na způsobu ražby tunelu. Myšlenkou je, že původní – primární napjatost P_{max} působící kolem místa budoucího tunelu je rozdělena na část $(1 - \beta)\cdot P_{max}$, která je aplikována u nezajištěného tunelu a část $\beta\cdot P_{max}$, jež je aplikována na zajištěný tunel s ostěním, viz. Obr. 6.7.

Na příkladu výstavby podzemního díla hodnota β=0,8 znamená, že nezajištěný výrub bez ostění je zatížen 20% *(1–β = 1-0,8 = 0,2)* původní napjatosti σ_0, neboli P_{max}. Při osazení výztuže dochází k jejímu zatížení zbývajícími 80% původní napjatosti σ_0. Finální stav tedy musí být zatížen celkovými 100% původní napjatosti.



Obr. 6.7 Ukázka aplikace koeficientu β [14]

Přes výše uvedené skutečnosti se koeficient β dá stanovit zejména na základě zkušenosti projektanta a mimo jiné závisí především na:

- míře nezajištěné délky tunelu,
- profilu tunelu (jeho průměru),
- vlastnostech masívu a
- tuhosti ostění.

I přes výše uvedené skutečnosti neexistuje žádný univerzální postup jak jej stanovit. Na základě této informace byla provedena parametrická studie, přičemž jsou do výpočtu zaváděny čtyři různé hodnoty koeficientu β a je zkoumána jak odezva horninového masívu, tak ostění. Vše je shrnuto v Tab. 6.1. Na základě tohoto souboru hodnot je zvolena jedna varianta koeficientu β, která se zdá být správná a nejvíce odpovídá reálnému chování horninového masívu a ostění.

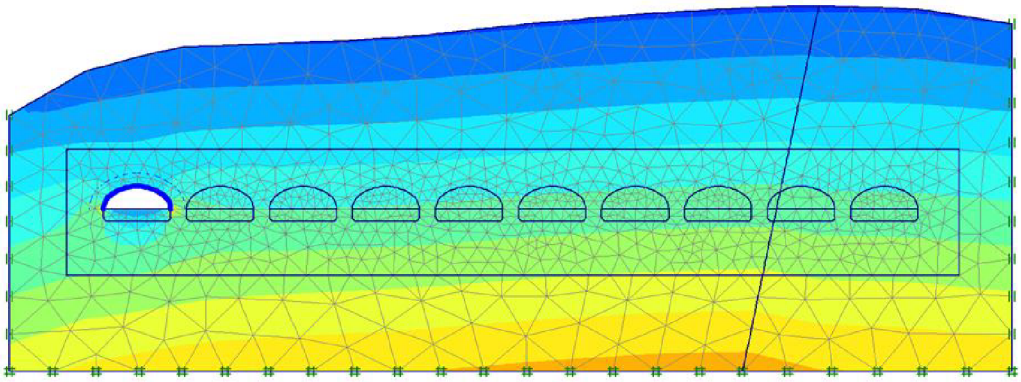
Tab. 6.1 Koeficient β - Hodnoty odezvy masívu a ostění

	MStage (1-β)	**0,2**	**0,3**	**0,4**	**0,5**
Horninový masív	Efektivní normálové napětí σ_{xx} *[MPa]*	-1,20	-1,40	-1,72	-1,72
	Efektivní normálové napětí σ_{yy} *[MPa]*	-1,21	-1,60	-1,80	2,08
	Vertikální deformace výrubu u_y *[mm]*	-0,305	-0,457	-0,610	-0,762
	Horizontální deformace výrubu u_x *[mm]*	-0,300	-0,451	-0,601	-0,751
Primární ostění	**Koeficient β**	**0,8**	**0,7**	**0,6**	**0,5**
	Normálová síla *N [kN/m]*	-597,44	-522,97	-448,51	-374,05
	Ohybový moment *M [kNm/m]*	-7,54	-6,60	-5,66	-4,71
	Posouvající síly *V [kN/m]*	-61,53	-53,84	-46,15	-38,47
	Vertikální deformace ostění u_y *[mm]*	-1,39	-1,41	-1,43	-1,45
	Horizontální deformace ostění u_x *[mm]*	-1,23	-1,23	-1,23	-1,24

Pro detailní analýzu podzemních garáží byl zvolen koeficient β=0,7, tudíž MStage=0,3.

Parametrická studie byla provedena na základě jednoho výrubu a jeho tunelového ostění, jak je uvedeno na Obr. 6.8. Jelikož se předpokládá výrub při výlomu horizontálně členit, byla řešena pouze kalota tunelu a to z toho důvodu, že při dolomu lávky může ostění kaloty ovlivňovat hodnoty efektivních napětí i deformací.

Deformace a hodnoty vnitřních sil sloužící k vlastnímu statickému výpočtu a návrhu ostění s touto parametrickou studií nikterak nesouvisí a jsou uvedeny v další kapitole.



Obr. 6.8 Schéma sloužící k parametrické studii koeficientu β

7 STATICKÝ VÝPOČET

7.1 Geotechnické parametry horninového masívu

Geotechnické parametry horninového masívu byly již podrobně rozebrány v kapitole 3.5. V této kapitole jsou tyto hodnoty shrnuty do tabulek a rozděleny na hodnoty charakteristické (Tab. 7.1) a návrhové (Tab. 7.3). Návrhové parametry horninového masívu primárně slouží pro vytvoření numerického modelu. Tyto hodnoty byly získány na základě archivních údajů při provádění geotechnického průzkumu pro tramvajový tunel pod Špilberkem, jenž se nachází v těsné blízkosti kopce Petrov (Obr. 3.5). Ačkoliv se dá předpokládat, že geotechnické vlastnosti horninového masívu Petrova se budou lišit jen minimálně, je důležité přistupovat k výsledkům kriticky a s patřičnou rezervou.

Tab. 7.1 Charakteristické hodnoty horninového masívu

Zatřídění dle ČSN 73 1001	Název	Geotechnické parametry					
		Objemová tíha		Modul pružnosti	Poissonovo číslo	Soudržnost	Úhel tření
		γ_{unsat}	γ_{sat}	E	ν	c_{ef}	φ_{ef}
		kN/m³	kN/m³	MPa	-	kPa	°
Y	Navážky	18	19	-	-	-	-
R2	Diabas	28,5	28,5	4000	0,2	430	57
R2	Granodiorit	26,5	26,5	3300	0,2	100	61

Návrhové hodnoty jsou stanoveny podle normy *ČSN EN 1997-1/2006 Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla*, s dílčími součiniteli parametry zemin γ_M, jež jsou uvedeny v Tab. 7.2.

Tab. 7.2 Dílčí součinitele na parametry zemin [25]

Parametry zeminy	Značka	Hodnota
Úhel vnitřního tření *	$\gamma_{\varphi'}$	1,25
Efektivní soudržnost	$\gamma_{c'}$	1,25
Objemová tíha	γ_{γ}	1

* Součinitel se použije pro tg φ'

Tab. 7.3 Návrhové hodnoty horninového masívu

Zatřídění dle ČSN 73 1001	Název	Geotechnické parametry					
		Objemová tíha		Modul pružnosti	Poissonovo číslo	Soudržnost	Úhel tření
		γ_{unsat}	γ_{sat}	E	ν	c_{ef}	φ_{ef}
		kN/m^3	kN/m^3	MPa	-	kPa	°
Y	Navážky	18	19	-	-	-	-
R2	Diabas	28,5	28,5	4000	0,2	344	51
R2	Granodiorit	26,5	26,5	3300	0,2	80	55

7.2 Materiály

Primární ostění bude provedeno ze stříkaného betonu mokrým způsobem. Označení stříkaného betonu, jenž bude použit je SB 30/ typ II/ obor J_2. Stříkaný beton SB 30 přibližně odpovídá třídě betonu C25/30. Hodnoty, které slouží pro statický výpočet železobetonové konstrukce, jsou shrnuty v Tab. 7.4. V ose primárního ostění, které má tloušťku 100 mm je projektována svařovaná KARI síť s oky 100/100 a průměru výztuže d = 6mm.

Tab. 7.4 Vlastnosti stříkaného betonu

Označení stříkaného betonu	Třída betonu	Pevnost v tlaku		Pevnost v tahu	Podul pružnosti	Přetvoření	
		f_{ck} [MPa]	$f_{ck,cube}$ [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_{cm} [GPa]	ε_{cu3} [‰]	ε_{c3} [‰]
SB 30/ typ II/ obor J_2	C25/30	25	30	2,6	31	3,5	1,75

Tab. 7.5 Vlastnosti oceli

Označení oceli	Mez kluzu	Pevnost v tahu	Modul pružnosti
	f_{yk} [MPa]	f_{tk} [MPa]	E_s [GPa]
B 500	500	550	210

7.3 Zatěžovací stavy

7.3.1 ZS 1 – stálá zatížení

Stálým zatížením jsou především vlastní tíha horniny a tunelového ostění. Mezi stálá zatížení se také řadí terénní zástavba. Již na začátku však bylo řečeno, že bylo snahou se půdorysně vyhnout chrámu sv. Petra a Pavla, který by

v tomto smyslu mohl mít na konstrukci největší vliv a opačně stavba na historický objekt. Zatížení ostatními stavbami v nadloží a na povrchu bylo zanedbáno.

Pro výpočet účinků od extrémního návrhového zatížení je pro posouzení I. skupiny mezních stavů třeba zahrnout do výpočetního modelu návrhové hodnoty vlastní tíhy. Jelikož Tab. 7.3 nezahrnuje výpočtové hodnoty objemové tíhy materiálu ostění i samotné horniny musí být takto stanoveno podle *ČSN 73 7501 (Navrhování konstrukcí ražených podzemních objektů)*. V této normě je stanoven součinitel podmínek působení pro monolitické ostění (včetně ostění ze stříkaného betonu) ve skalních horninách, rozpojuje-li se hornina pomocí trhavin na hodnotu γ_u = 1,1 (*kapitola 3.6.1 normy*). Tato norma také uvádí součinitele spolehlivosti zatížení *(kap. 5.2.1 normy*), jenž pro vlastní tíhu horniny je γ_f = 1,1. Hodnoty objemové tíhy jsou uvedeny v tabulce.

Tab. 7.6 Návrhové hodnoty objemové tíhy

Materiál	γ_k	γ_u	γ_f	γ_d
Diabas	28,5	-	1,1	31,35
Granodiorit	26,5	-	1,1	29,15
Beton	25	1,1	-	27,5

Pro posudek II. skupiny mezních stavů se do výpočtu zavádí hodnoty vlastní tíhy charakteristické uvedené v Tab. 7.1.

7.3.2 ZS 2 – nahodilá zatížení

Nahodilým zatížením je jak silniční provoz vozidel na povrchu terénu, tak chodci, kteří však na zatížení nemají žádný vliv. Vzhledem k tomu, že komunikace, konkrétně ulice Husova, na které je provozována silniční automobilová doprava i doprava tramvajová se v posuzovaném řezu neprojeví, je tento vliv od dopravního zatížení zanedbán. V opačném případě by zatížení dopravou bylo řešeno podle *ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí – Část 2 – Zatížení mostů*. Mostní norma se obvykle používá zejména z toho důvodu, že neexistuje specifický relevantní normativní předpis pro typy zatížení povrchu v souvislosti s podzemními stavbami.

7.3.3 Kombinace zatěžovacích stavů

Extrémní kombinace zatěžovacích stavů by byla získána vložením vstupních návrhových hodnot jak vlastní tíhy, tak i nahodilého zatížení do

výpočetního programu. Tím by byly získány extrémní návrhové vnitřní síly na primárním ostění (tzn. hodnoty ohybových momentů, normálových sil a sil posouvajících). Vzhledem k tomu, že zatížení podzemní garáže je tvořeno pouze stálými složkami, bude výše uvedený postup platit bez nahodilého zatížení. Následně je proveden posudek I. mezního stavu.

Při stanovení deformací a přetvoření horninového masívu musí tvořit vstupní parametry charakteristické hodnoty vlastní tíhy ostění a horniny. Výsledek následně slouží pro posouzení II. mezního stavu, kdy se porovnají limitní hodnoty deformací s deformacemi na konstrukci.

7.4 Výpočetní model

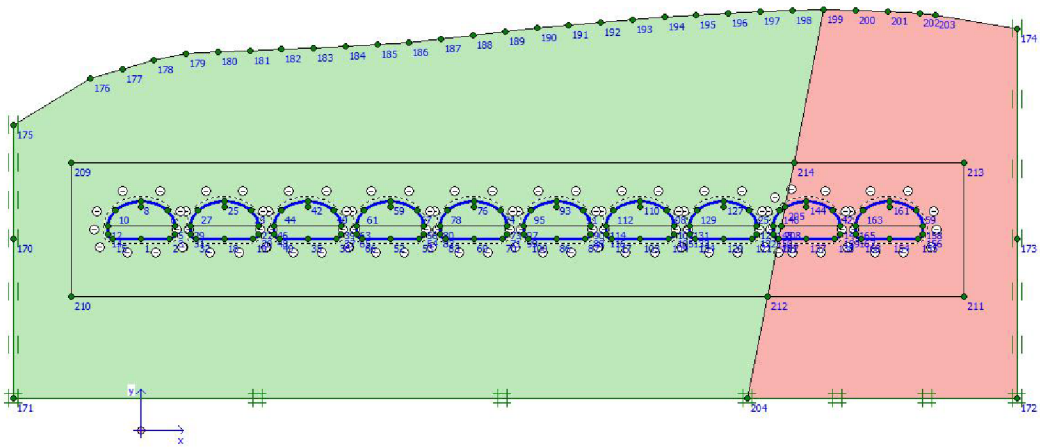
K modelaci statického působení primárního ostění byl využit software Plaxis 8.2, který pracuje na bázi metody konečných prvků. K Výpočtu byl využit lineárně elastický materiálový model (viz kapitola 6.1.4).

7.5 Postup výpočtu

7.5.1 Geometrie

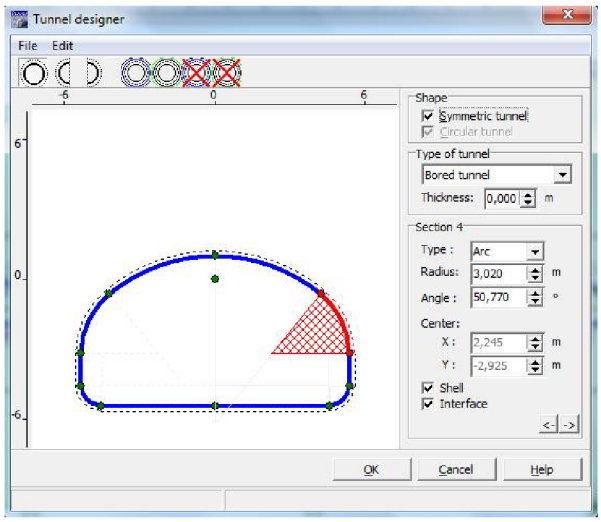
Podzemní garáž byla posuzována v jednom řezu 1-1´, který je půdorysně znázorněn na Obr. 6.4. Nadloží podzemní garáže je proměnné, což je vidět na Obr. 7.1. Největší nadloží se nachází nad tunelovou chodbou 7 a 10, které je mocné 30 m. Naopak nadloží nejnižší se nachází nad tunelovou chodbou 1, kde je nadloží vysoké 19 m. Je však důležité brát v úvahu, že reálně se nejnižší nadloží nachází v místě vjezdového portálu, který by měl být ještě dodatečně zajištěn proti možným deformacím. Tato problematika však v této práci není řešena.

Velikost modelu je odvozena především na velikosti jednotlivých tunelových chodeb podzemních garáží, jež mají šířku 10,53 m a výšku 5,85 m. Pod tunelovými chodbami je tedy v modelu ponechán prostor o třech výškách tunelu a po stranách o dvou šířkách tunelu. Body povrchu terénu byly získány na základě digitálního modelu terénu v programu Bentley InRoads. Výsledná geometrie modelu je znázorněna na Obr. 7.1.



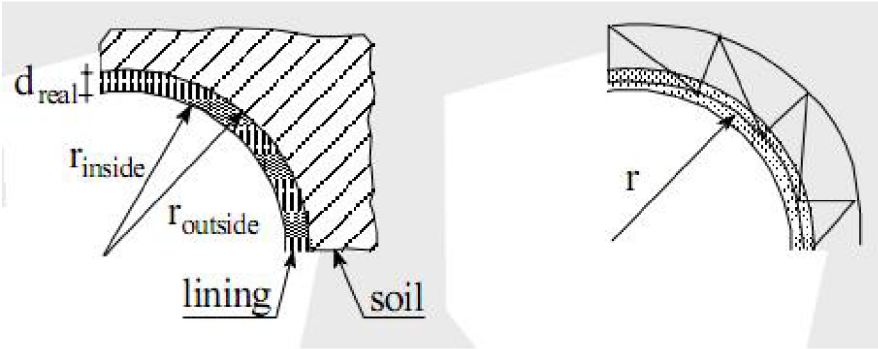
Obr. 7.1 Výsledná geometrie podzemní garáže v řezu 1-1´

Samostatná konstrukce primárního ostění byla odvozena pomocí nástroje "tunnel designer", kde pomocí úhlu a poloměru byl vytvořen tunelový profil (Obr. 7.2). Tímto způsobem bylo možné vytvořit osový prvek ostění tzv. "plate", jemuž byly následně přiřazeny materiálové charakteristiky.



Obr. 7.2 Tvorba tunelového ostění pomocí nástroje "tunnel designer"

Kromě základních materiálových charakteristik jako je E – Yongův modul pružnosti, I – moment setrvačnosti, A – plocha či v – Poissonovo číslo je důležité zadat tíhu w. Jelikož je "plate" osový prvek musí být od modelu zadané tíhy odečtena skutečná tíha horninového masívu vymezená střednicí a vnějším krajem ostění (viz Obr. 7.3).



$$w = \gamma_c \cdot d_{real} - \gamma_{soil} \cdot \frac{1}{2} d_{real}$$

Obr. 7.3 Grafické znázornění pro stanovení modelové tíhy w

Průřezové charakteristiky byly stanoveny na 1 mb primárního tunelového ostění:

$b = 1\ bm$

$h = 0{,}100\ m$

$$I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 0{,}10^3 = 8{,}333 \cdot 10^{-5}\ m^4$$

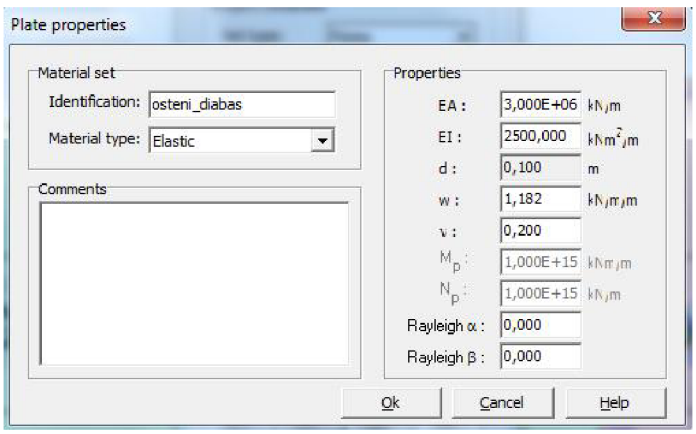
$$A = b \cdot h = 1 \cdot 0{,}100 = 0{,}100\ m^2$$

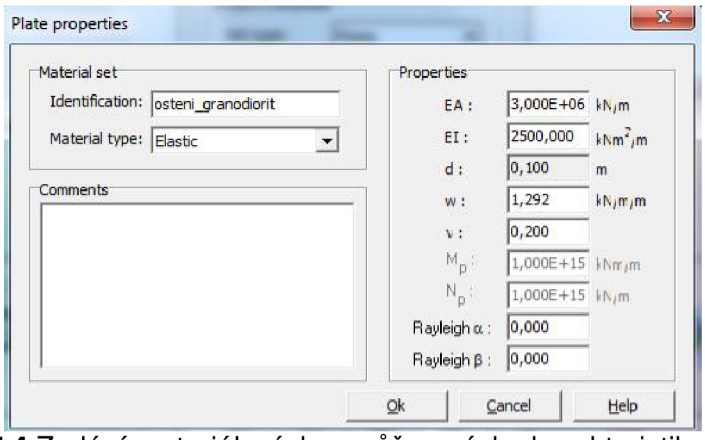
$$EA = 30 \cdot 10^6 \cdot 0{,}100 = 3{,}000 \cdot 10^6 kN$$

$$EI = 30 \cdot 10^6 \cdot 8{,}333 \cdot 10^{-5} = 2{,}500 \cdot 10^3 kNm^2$$

$$w_{daibas} = \gamma_c \cdot h - \gamma_{daibas} \cdot \frac{h}{2} = 27{,}5 \cdot 0{,}100 - \frac{0{,}100}{2} \cdot 31{,}35 = 1{,}182\ kN/m^2$$

$$w_{granodiorit} = \gamma_c \cdot h - \gamma_{granodiorit} \frac{h}{2} = 27{,}5 \cdot 0{,}100 - \frac{0{,}100}{2} \cdot 29{,}15 = 1{,}292\ kN/m^2$$

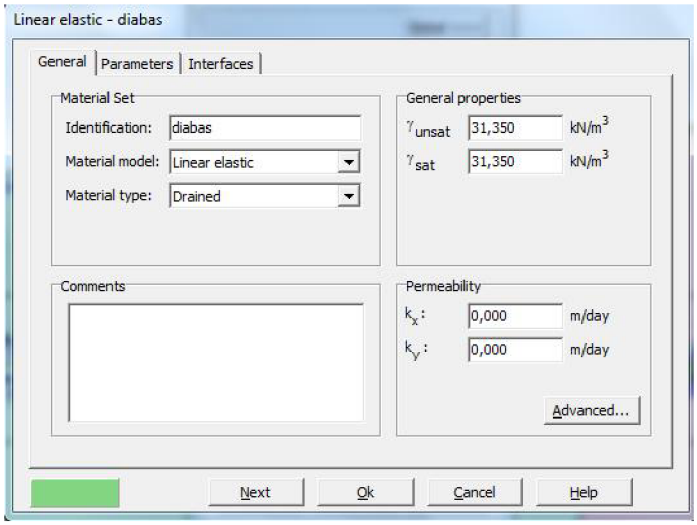


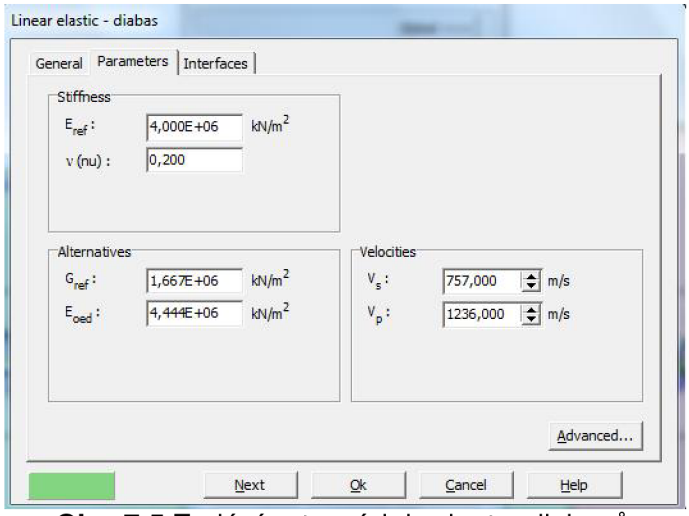


Obr. 7.4 Zadání materiálových a průřezových charakteristik ostění

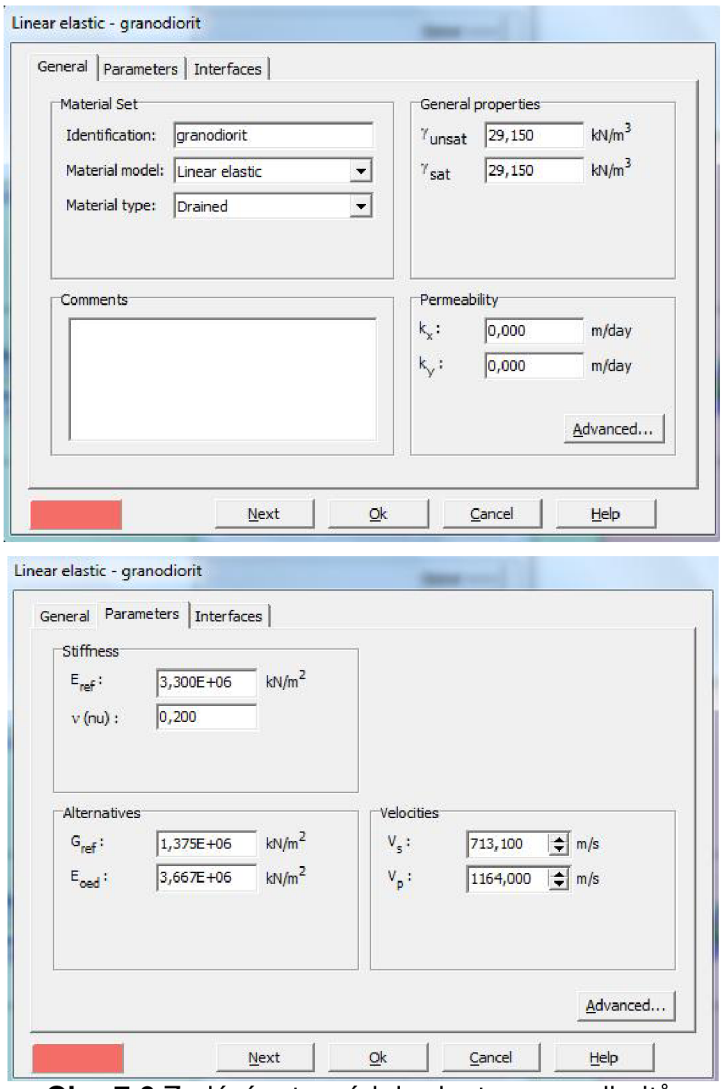
7.5.2 Materiálové charakteristiky

Veškeré materiálové charakteristiky hornin, které slouží jako vstupní hodnoty numerického modelu, jsou uvedeny v Tab. 7.6. Na následujícím obrázku je již znázorněno konkrétní zadání v programu Plaxis.





Obr. 7.5 Zadání vstupních hodnot u diabasů

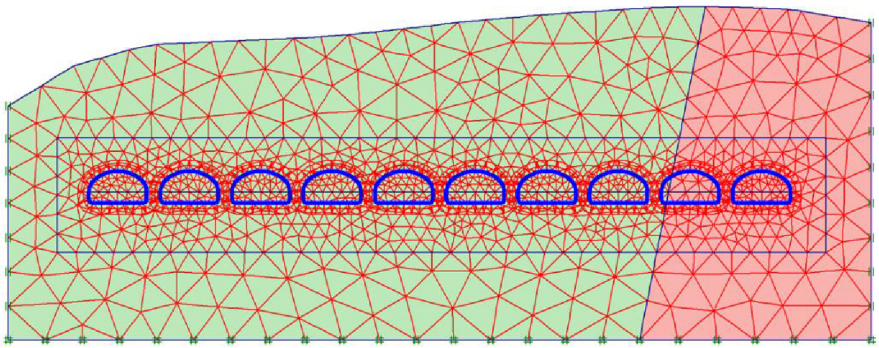


Obr. 7.6 Zadání vstupních hodnot u granodioritů

7.5.3 Definování sítě

Výpočetní program Plaxis je vybaven vlastním generátorem sítě konečných prvků s možností lokálního zjemnění. Toho bylo využito v okolí tunelových chodeb, kde je síť jemnější. Síť byla vytvořena patnácti uzlovými prvky v modelu rovinné symetrie. Patnácti uzlové prvky byly zvoleny z důvodu větší přesnosti ve srovnání s šesti uzlovými prvky, které program Plaxis nabízí. Vygenerovaná síť konečných prvků s celkovým počtem 2016 prvků je zřejmá z Obr. 7.7.

Okrajové podmínky byly ponechány standardní, a to tak, že po okrajích je umožněn vertikální posun a ve spodní části je zabráněno jak posunu vertikálnímu, tak horizontálnímu.



Obr. 7.7 Vygenerovaná síť konečných prvků

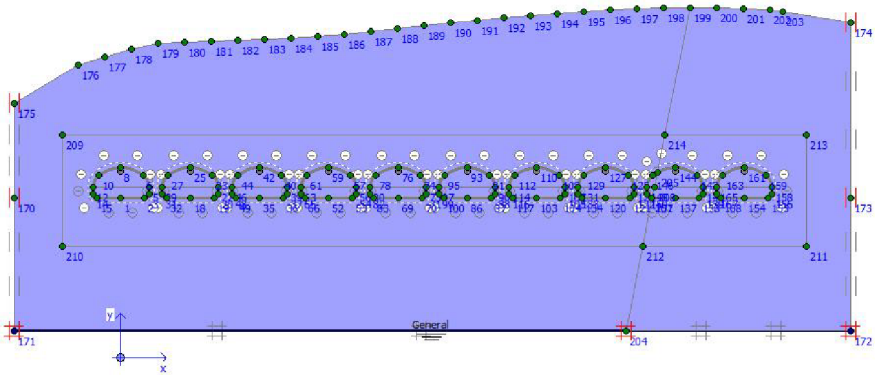
7.5.4 Počáteční fáze výpočtu

Před zahájením jednotlivých fází výpočtu je důležité definovat počáteční podmínky, které se týkají především počáteční napjatosti v horninovém masívu (Obr. 7.9). Jako kontrola správného výpočtu počáteční napjatosti slouží orientační analytický výpočet maximálního geostatického napětí, přičemž nejvyšší výška v modelu je h = 60 m a výpočtová hodnota objemové tíha skalní horniny γ = 31,35 kN/m^3:

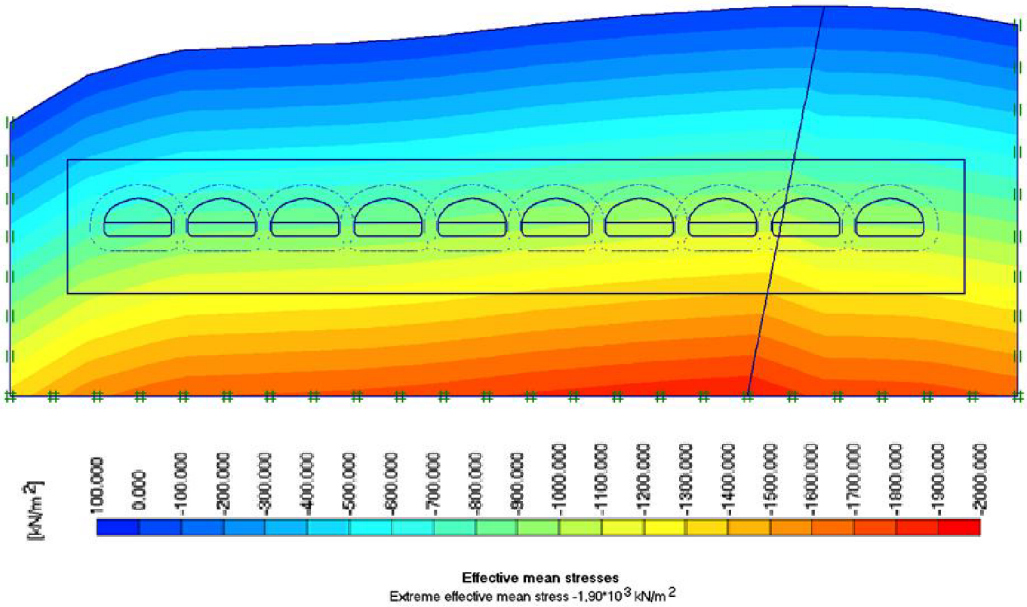
$$\sigma_v = \gamma \cdot h = 31{,}35 \cdot 60 = 1881\ kPa = 1{,}88 \cdot 10^3\ kN/m^2$$

Hodnota z analytického výpočtu 1,88·10^3 ≈ 1,90·10^3 kN/m^2 (hodnota vypočtená programem Plaxis).

Součástí zadání a stanovení počátečních podmínek je také definování hladiny podzemní vody. V případě skalního masívu Petrova by podle geotechnické rešerše hladina podzemní vody neměla ovlivňovat návrh konstrukce, proto byla definována na úrovni kopírující spodní hranu numerického modelu Obr. 7.8.



Obr. 7.8 Hladina podzemní vody



Obr. 7.9 Počáteční napjatost

7.5.5 Fáze výpočtu

Výpočet je rozdělen na 40 fází. Tento velký počet je dán zejména tím, že je posuzováno deset tunelových chodeb. Výchozí návrh předpokládá, že každý výrub (jak kaloty tak lávky) bude probíhat samostatně stejně tak jako aktivace jejich ostění. Pro urychlení výstavby může být v dalším stupni návrhu reálně uvažováno souběžné provádění ostění v několika tunelových chodbách.

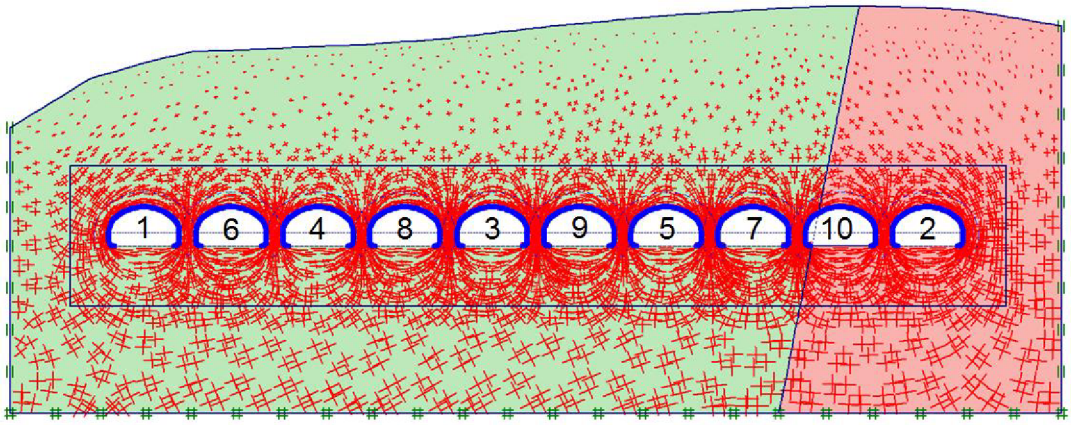
Dokončená fáze výpočtu se skládá ze čtyř dílčích celků, jež jsou aplikovány postupně na deseti tunelových chodbách:

1. Prvním z nich je výrub kaloty,
2. následuje aktivace ostění kaloty,
3. poté je proveden výrub lávky
4. a jako poslední výstavba ostění lávky.

Jelikož v masívu není navrhována pouze jedna tunelová chodba nýbrž deset, musel být zvolen co nejefektivnější postup výstavby vzhledem k vývinu deformací výrubu a ostění. Postup výstavby byl veden tak, že se nejdříve u všech deseti chodeb provede výrub kaloty a vzápětí se aktivuje ostění – to připadá na prvních dvacet fází. Následně se stejným postupem provede výrub lávky a zřízení jejího ostění.

Postup provádění výrubu a aktivace ostění proběhl tak, jak je znázorněno na Obr. 7.10. Tunelová chodba “1“ byla provedena jako první a tunelová chodba

“10“ tedy jako poslední. Tento postup byl zvolen kvůli eliminaci případných deformací. Ty by mohly být výrazně větší, kdyby sled výstavby probíhal průběžně v po sobě jdoucích tunelových chodbách.



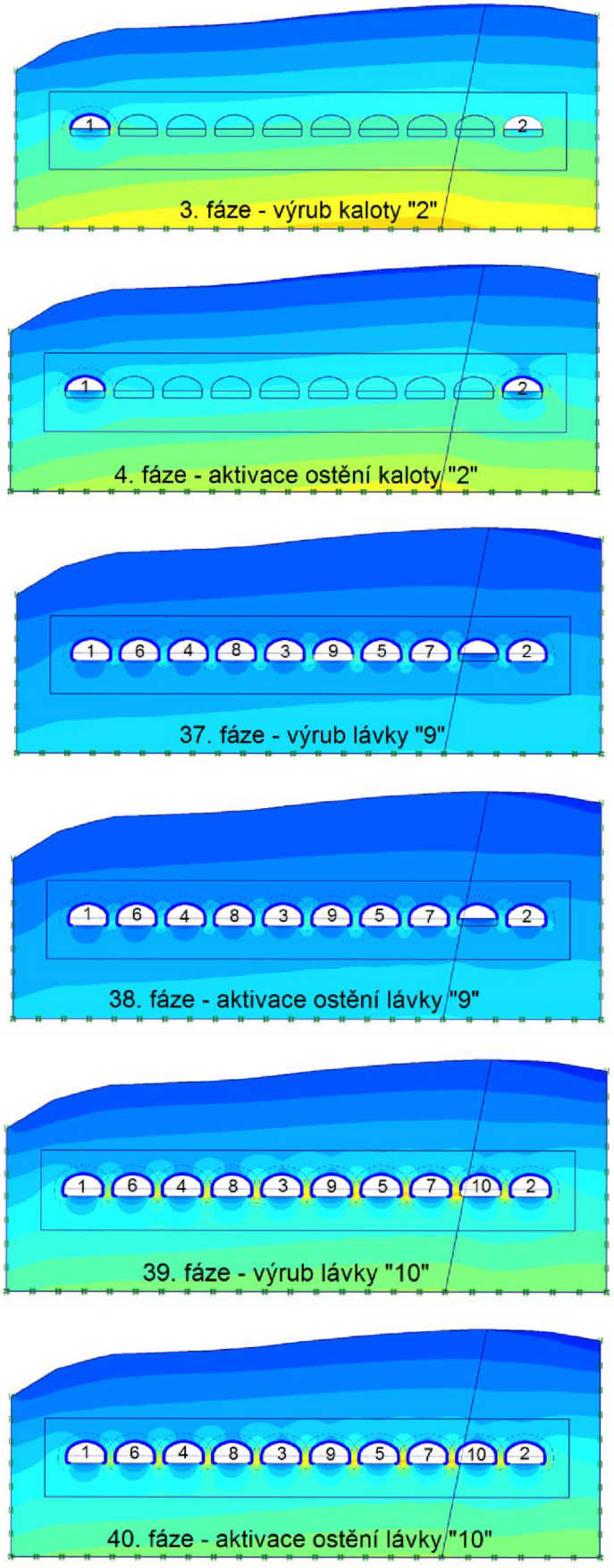
Obr. 7.10 Postup výstavby vzhledem k jednotlivým tunelovým chodbám a směry hlavních napětí v poslední 40. fázi

Jednotlivé fáze výpočtu zadávané do programu i s doplněním o použitý koeficient β (respektive hodnoty MStage) jsou přehledně shrnuty v Tab. 7.7.

Ilustrační schéma použitého průběhu výpočtu odpovídajícího navrženého postupu výstavby je znázorněno na Obr. 7.11.

Tab. 7.7 Fáze výpočtu

Fáze výpočtu	Popis fáze	Typ výpočtu	ΣMStage = 1-β	β
Počáteční fáze		Plastic	1,0	0
1. fáze	Výrub kaloty 1	Plastic	0,3	0,7
2. fáze	Aktivace ostění kaloty 1	Plastic	1,0	0
3. fáze	Výrub kaloty 2	Plastic	0,3	0,7
4. fáze	Aktivace ostění kaloty 2	Plastic	1,0	0
5. fáze	Výrub kaloty 3	Plastic	0,3	0,7
6. fáze	Aktivace ostění kaloty 3	Plastic	1,0	0
7. fáze	Výrub kaloty 4	Plastic	0,3	0,7
8. fáze	Aktivace ostění kaloty 4	Plastic	1,0	0
9. fáze	Výrub kaloty 5	Plastic	0,3	0,7
10. fáze	Aktivace ostění kaloty 5	Plastic	1,0	0
11. fáze	Výrub kaloty 6	Plastic	0,3	0,7
12. fáze	Aktivace ostění kaloty 6	Plastic	1,0	0
13. fáze	Výrub kaloty 7	Plastic	0,3	0,7
14. fáze	Aktivace ostění kaloty 7	Plastic	1,0	0
15. fáze	Výrub kaloty 8	Plastic	0,3	0,7
16. fáze	Aktivace ostění kaloty 8	Plastic	1,0	0
17. fáze	Výrub kaloty 9	Plastic	0,3	0,7
18. fáze	Aktivace ostění kaloty 9	Plastic	1,0	0
19. fáze	Výrub kaloty 10	Plastic	0,3	0,7
20. fáze	Aktivace ostění kaloty 10	Plastic	1,0	0
21. fáze	Výrub lávky 1	Plastic	1,0	0
22. fáze	Aktivace ostění lávky 1	Plastic	1,0	0
23. fáze	Výrub lávky 2	Plastic	1,0	0
24. fáze	Aktivace ostění lávky 2	Plastic	1,0	0
25. fáze	Výrub lávky 3	Plastic	1,0	0
26. fáze	Aktivace ostění lávky 3	Plastic	1,0	0
27. fáze	Výrub lávky 4	Plastic	1,0	0
28. fáze	Aktivace ostění lávky 4	Plastic	1,0	0
29. fáze	Výrub lávky 5	Plastic	1,0	0
30. fáze	Aktivace ostění lávky 5	Plastic	1,0	0
31. fáze	Výrub lávky 6	Plastic	1,0	0
32. fáze	Aktivace ostění lávky 6	Plastic	1,0	0
33. fáze	Výrub lávky 7	Plastic	1,0	0
34. fáze	Aktivace ostění lávky 7	Plastic	1,0	0
35. fáze	Výrub lávky 8	Plastic	1,0	0
36. fáze	Aktivace ostění lávky 8	Plastic	1,0	0
37. fáze	Výrub lávky 9	Plastic	1,0	0
38. fáze	Aktivace ostění lávky 9	Plastic	1,0	0
39. fáze	Výrub lávky 10	Plastic	1,0	0
40. fáze	Aktivace ostění lávky 10	Plastic	1,0	0



…5. Fáze až 36. Fáze…

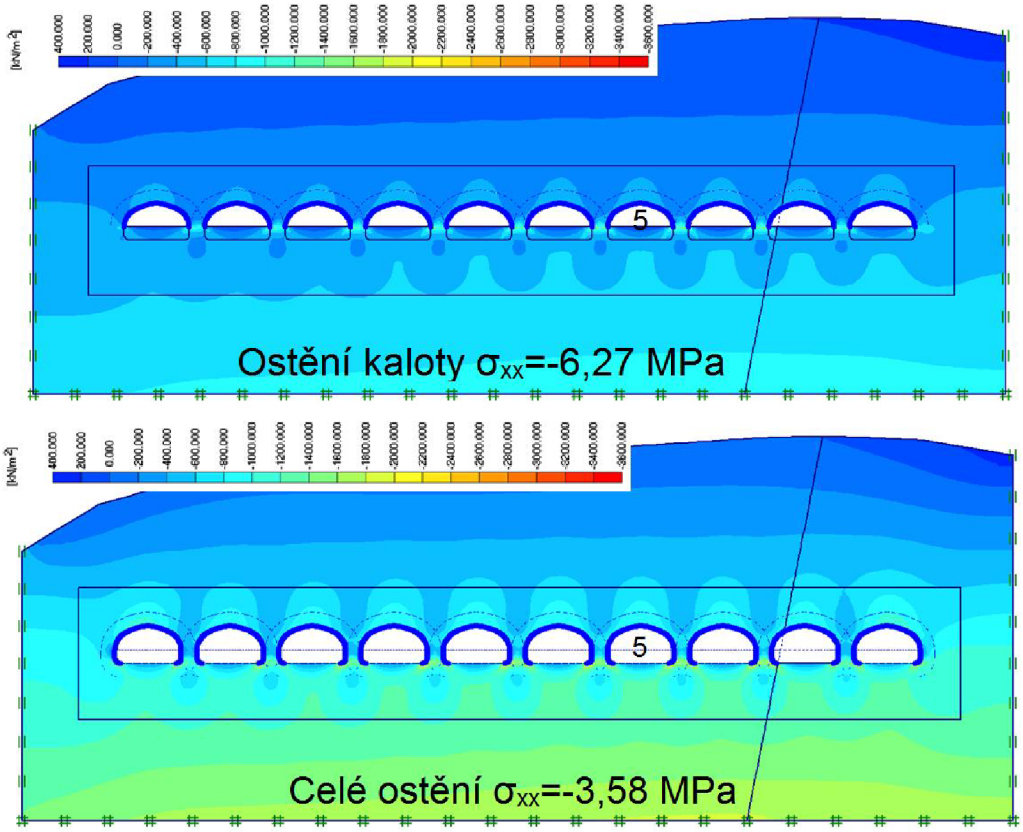
Obr. 7.11 Ilustrační schéma průběhu výpočtu

7.5.6 Výstupy výpočtu MKP

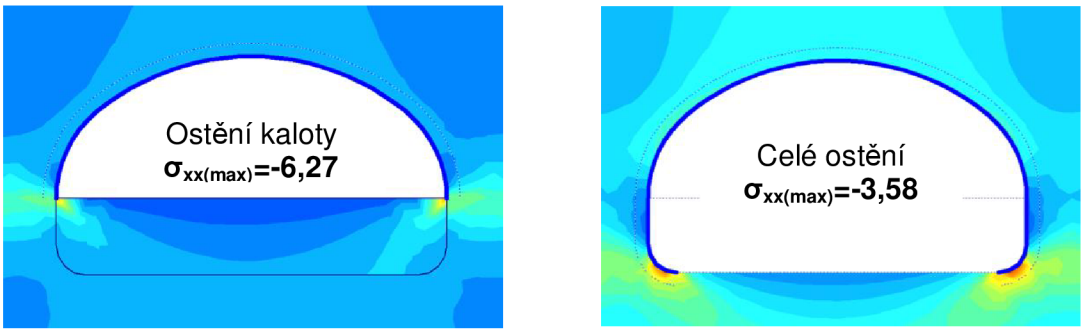
V této kapitole jsou graficky znázorněny výsledky numerického modelování. Především jsou zde uvedeny vnitřní síly působící na primární ostění tunelových chodeb a také velikosti hlavních napětí vznikajících v horninových pilířích. V neposlední řadě jsou zde dokumentovány hodnoty vertikálních a horizontálních deformací. Všechny výše uvedené údaje byly vztaženy na ostění kaloty a následně na ostění celého příčného profilu. Výsledky tedy zobrazují jak 20. fázi, tak i poslední 40. fázi výstavby.

K získání maximálních hodnot hledaných parametrů musel být proveden rozbor jednotlivých dílčích výsledků, přičemž bylo zjištěno, že maximální vnitřní síly působící na ostění a současně i maximální napětí v horninovém pilíři se projevují okolo tunelové chodby “5“ (viz Obr. 7.10). Z tohoto důvodu budou dále uvedené výsledky korespondovat právě s touto tunelovou chodbou.

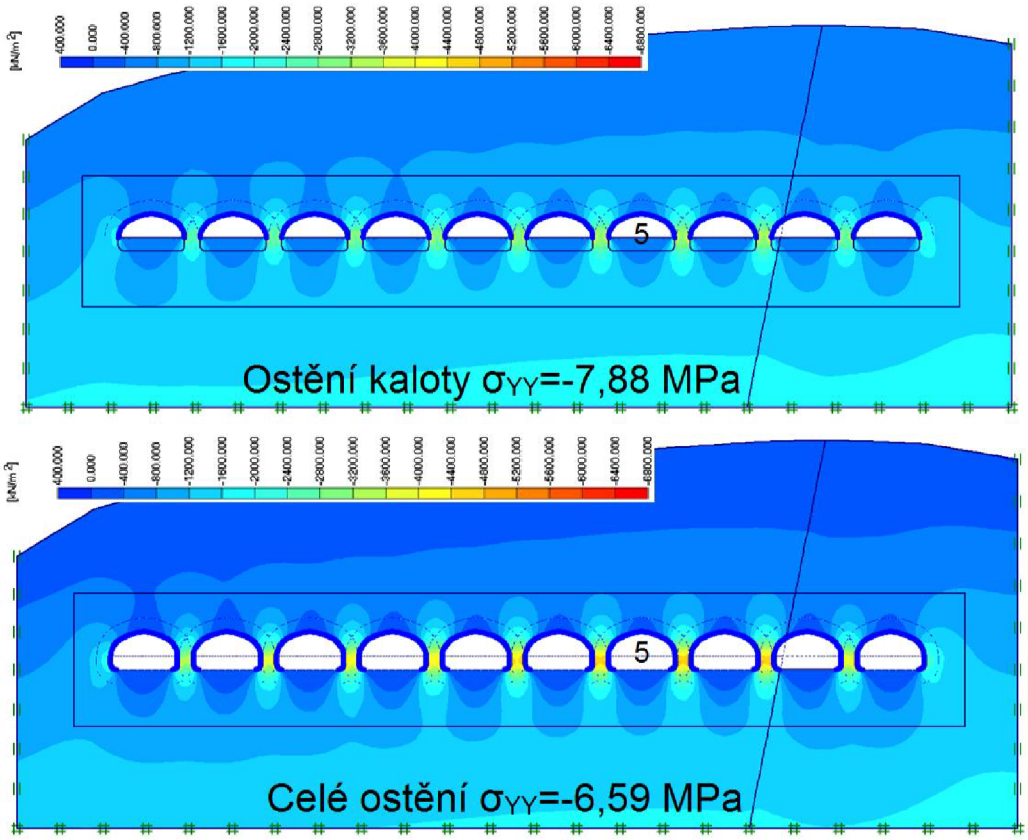
7.5.6.1 Efektivní napětí



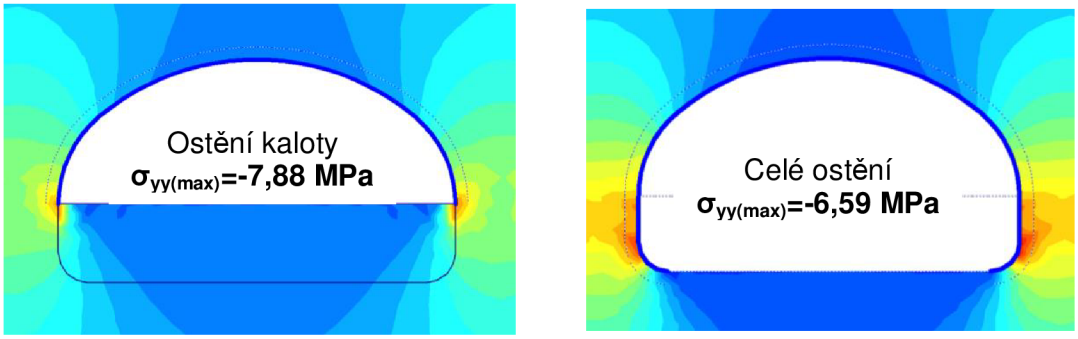
Obr. 7.12 Horizontální efektivní napětí σ_{xx}



Obr. 7.13 Detail horizontálního eff. napětí σ_{xx} v horninovém masívu tunelové chodby "5"

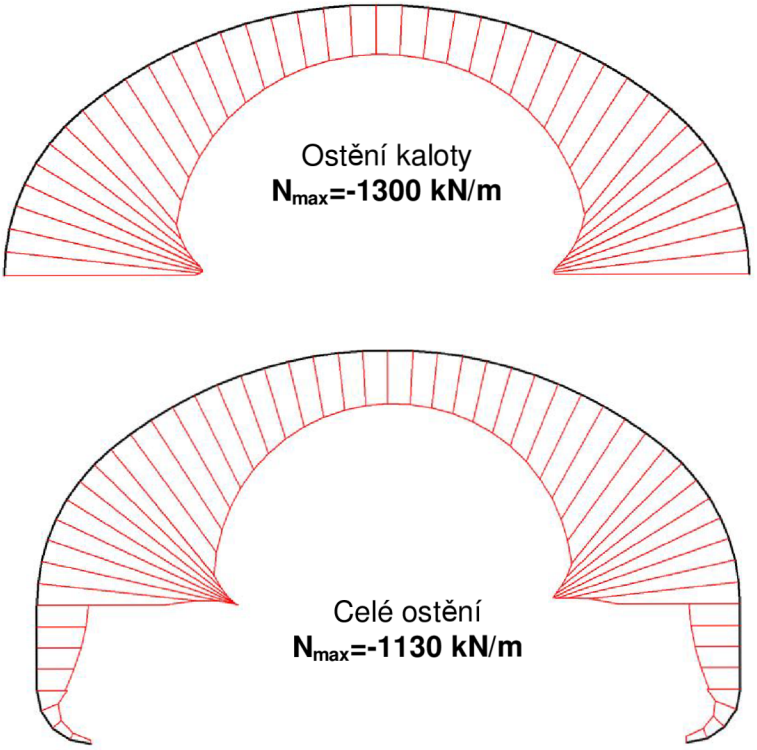


Obr. 7.14 Vertikální efektivní napětí σ_{YY} v horninovém masívu

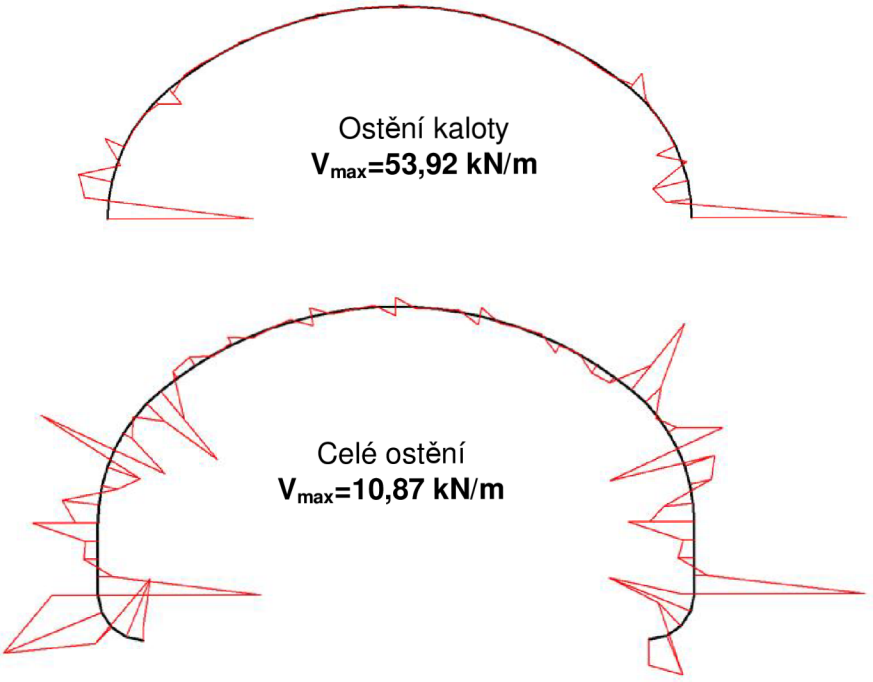


Obr. 7.15 Detail vertikálního eff. napětí σ_{YY} v horninovém masívu tunelové chodby "5"

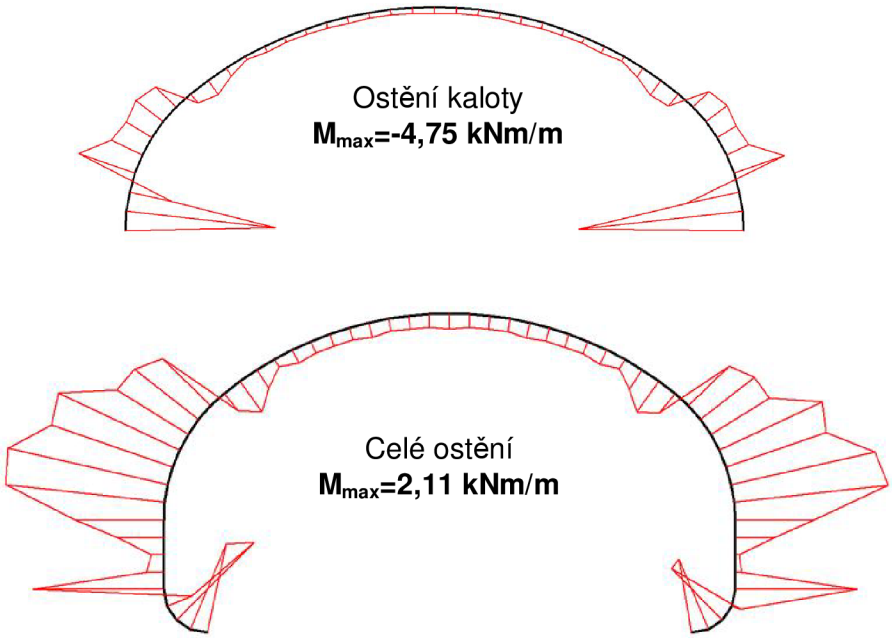
7.5.6.2 Vnitřní síly v obezdívce



Obr. 7.16 Normálové síly N_{max}

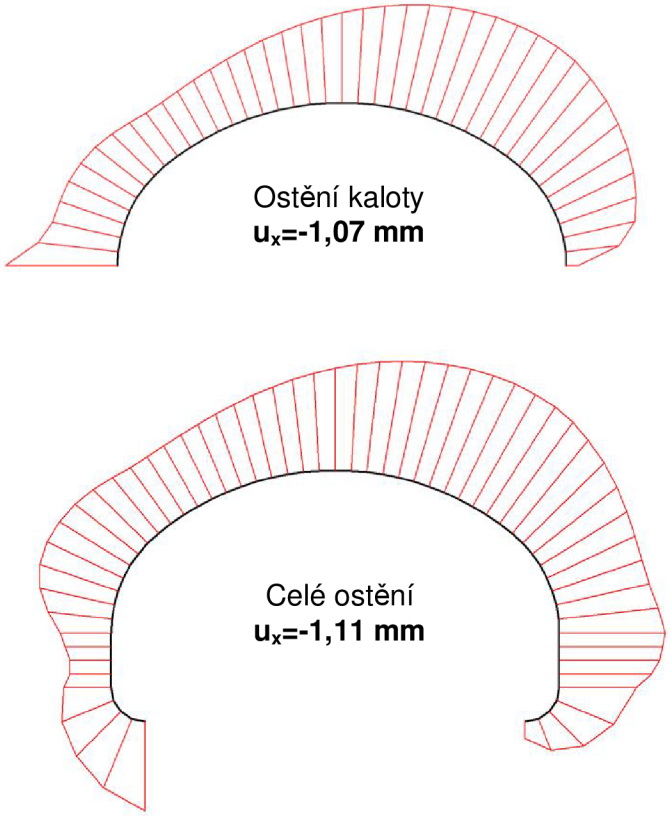


Obr. 7.17 Posouvající síly V_{max}

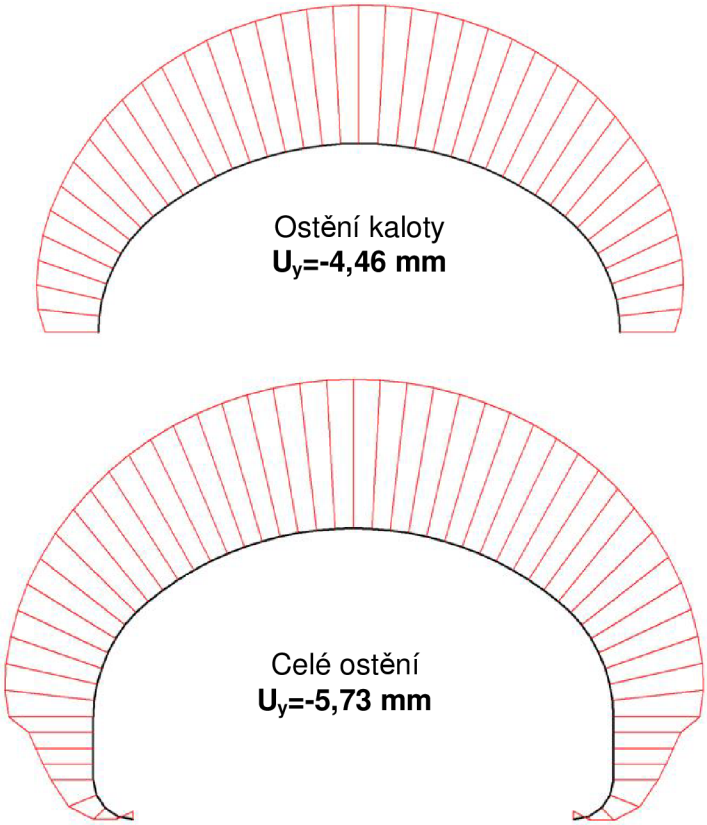


Obr. 7.18 Ohybové momenty M_{max}

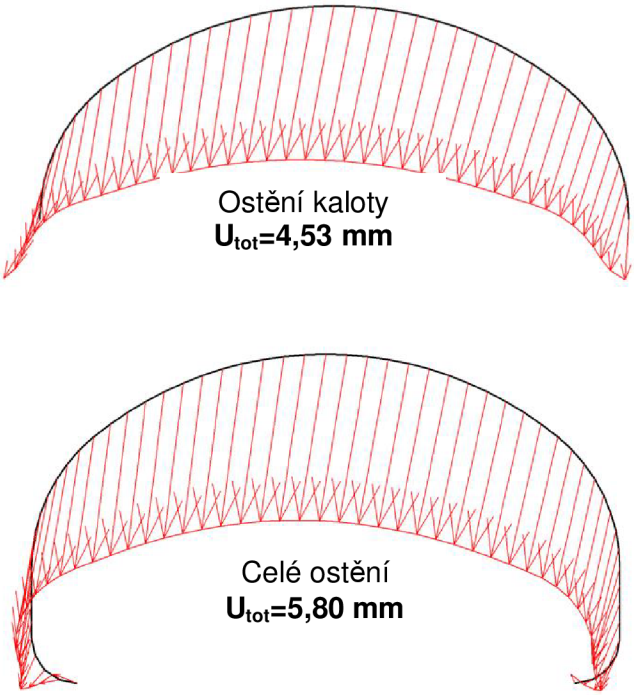
7.5.6.3 Deformace ostění



Obr. 7.19 Vodorovné deformace u_x



Obr. 7.20 Vertikální deformace u_y

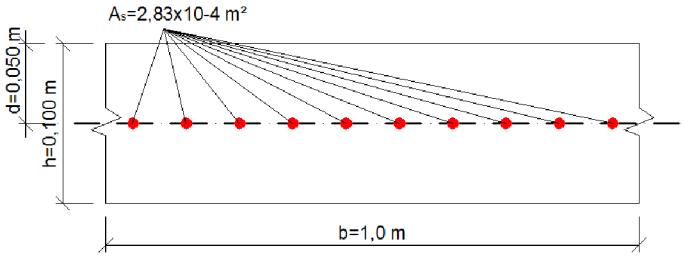


Obr. 7.21 Celkové deformace u_{tot}

7.6 Posouzení primárního ostění na účinky monetů a normálových sil – 1. MS

Primární ostění je zhotoveno ze stříkaného betonu SB 30/ typ II/ obor J_2 (vlastnosti viz Tab. 7.4). Stříkaný beton je vyztužen svařovanou KARI sítí s oky 100/100 a průměrem výztuže d = 6 mm. Navržená tloušťka primárního ostění činí 100 mm. Posudek je proveden dle normy *ČSN EN 1992-1-1 (Navrhování betonových konstrukcí) – Část 1.1: Obecná pravidla*.

Schéma umístění výztuže v průřezu



Beton C25/30

$f_{ck} = 25\ MPa$

$\alpha_{cc} = 1{,}0$

$\gamma_c = 1{,}5$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1{,}0 \cdot \frac{25}{1{,}5} = 16{,}667\ MPa$$

$\varepsilon_{cu3} = 3{,}5\ ‰$

$\varepsilon_{c3} = 1{,}75\ ‰$

Ocel B500B

$f_{yk} = 500\ MPa$

$E_s = 210\ GPa$

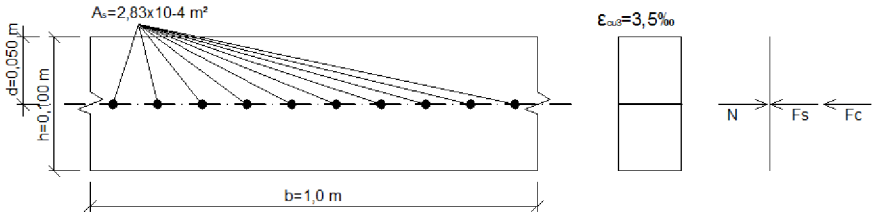
$\gamma_s = 1{,}15$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1{,}15} = 434{,}783\ MPa$$

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434{,}783}{210\ 000} = 2{,}07\ ‰$$

$z = 0{,}00\ m$

Bod 0 – celý průřez tlačen



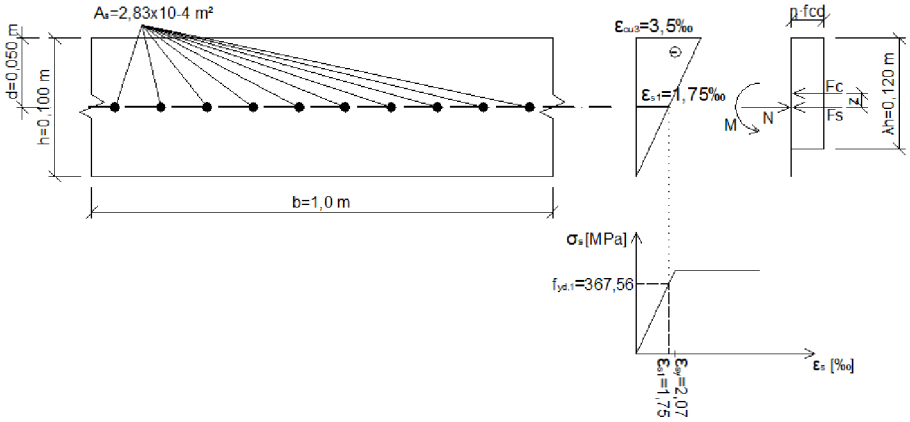
$$N_{Rd,0} = -(b \cdot h \cdot \eta \cdot f_{cd}) - A_s \cdot \sigma_s$$

$$\sigma_s = \varepsilon_{c3} \cdot E_s = 1{,}75 \cdot 210\,000 = 367{,}500\ MPa$$

$$N_{Rd,0} = -(1 \cdot 0{,}1 \cdot 1 \cdot 16{,}667 \cdot 10^3) - (2{,}83 \cdot 10^{-4} \cdot 367{,}5 \cdot 10^3) = \underline{-1770{,}703\ kN}$$

$$M_{Rd,0} = A_s \cdot \sigma_s \cdot z = 2{,}83 \cdot 10^{-4} \cdot 367{,}5 \cdot 10^3 \cdot 0{,}0 = \underline{0{,}0\ kNm}$$

Bod 1 – v dolních vláknech nulová deformace



$$N_{Rd,1} = -(b \cdot \lambda \cdot h \cdot \eta \cdot f_{cd}) - A_s \cdot f_{yd,1}$$

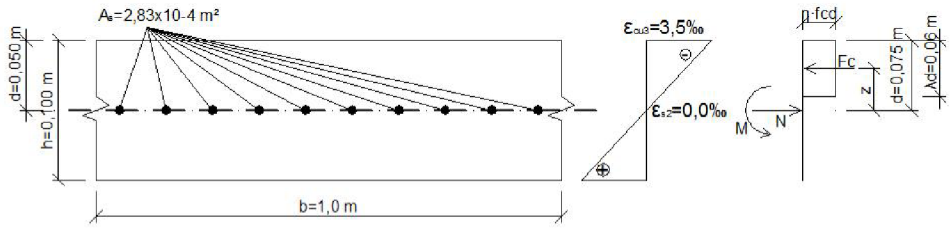
$$f_{yd,1} = \frac{\varepsilon_{s1} \cdot f_{yd}}{\varepsilon_{sy}} = \frac{1{,}75 \cdot 434{,}783}{2{,}07} = 367{,}500\ MPa$$

$$N_{Rd,1} = -(1 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}1 \cdot 1 \cdot 16{,}667 \cdot 10^3) - (2{,}83 \cdot 10^{-4} \cdot 367{,}5 \cdot 10^3)$$
$$= \underline{-1437{,}363\ kN}$$

$$M_{Rd,1} = b \cdot \lambda \cdot h \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot 0{,}5h \cdot (1 - \lambda) + A_s \cdot f_{yd,1} \cdot z$$

$$M_{Rd,1} = 1 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}1 \cdot 1 \cdot 16667 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}1 \cdot (1 - 0{,}8) + 2{,}83 \cdot 10^{-4} \cdot 367{,}5 \cdot 10^3 \cdot 0$$
$$= \underline{13{,}333\ kNm}$$

Bod 2 – nulová přetvoření výztuže



$$N_{Rd,2} = -(b \cdot \lambda \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd}) - A_s \cdot f_{yd,2}$$

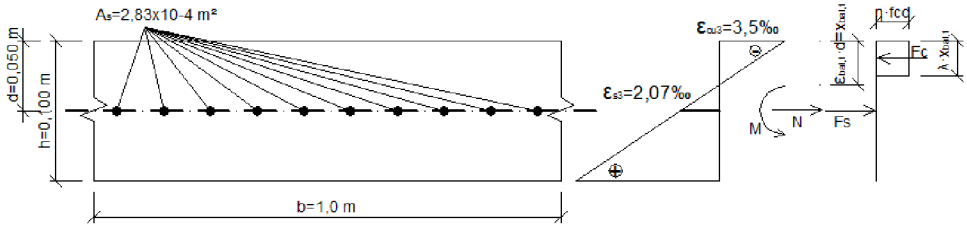
$$f_{yd,2} = \frac{\varepsilon_{s2} \cdot f_{yd}}{\varepsilon_{sy}} = \frac{0{,}00 \cdot 434{,}783}{2{,}07} = 0{,}00\ MPa$$

$$N_{Rd,2} = -(1 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}05 \cdot 1 \cdot 16667) - (2{,}83 \cdot 10^{-4} \cdot 0) = \underline{-666{,}68\ kN}$$

$$M_{Rd,2} = b \cdot \lambda \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot 0{,}5 \cdot (h - \lambda d) + A_s \cdot f_{yd,2} \cdot z$$

$$M_{Rd,2} = 1 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}05 \cdot 1 \cdot 16667 \cdot 0{,}5 \cdot (0{,}1 - 0{,}8 \cdot 0{,}05) + 2{,}83 \cdot 10^{-4} \cdot 0 \cdot 0$$
$$= \underline{20{,}0\ kNm}$$

Bod 3 – výztuž na mezi kluzu



$$N_{Rd,bal} = -\left(\lambda \cdot \varepsilon_{bal,1} \cdot d \cdot b \cdot \eta \cdot f_{cd}\right) + A_s \cdot f_{yd}$$

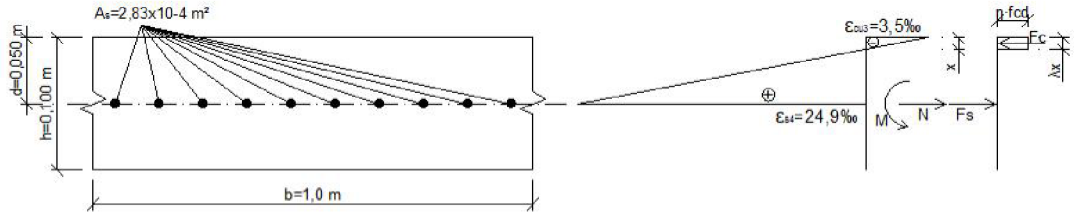
$$\varepsilon_{bal,1} = -\frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{sy}} = \frac{3{,}5}{3{,}5 + 2{,}07} = 0{,}628$$

$$N_{Rd,bal} = -(0{,}8 \cdot 0{,}628 \cdot 0{,}05 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 16667) + 2{,}83 \cdot 10^{-4} \cdot 434{,}783 \cdot 10^{3}$$
$$= \underline{-295{,}631 kN}$$

$$M_{Rd,bal} = \lambda \cdot \varepsilon_{bal,1} \cdot d \cdot b \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot 0{,}5 \cdot \left(h - \lambda \cdot \varepsilon_{bal,1} d\right) + A_s \cdot f_{yd} \cdot z$$

$$M_{Rd,bal} = 0{,}8 \cdot 0{,}628 \cdot 0{,}05 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 16667 \cdot 0{,}5 \cdot (0{,}1 - 0{,}8 \cdot 0{,}628 \cdot 0{,}05) + 2{,}83 \cdot 10^{-4}$$
$$\cdot 434{,}783 \cdot 10^{3} \cdot 0 = \underline{15{,}685\ kNm}$$

Bod 4 – prostý ohyb



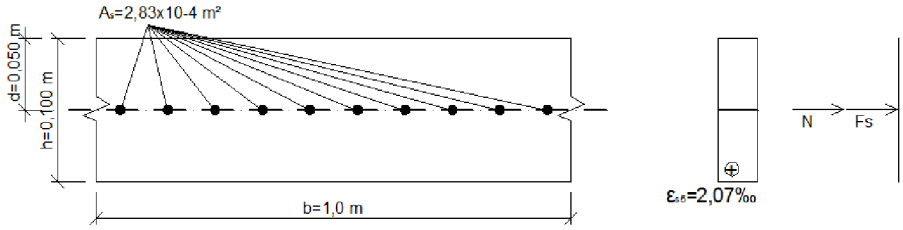
$N_{Rd,4} = \underline{0{,}00\ kN}$

$M_{Rd,4} = b \cdot \lambda \cdot x \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot 0{,}5 \cdot (h - \lambda x) - A_s \cdot f_{yd} \cdot z$

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot \lambda \cdot \eta \cdot f_{cd}} = \frac{2{,}83 \cdot 10^{-4} \cdot 434{,}783 \cdot 10^3}{1 \cdot 0{,}8 \cdot 1 \cdot 16667} = 9{,}23\ mm$$

$$M_{Rd,4} = 1 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}00923 \cdot 1 \cdot 16667 \cdot 0{,}5 \cdot (0{,}1 - 0{,}8 \cdot 0{,}00923) - 2{,}83 \cdot 10^{-4} \cdot 434{,}783 \cdot 10^3 \cdot 0 = \underline{5{,}699\ kNm}$$

Bod 5 – celý průřez tažen

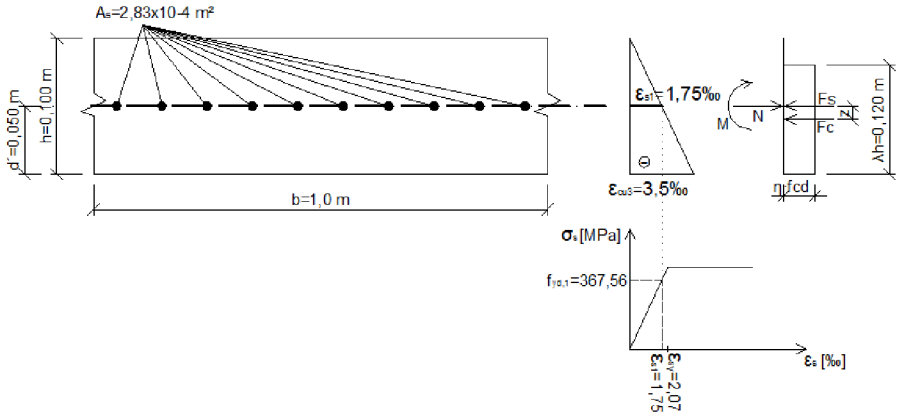


$N_{Rd,5} = A_s \cdot f_{yd}$

$N_{Rd,5} = 2{,}83 \cdot 10^{-4} \cdot 434{,}783 \cdot 10^3 = \underline{123{,}044\ kN}$

$M_{Rd,5} = \underline{0{,}0\ kNm}$

Bod 1´ – v horních vláknech nulová deformace



$$N'_{Rd,1} = -(b \cdot \lambda \cdot h \cdot \eta \cdot f_{cd}) - A_s \cdot f_{yd,1}$$

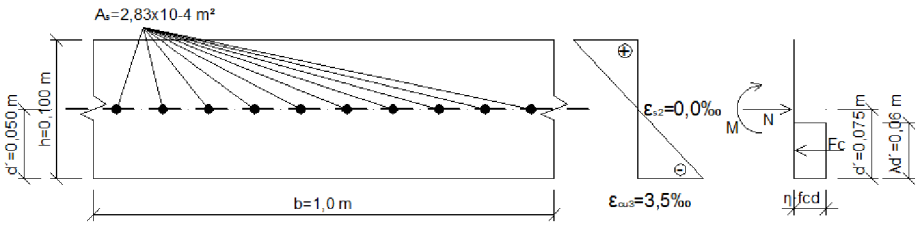
$$f_{yd,1} = \frac{\varepsilon_{s1} \cdot f_{yd}}{\varepsilon_{sy}} = \frac{1{,}75 \cdot 434{,}783}{2{,}07} = 367{,}500\ MPa$$

$$N'_{Rd,1} = -(1 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}1 \cdot 1 \cdot 16{,}667 \cdot 10^3) - (2{,}83 \cdot 10^{-4} \cdot 367{,}5 \cdot 10^3)$$
$$= \underline{-1437{,}363\ kN}$$

$$M'_{Rd,1} = b \cdot \lambda \cdot h \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot 0{,}5h \cdot (1 - \lambda) + A_s \cdot f_{yd,1} \cdot z$$

$$M'_{Rd,1} = 1 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}1 \cdot 1 \cdot 16667 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}1 \cdot (1 - 0{,}8) + 2{,}83 \cdot 10^{-4} \cdot 367{,}5 \cdot 10^3 \cdot 0$$
$$= \underline{13{,}333\ kNm}$$

Bod 2´ – nulová přetvoření výztuže



$$N'_{Rd,2} = -(b \cdot \lambda \cdot d' \cdot \eta \cdot f_{cd}) - A_s \cdot f_{yd,2}$$

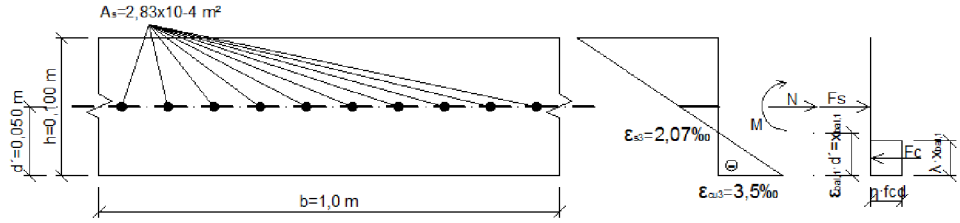
$$f_{yd,2} = \frac{\varepsilon_{s2} \cdot f_{yd}}{\varepsilon_{sy}} = \frac{0{,}00 \cdot 434{,}783}{2{,}07} = 0{,}00\ MPa$$

$$N'_{Rd,2} = -(1 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}05 \cdot 1 \cdot 16667) - (2{,}83 \cdot 10^{-4} \cdot 0) = \underline{-666{,}68\ kN}$$

$$M'_{Rd,2} = b \cdot \lambda \cdot d' \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot 0{,}5 \cdot (h - \lambda d') + A_s \cdot f_{yd,2} \cdot z$$

$$M'_{Rd,2} = 1 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}05 \cdot 1 \cdot 16667 \cdot 0{,}5 \cdot (0{,}1 - 0{,}8 \cdot 0{,}05) + 2{,}83 \cdot 10^{-4} \cdot 0 \cdot 0$$
$$= \underline{20{,}0\ kNm}$$

Bod 3´ – výztuž na mezi kluzu



$$N'_{Rd,bal} = -(\lambda \cdot \varepsilon_{bal,1} \cdot d' \cdot b \cdot \eta \cdot f_{cd}) + A_s \cdot f_{yd}$$

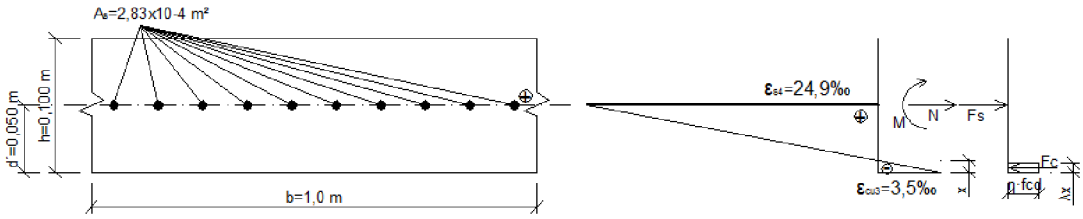
$$\varepsilon_{bal,1} = -\frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{sy}} = \frac{3{,}5}{3{,}5 + 2{,}07} = 0{,}628$$

$$N'_{Rd,bal} = -(0{,}8 \cdot 0{,}628 \cdot 0{,}05 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 16667) + 2{,}83 \cdot 10^{-4} \cdot 434{,}783 \cdot 10^{3}$$
$$= \underline{-295{,}631 kN}$$

$$M'_{Rd,bal} = \lambda \cdot \varepsilon_{bal,1} \cdot d' \cdot b \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot 0{,}5 \cdot (h - \lambda \cdot \varepsilon_{bal,1} d') + A_s \cdot f_{yd} \cdot z$$

$$M'_{Rd,bal} = 0{,}8 \cdot 0{,}628 \cdot 0{,}05 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 16667 \cdot 0{,}5 \cdot (0{,}1 - 0{,}8 \cdot 0{,}628 \cdot 0{,}05) + 2{,}83$$
$$\cdot 10^{-4} \cdot 434{,}783 \cdot 10^{3} \cdot 0 = \underline{15{,}685\ kNm}$$

Bod 4´ – prostý ohyb



$$N'_{Rd,4} = \underline{0{,}00\ kN}$$

$$M'_{Rd,4} = b \cdot \lambda \cdot x \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot 0{,}5 \cdot (h - \lambda x) - A_s \cdot f_{yd} \cdot z$$

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot \lambda \cdot \eta \cdot f_{cd}} = \frac{2{,}83 \cdot 10^{-4} \cdot 434{,}783 \cdot 10^{3}}{1 \cdot 0{,}8 \cdot 1 \cdot 16667} = 9{,}23\ mm$$

$$M'_{Rd,4} = 1 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}00923 \cdot 1 \cdot 16667 \cdot 0{,}5 \cdot (0{,}1 - 0{,}8 \cdot 0{,}00923) - 2{,}83 \cdot 10^{-4}$$
$$\cdot 434{,}783 \cdot 10^{3} \cdot 0 = \underline{5{,}699\ kNm}$$

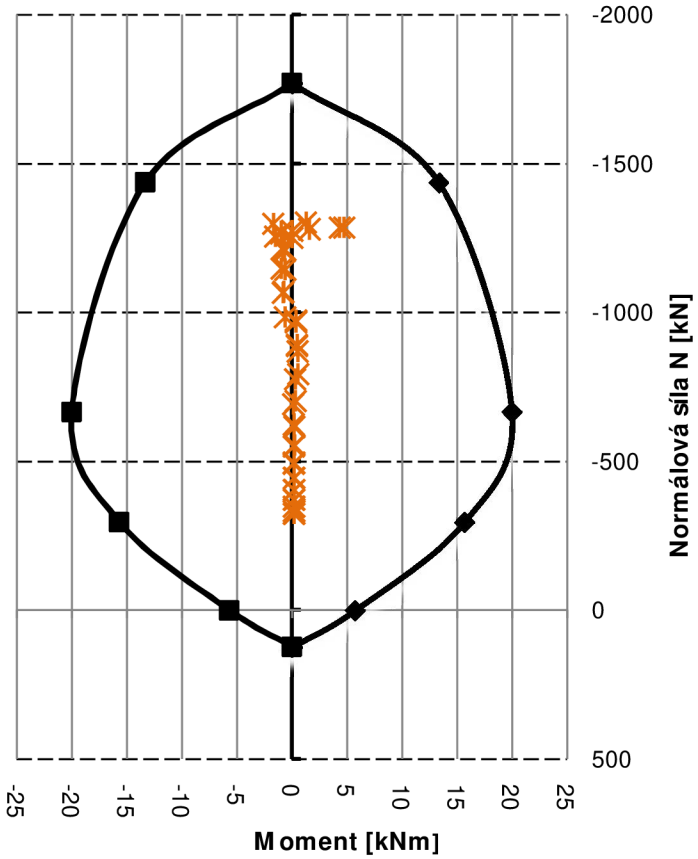
Posouzení bylo provedeno na 1 bm délky ostění. Posudky byly provedeny pouze pro tunelovou chodbu “5“, jejíž interakce se jeví podle numerického modelu jako nejnepříznivější.

Na následujících betonářských interakčních diagramech je posouzeno jak ostění v kalotě, tak kompletní ostění.

7.6.1 Posouzení ostění kaloty

Souřadnice		Normálové síly N [kN]	Ohybové momenty M [kNm]
X [m]	Y [m]		
74,025	34,414	-967,8405	0,344136
73,778	34,189	-1064,923	-0,83302
73,558	33,938	-1147,045	-0,98998
73,366	33,663	-1215,452	-0,86836
73,207	33,370	-1271,392	-0,9954
73,207	33,370	-1266,608	-0,9954
73,080	33,060	-1296,746	-1,72112
72,989	32,739	-1301,278	1,255014
72,934	32,409	-1284,462	4,328796
72,915	32,075	-1250,555	0
78,180	35,895	-325,1063	0,196603
77,805	35,884	-333,1295	0,15977
77,432	35,852	-348,8744	0,163055
77,061	35,799	-372,4958	0,157224
76,694	35,725	-404,1484	0,187062
76,694	35,725	-404,0817	0,187062
76,331	35,630	-444,0764	0,153214
75,975	35,514	-492,418	0,15772
75,625	35,378	-549,5029	0,150049
75,284	35,222	-615,7275	0,182047
75,284	35,222	-615,2822	0,182047
74,953	35,048	-691,1631	0,09902
74,632	34,854	-775,6741	0,275931
74,322	34,643	-869,3731	0,496823
74,025	34,414	-972,818	0,344136
82,335	34,414	-891,8652	0,454559
82,038	34,643	-792,1748	0,529717
81,728	34,854	-703,1294	0,312485
81,407	35,048	-624,1484	0,144852
81,076	35,222	-554,6511	0,217379
81,076	35,222	-554,9454	0,217379
80,735	35,378	-495,5171	0,175238
80,385	35,514	-445,4976	0,179966
80,029	35,630	-404,5214	0,172629
79,666	35,725	-372,2231	0,20134
79,666	35,725	-372,2047	0,20134
79,299	35,799	-348,432	0,16777
78,928	35,852	-332,7411	0,170431
78,555	35,884	-325,0183	0,163184
78,180	35,895	-325,1504	0,196603
83,445	32,075	-1274,206	0
83,426	32,409	-1284,318	4,752498
83,371	32,739	-1279,294	1,574963
	33,060	-1254,688	-1,53956
	33,370	-1206,054	-0,7009
	33,370	-1211,923	-0,7009
	33,663	-1144,188	-0,63845
		-1068,501	-0,77042
		-983,378	-0,64496
		-887,3325	

Interakční diagramy – Ostění kaloty ze SB

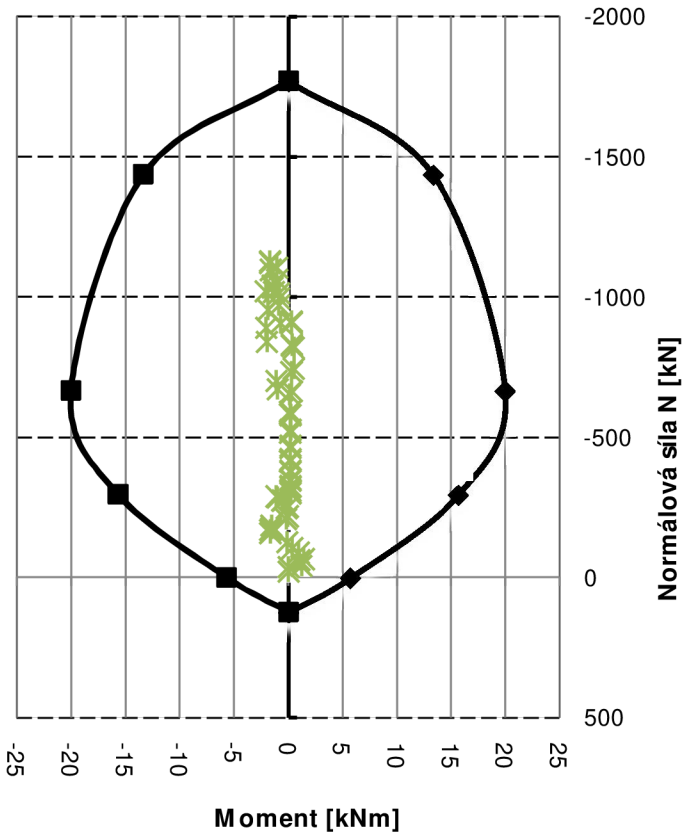


Obr. 7.22 Interakční diagram s hodnotami pro ostění kaloty

7.6.2 Posouzení celého ostění ze SB

Souřadnice		Normálové síly N [kN]	Ohybové momenty M [kNm]
X [m]	Y [m]		
72,915	30,800	-167,8861	-1,67937
72,976	30,494	-103,1904	0,338466
73,149	30,234	-64,72518	1,419298
73,409	30,061	-40,99824	1,192998
73,715	30,000	-20,51755	0
72,915	32,075	-288,376	-1,12792
72,915	31,756	-273,9491	-0,58411
72,915	31,438	-246,5979	-0,15892
72,915	31,119	-207,2982	-0,22252
72,915	30,800	-157,0258	-1,67937
74,025	34,414	-906,6605	0,282439
73,778	34,189	-993,5841	-0,86289
73,558	33,938	-1059,102	-1,05312
73,366	33,663	-1103,254	-1,0784
73,207	33,370	-1126,076	-1,72004
73,207	33,370	-1120,474	-1,72004
73,080	33,060	-1095,781	-1,64907
72,989	32,739	-1019,8	-2,10605
72,934	32,409	-889,0188	-2,06049
72,915	32,075	-699,9232	-1,12792
78,180	35,895	-299,9537	0,203669
77,805	35,884	-307,1121	0,168024
77,432	35,852	-321,8702	0,172139
77,061	35,799	-344,3733	0,166944
76,694	35,725	-374,767	0,196059
76,694	35,725	-374,6612	0,196059
76,331	35,630	-413,2477	0,164056
75,975	35,514	-459,8462	0,169079
75,625	35,378	-514,8095	0,161741
75,284	35,222	-578,4907	0,190671
75,284	35,222	-577,7828	0,190671
74,953	35,048	-650,5418	0,113011
74,632	34,854	-730,3886	0,284113
74,322	34,643	-817,6777	0,484038
74,025	34,414	-912,7637	0,282439
82,335	34,414	-830,5787	0,325156
82,038	34,643	-742,9472	0,486842
81,728	34,854	-662,9573	0,298931
81,407	35,048	-590,2927	0,139021
81,076	35,222	-524,6375	0,208288
81,076	35,222	-525,3162	0,208288
80,735	35,378	-468,5616	0,173882
80,385	35,514	-420,3775	0,180549
80,029	35,630	-380,4609	0,175035
	35,725	-348,509	0,202266
	35,725	-348,5978	0,202266
		-324,797	0,172513
		-308,8261	0,176238
		-300,5842	0,169763
			0,203669

Souřadnice		Normálové síly N [kN]	Ohybové momenty M [kNm]
X [m]	Y [m]		
83,445	32,075	-669,7338	-1,00337
83,426	32,409	-838,7377	-1,9871
83,371	32,739	-953,3302	-1,89683
83,280	33,060	-1016,967	-1,35223
83,153	33,370	-1033,105	-1,45919
83,153	33,370	-1038,708	-1,45919
82,994	33,663	-1012,684	-0,88502
82,802	33,938	-968,4712	-0,88147
82,582	34,189	-905,9343	-0,72916
82,335	34,414	-824,9377	0,325156
83,445	30,800	-173,7289	-1,57357
83,445	31,119	-217,2835	-0,08309
83,445	31,438	-250,8	-0,05058
83,445	31,756	-273,4462	-0,49207
83,445	32,075	-284,3895	-1,00337
82,645	30,000	-36,18515	0
82,951	30,061	-61,42845	0,980918
83,211	30,234	-87,56723	0,931599
83,384	30,494	-125,0183	-0,12013
83,445	30,800	-184,1983	-1,57357



Obr. 7.23 Interakční diagram s hodnotami pro kompletní ostění

7.7 Posouzení ostění na účinky posouvajících sil

V této kapitole je proveden posudek na účinky posouvajících sil u ostění kaloty a taktéž u kompletního ostění. Větší část výpočtu byla provedena v MS Excel a zde jsou uvedeny pouze výsledky. Některé hodnoty výpočtu jsou shodné pro oba posudky, proto jsou uvedeny souhrnně před jednotlivými kapitolami.

Podmínka rovnováhy pro prvky bez smykového vyztužení:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$$

$$V_{Rd,c} = V_{Rd,cm} + V_{Rd,cn}$$

$$V_{Rd,cm} = C_{Rd,c} \cdot k(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b_w \cdot d,$$

kde b_w *je šířka průřezu v mm*

d je účinná výška průřezu v mm

$C_{Rd,c}$ *je součinitel, který zohledňuje spolehlivost betonu podle:*

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

k je součinitel výšky průřezu d (v mm), jenž je dán vztahem:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2{,}0 = 1 + (200/50)^{1/2} = 3{,}0 => k = 2{,}00,$$

ρ_1 *je stupeň vyztužení stanovení z podmínky:*

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_w \cdot d} \leq 0{,}02 = \frac{283}{1000 \cdot 50} = 0{,}00566 < 0{,}02 => \rho_1 = 0{,}00566$$

$$V_{Rd,cm} = \frac{\left[0{,}12 \cdot 2{,}0 \cdot (100 * 0{,}00566 \cdot 25)^{1/3} 1000 \cdot 50\right]}{1000} = 29{,}025kN$$

$$V_{Rd,cn} = 0{,}15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w \cdot d,$$

kde σ_{cp} *je napětí od normálové síly, které je dáno vztahem:*

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{b_w \cdot h} \leq 0{,}2 \cdot f_{cd}$$

Minimální hodnota smykového únosnosti se určí podmínkou:

$$V_{Rd,c} \geq \underbrace{(v_{min} + 0{,}15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d}_{V_{Rd,c,min}}$$

7.7.1 Posouzení ostění kaloty

N [kN]	V_{Ed} [kN]	Min. z hodnot		$V_{Rd,cn}$	$V_{Rd,c}$	<	$V_{Rd,c,min}$	Posudek
		σ_{cp} [MPa]	$0,2 \cdot f_{cd}$	[kN]	[kN]	>	[kN]	$V_{Ed} < V_{Rd,c}$
-967,840	-6,819	9,678	3,333	25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-1064,923	-1,261	10,649		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-1147,045	0,266	11,470		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-1215,452	-0,108	12,155		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-1271,392	-0,253	12,714		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-1266,608	7,269	12,666		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-1296,746	-1,438	12,967		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-1301,278	11,889	13,013		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-1284,462	8,496	12,845		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-1250,555	-50,370	12,506		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-325,106	-0,594	3,251		24,383	53,408	>	24,383	vyhoví
-333,130	0,118	3,331		24,985	54,009	>	24,985	vyhoví
-348,874	-0,002	3,489		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-372,496	-0,128	3,725		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-404,148	0,566	4,041		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-404,082	-0,621	4,041		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-444,076	0,136	4,441		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-492,418	-0,005	4,924		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-549,503	-0,144	5,495		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-615,728	0,619	6,157		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-615,282	0,093	6,153		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-691,163	-0,080	6,912		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-775,674	0,672	7,757		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-869,373	0,578	8,694		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-972,818	-2,134	9,728		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-891,865	1,539	8,919		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-792,175	-0,568	7,922		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-703,129	-0,633	7,031		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-624,148	0,015	6,241		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-554,651	0,043	5,547		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-554,945	-0,681	5,549		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-495,517	0,136	4,955		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-445,498	-0,001	4,455		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-404,521	-0,153	4,045		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-372,223	0,621	3,722		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-372,205	-0,589	3,722		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-348,432	0,124	3,484		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-332,741	-0,007	3,327		24,956	53,980	>	24,956	vyhoví
-325,018	-0,132	3,250		24,376	53,401	>	24,376	vyhoví
-325,150	0,599	3,252		24,386	53,411	>	24,386	vyhoví
-1274,206	53,919	12,742		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-1284,318	-8,615	12,843		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-1279,294	-12,449	12,793		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-1254,688	1,608	12,547		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-1206,054	-7,257	12,061		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-1211,923	-0,338	12,119		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-1144,188	0,120	11,442		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-1068,501	-0,304	10,685		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-983,378	1,024	9,834		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-887,333	6,736	8,873		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví

7.7.2 Posouzení celého ostění

N [kN]	V_{Ed} [kN]	Min. z hodnot		$V_{Rd,cn}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	< >	$V_{Rd,c,min}$ [kN]	Posudek $V_{Ed} < V_{Rd,c}$
		σ_{cp} [MPa]	$0{,}2 \cdot f_{cd}$					
-167,886	2,931	1,679		12,591	41,616	>	12,592	vyhoví
-103,190	6,761	1,032		7,739	36,764	>	7,739	vyhoví
-64,725	1,489	0,647		4,854	33,879	>	4,854	vyhoví
-40,998	-4,013	0,410		3,075	32,100	>	3,075	vyhoví
-20,518	-0,868	0,205		1,539	30,563	>	1,539	vyhoví
-288,376	4,159	2,884		21,628	50,653	>	21,628	vyhoví
-273,949	0,780	2,739		20,546	49,571	>	20,546	vyhoví
-246,598	0,900	2,466		18,495	47,519	>	18,495	vyhoví
-207,298	-0,979	2,073		15,547	44,572	>	15,547	vyhoví
-157,026	-10,355	1,570		11,777	40,802	>	11,777	vyhoví
-906,660	-5,686	9,067		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-993,584	-1,588	9,936		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-1059,102	0,071	10,591		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-1103,254	-0,622	11,033		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-1126,076	-3,581	11,261		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-1120,474	5,150	11,205		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-1095,781	-2,190	10,958		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-1019,800	-0,975	10,198		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-889,019	2,367	8,890		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-699,923	1,405	6,999		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-299,954	-0,585	3,000		22,497	51,521	>	22,497	vyhoví
-307,112	0,118	3,071		23,033	52,058	>	23,033	vyhoví
-321,870	0,000	3,219		24,140	53,165	>	24,140	vyhoví
-344,373	-0,126	3,444		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-374,767	0,555	3,748		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-374,661	-0,594	3,747	3,333	25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-413,248	0,132	4,132		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-459,846	-0,003	4,598		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-514,810	-0,139	5,148		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-578,491	0,585	5,785		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-577,783	0,156	5,778		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-650,542	-0,092	6,505		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-730,389	0,640	7,304		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-817,678	0,504	8,177		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-912,764	-2,351	9,128		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-830,579	1,984	8,306		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-742,947	-0,467	7,429		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-662,957	-0,593	6,630		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-590,293	0,053	5,903		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-524,638	-0,077	5,246		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-525,316	-0,610	5,253		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-468,562	0,133	4,686		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-420,377	0,003	4,204		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-380,461	-0,138	3,805		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-348,509	0,573	3,485		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-348,598	-0,563	3,486		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-324,797	0,126	3,248		24,360	53,384	>	24,360	vyhoví
-308,826	-0,005	3,088		23,162	52,187	>	23,162	vyhoví
-300,584	-0,127	3,006		22,544	51,568	>	22,544	vyhoví
-299,970	0,589	3,000		22,498	51,522	>	22,498	vyhoví
-669,734	-2,845	6,697		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví

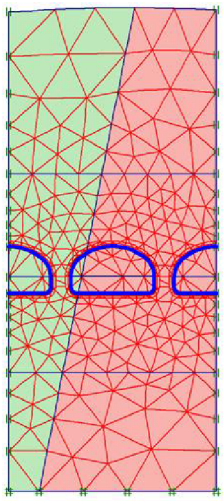
N [kN]	V_{Ed} [kN]	Min. z hodnot		$V_{Rd,cn}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	< >	$V_{Rd,c,min}$ [kN]	Posudek $V_{Ed} < V_{Rd,c}$
		σ_{cp} [MPa]	$0{,}2 \cdot f_{cd}$					
-838,738	-1,851	8,387		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-953,330	1,389	9,533		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-1016,967	2,034	10,170		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-1033,105	-4,754	10,331		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-1038,708	3,129	10,387		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-1012,684	0,562	10,127		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-968,471	-0,136	9,685		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-905,934	1,371	9,059		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-824,938	5,418	8,249		25,000	54,025	>	25,000	vyhoví
-173,729	10,871	1,737	3,333	13,030	42,054	>	13,030	vyhoví
-217,283	0,862	2,173		16,296	45,321	>	16,296	vyhoví
-250,800	-1,004	2,508		18,810	47,835	>	18,810	vyhoví
-273,446	-0,692	2,734		20,508	49,533	>	20,509	vyhoví
-284,390	-4,171	2,844		21,329	50,354	>	21,329	vyhoví
-36,185	1,665	0,362		2,714	31,739	>	2,714	vyhoví
-61,428	2,708	0,614		4,607	33,632	>	4,607	vyhoví
-87,567	-2,100	0,876		6,568	35,592	>	6,568	vyhoví
-125,018	-5,636	1,250		9,376	38,401	>	9,376	vyhoví
-184,198	-0,777	1,842		13,815	42,840	>	13,815	vyhoví

7.8 Parametrická Studie vlivu šířky horninového pilíře

Tato kapitola parametricky řeší zúžení horninového pilíře a s ním související změny horizontálních a vertikálních napětí a deformací. V parametrické studii jsou také uvedeny hodnoty vnitřních sil.

Pro tuto studii byl zvolen výsek z modelu, a to část s maximálním nadložím, tak, aby počáteční podmínky byly shodné se statickým výpočtem uvedeným v předešlé kapitole. Byl použit také model rovinné symetrie. Detailní schéma modelu je uvedeno na Obr. 7.24.

Pro každou zvolenou šířku horninového pilíře musel být vytvořen samostatný model. Tento model se lišil svou šířkou, která se vždy rovnala dvěma šířkám tunelových chodeb sečtenými s dvěma šířkami horninového pilíře. Tyto hodnoty jsou vyčísleny v Tab. 7.8 a Tab. 7.9. Jednotlivé modely se také lišily počtem konečných prvků, které nebylo možné vždy vygenerovat stejně. Snahou však bylo, aby se jejich počet pohyboval v rozmezí 400 až 450 prvků.



Obr. 7.24 Geometrie modelu

kalota									
Geometrie modelu				Napětí v horninovém pilíři		Vnitřní síly			def.
šířka hornin. pilíře [m]	šířka tunelu [m]	výška modelu od počvy [m]	šířka modelu [m]	σ_{xx} [MPa]	σ_{yy} [MPa]	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	u_{tot} [mm]
2,50	10,53	33,86	26,06	-7,64	-10,21	-5,10	-1170	61,87	5,52
2,25	10,53	33,86	25,56	-7,74	-10,69	-5,43	-1220	66,52	5,75
2,00	10,53	33,86	25,06	-8,18	-11,41	-5,84	-1270	73,48	6,01
1,75	10,53	33,86	24,56	-8,46	-12,22	-5,33	-1340	69,44	6,32
1,50	10,53	33,86	24,06	-8,81	-13,22	-5,81	-1430	77,53	6,69
1,25	10,53	33,86	23,56	-12,30	-16,90	-10,70	-1520	142,41	7,18
1,00	10,53	33,86	23,06	-12,99	-18,49	-12,21	-1670	164,87	7,74
0,75	10,53	33,86	22,56	-14,05	-20,71	-14,16	-1880	197,35	8,47

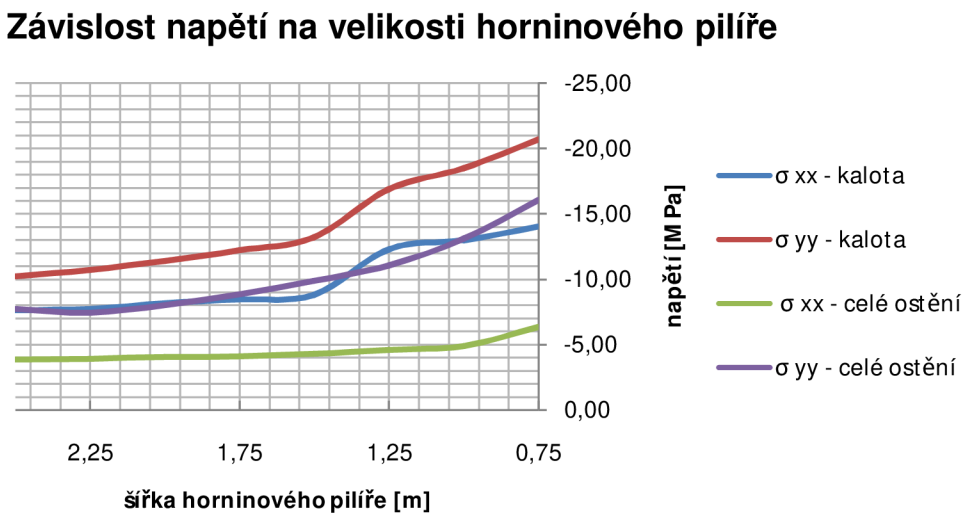
Tab. 7.8 Tabulka výsledných hodnot při změně horninového pilíře-kalota

Celé ostění									
Geometrie modelu				Napětí v horninovém pilíři		Vnitřní síly			def.
šířka hornin. pilíře [m]	šířka tunelu [m]	výška modelu [m]	šířka modelu [m]	σ_{xx} [MPa]	σ_{yy} [MPa]	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	u_{tot} [mm]
2,50	10,53	35,93	26,06	-3,84	-7,73	2,33	-995	14,90	7,12
2,25	10,53	35,93	25,56	-3,92	-7,43	2,55	-1040	16,69	7,54
2,00	10,53	35,93	25,06	-4,03	-8,04	2,63	-1090	16,63	8,03
1,75	10,53	35,93	24,56	-4,10	-8,86	2,90	-1150	19,05	8,62
1,50	10,53	35,93	24,06	-4,27	-9,89	3,21	-1220	21,92	9,34
1,25	10,53	35,93	23,56	-4,60	-11,07	3,72	-1260	29,14	10,31
1,00	10,53	35,93	23,06	-4,90	-13,12	4,05	-1360	29,41	11,56
0,75	10,53	35,93	22,56	-6,36	-16,08	4,52	-1500	32,80	13,34

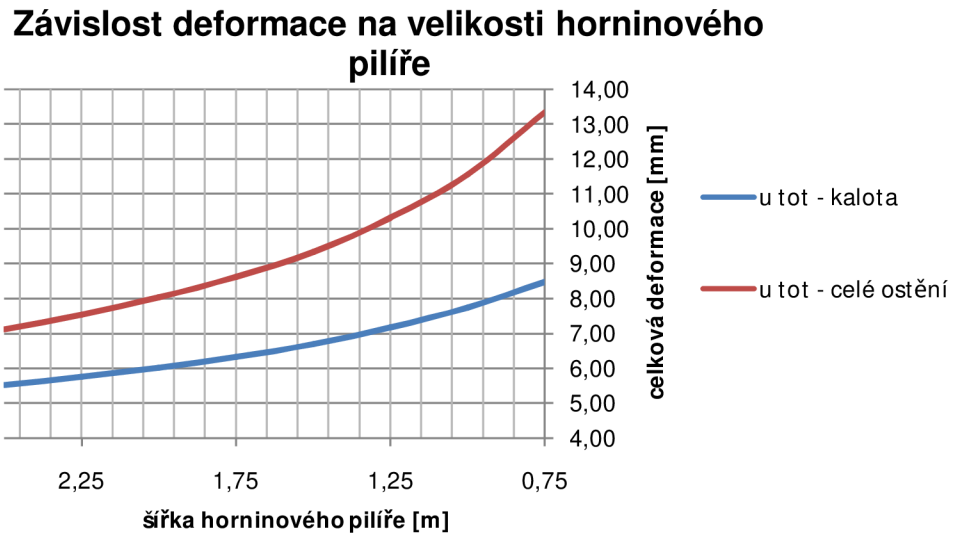
Tab. 7.9 Tabulka výsledných hodnot při změně horninového pilíře-celé ostění

Horninový pilíř byl postupně zeštíhlován po 0,25 m. Zúžení probíhalo od 2,5 m do 0,75 m. Konečnou hodnotou byl tedy horninový pilíř šířky 0,75 m. U horninového pilíře šířky 0,5 m se dá předpokládat, že takto extrémně štíhlý prvek by byl již velmi obtížně proveditelný s přihlédnutím k možným tolerancím a nadvýlomům při ražbě, by bylo také riskantní takto subtilní pilíř vůbec navrhovat. Z toho důvodu se s ním při studování vlivu šířky pilíře na hodnoty napětí a deformace vůbec neuvažuje.

Hodnoty uvedené v tabulkách jsou také názorně graficky znázorněny na Obr. 7.25 a Obr. 7.26. Na grafech je vidět, že se zmenšující se šířkou horninového pilíře narůstá napětí i deformace nejdříve pozvolně a poté se hodnoty při stejném úbytku šířky výrazně zvětšují. Nárůst napětí i deformace v závislosti na zmenšující se šířce horninového pilíře je téměř parabolické.



Obr. 7.25 Závislost napětí na velikosti horninového pilíře



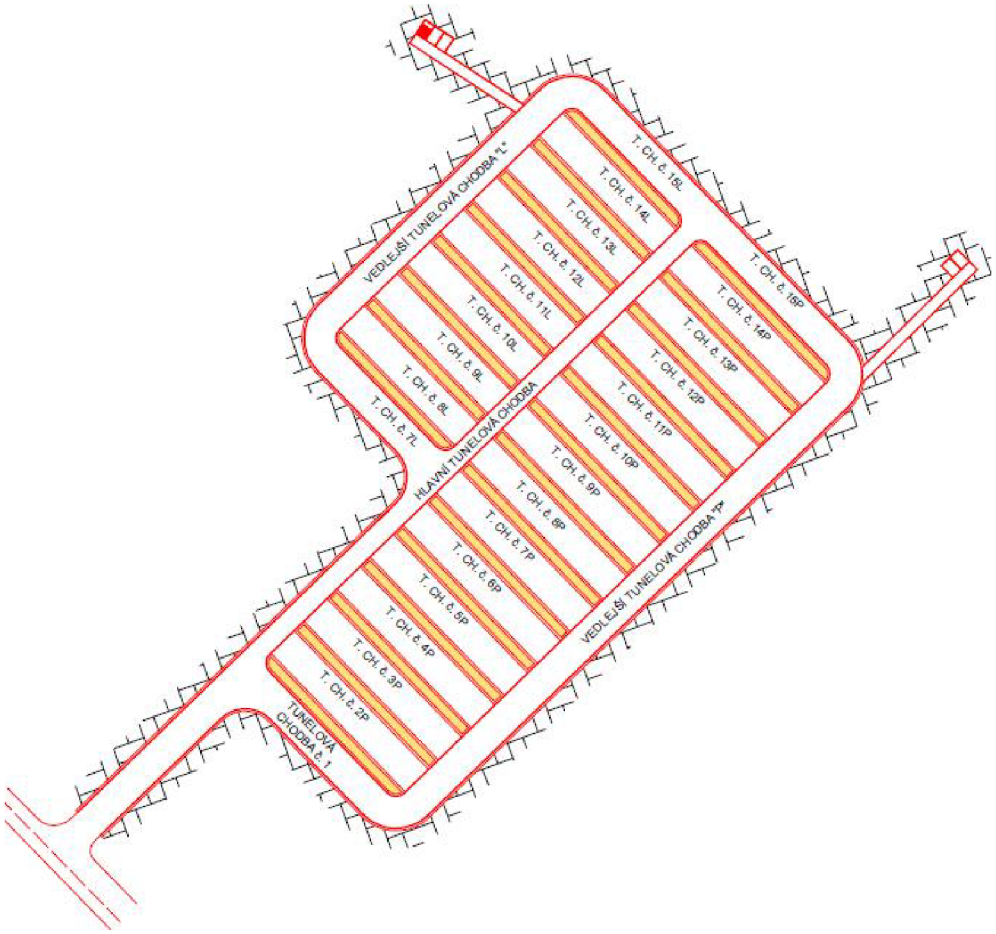
Obr. 7.26 Závislost celkové deformace na velikosti horninového pilíře

Vlastnosti skalního masívu by podle parametrické studie dovolily výrazné zeštíhlení horninového pilíře. Ten by i přesto však neměl být redukován vzhledem k možnostem ražení tunelových chodeb. Mohlo by například docházet k neočekávaným nadvýlomům.

8 TECHNOLOGIE PROVÁDĚNÍ

8.1 Ražba – základní technické údaje

Jak je popsáno v kapitole 5, podzemní garáže budou raženy NRTM, přičemž hornina bude rozpojována trhavinami. V první řadě bude vyražena hlavní přístupová tunelová chodba, z které budou následně rozfárány parkovací tunelové chodby 1 až 15. Jako poslední budou proraženy vedlejší tunelové chodby. Schéma postupu prací je znázorněno na Obr. 8.1.



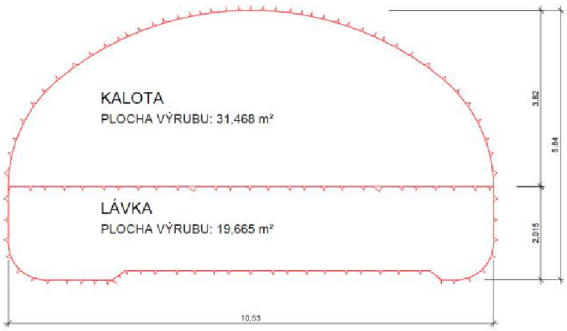
Obr. 8.1 Schéma podzemní garáže

Ražba vlastního profilu bude horizontálně rozčleněna na kalotu (přístropí) a lávku. Rozměry kaloty i lávky jsou zřejmé z Obr. 8.2. Délka záběru se předpokládá 1,0 až 3,5 m, jde však pouze o odhad. Délka konkrétního záběru totiž kromě kvality horniny a ploše průřezu závisí rovněž na délce pracovního cyklu. Čas potřebný na jednotlivé operace v jednom pracovním cyklu, závisí i na organizaci práce a také na mechanizačních prostředcích, které jsou při ražbě využity. Aby bylo možné práci dobře a efektivně zorganizovat, je žádoucí, aby délka pracovního cyklu nejlépe odpovídala délce jedné směny. Při dobré geologii

a malé ploše výrubu se dá předpokládat, že lze uskutečnit až dva záběry za směnu. Proto je vhodné délku záběru přizpůsobit všem zmíněným podmínkám. Závisí na ní řada parametrů - celková délka vrtu, množství rubaniny v záběru a velikost zabezpečované plochy výrubu.

Délka záběru by v místě vjezdového portálu měla být opatrná, a to pouze 1,0 m z důvodu relativně nízkého nadloží. Ačkoliv se předpokládá, že portálová část bude dále zajištěna (posudek není součástí této práce), může docházet k lokálním nestabilitám. S ohledem na morfologii masívu bude brzy dosaženo vysokého nadloží a délka záběru může být zvětšena na 3,5 m.

Ražba bude po celou dobu probíhat cyklicky. Větší pozornost při ražbě musí být věnována úsekům se změnou směru a také změnou příčného profilu.



Obr. 8.2 Plochy členěného výrubu

Jeden cyklus se bude skládat z následujících dílčích činností:

1. Vrtání vrtů pro nálože
2. Nabíjení vrtů trhavinou
3. Odpal náloží trhaviny, větrání
4. Nakládání rubaniny a její odvoz
5. Čištění výrubu
6. Kontrola směru ražení a průřezu výrubu
7. Zajištění výrubu primárním ostěním ze SB

Celá ražba podzemního tunelového garážového stání bude probíhat v 18 cyklech, tak jak je znázorněno na Obr. 8.3. Nejdříve bude proražena vjezdová část tunelu, označená jako “a“ až do místa, kde se mění příčný řez. Následně bude proražena hlavní páteřní tunelová chodba – “b“. Pak bude probíhat ražba jednotlivých tunelových chodeb “c-1 až c-15“, přičemž bude zachována chronologie uvažovaná při modelování v programu Plaxis. V poslední fázi bude

proražena vedlejší tunelová chodba “d“ na pravé i levé straně. Ražba této části bude probíhat současně.

Obr. 8.3 Schéma posloupnosti ražby v cyklech 1 až 18

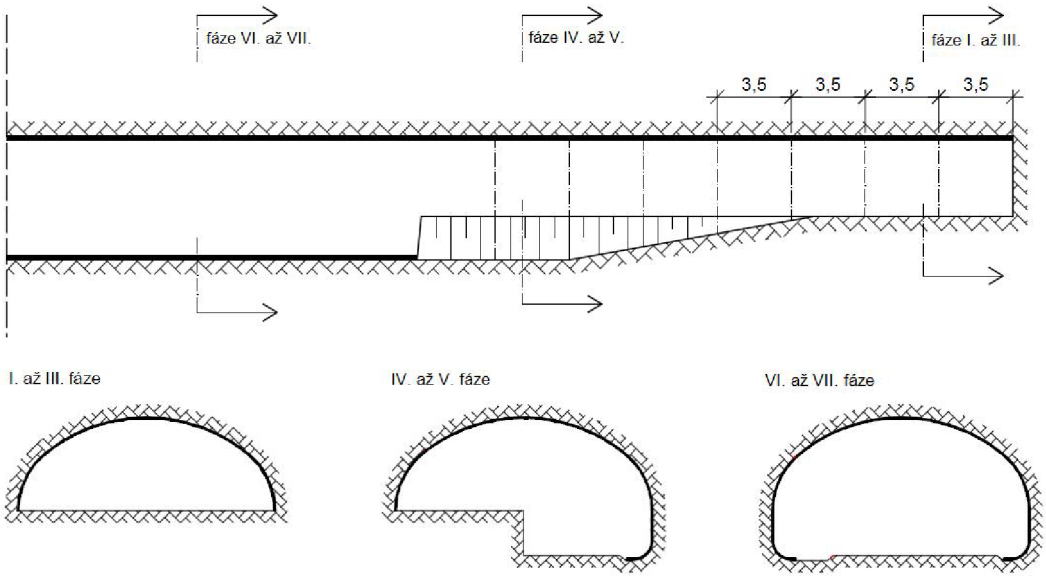
8.1.1 Postup výstavby

Pracovní cyklus se skládá s několika činností, které jsou znázorněny na Obr. 8.4. Postup výstavby je charakteristicky cyklický.

- I. fáze: Provedení prvního dílčího výrubu, následné očištění
- II. fáze: odtěžení a odvoz rubaniny
- III.fáze: aplikace stříkaného betonu tl. 50 mm („podstříknutí“), osazení KARI sítě do obvodu kaloty a následné dostříkání na předepsanou tloušťku 100 mm
- IV. fáze: otevření a vyklizení pravé části druhého dílčího výrubu a dočištění na požadovaný tvar

- V. fáze: nastříkání betonu tl. 50 mm na opěru, osazení kari sítě a zastříkání na finální tloušťku
- VI. fáze: otevření a vyklizení levé části druhého dílčího výrubu a dočištění na požadovaný tvar
- VII. fáze: nastříkání betonu tl. 50 mm na opěru, osazení kari sítě a zastříkání na finální tloušťku

Pro snazší pohyb a dopravu v tunelových chodbách bude vytvořena rampa (viz Obr. 8.4)



Obr. 8.4 Postup výstavby

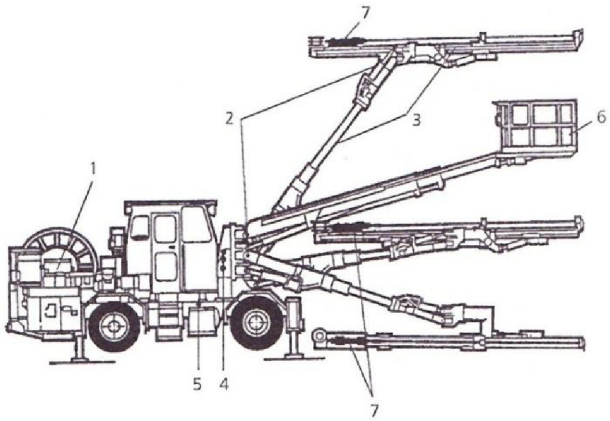
8.2 Trhaviny a rozněcovadla

Pro správnou volbu vrtací techniky a určení průměru a délky vrtu je nezbytné určit typ výbušiny a rozněcovadla. V současné době jsou z řady důvodů preferovány vícesložkové tekuté strojně čerpatelné trhaviny. Tyto trhaviny jsou strojově začerpávány do vrtu. Celý proces nabíjení je dobře mechanizován a následně také výrazně zkracován oproti náložkovaným trhavinám. Jedná se o velmi bezpečný proces (logisticky i manipulačně).

Návrh systému trhacích prací je ovšem úkolem pro specialisty a musí být schválen orgány ČBÚ.

8.3 Vrtání

Vrtání vrtů pro nálože je důležitá pracovní operace, jež zásadně ovlivňuje rychlost a hospodárnost ražení tunelu. Dnes se nejvíce používají vrtací vozy. Vrtací vozy mají nejčastěji dvě až tři lafety (kladiva), které jsou na hydraulicky ovládaných výložnících. Jsou i vybaveny pracovními plošinami na pomocných výložnících (Obr. 8.5).



1 - počítač
2 – úhlové senzory (naklánění lafety v kloubech)
3 – lineární extenzometry
4 – senzory k měření hloubky vrtů
5 – inklinometr k měření naklonění podvozku
6 – pracovní plošina
7 – vrtací kladiva

Obr. 8.5 Třílafetový, počítačem řízený, vrtací vůz AC Robot Boomer [15]

V současné době převládá používání vrtacích zařízení firmy Atlas Copco (AC). Typ vozu musí respektovat složitou strukturu realizovaného objektu.

8.3.1 Vrtné schéma

Návrh vrtného schématu je důležitý pro optimalizaci vrtání vrtů pro nálože a spotřeby trhavin s minimálními nadvýlomy a omezením negativními důsledky trhacích prací na horninové prostředí. Předpokládá se realizace “zálomů“. Rozmístění vrtů po ploše čela je nerovnoměrné. Rozlišují se:

- zálomové vrty,
- přibírkové vrty,
- předobrysové vrty a
- obrysové vrty.

Zálomové vrty

Jsou většinou umístěny v blízkosti středu výrubu a jejich vrty jsou nabíjeny nejsilnějšími náložemi. Ty se odpalují jako první a otvírají zálom pro nový záběr. Vzdálenost mezi vrty bývá obvykle 0,3 až 0,4 m.

Přibírkové vrty

Jedná se o "rozšiřovací" vrty. Nálože jsou odpalovány v delších časových sledech a rozšiřují předem zhotovený zálom. Vzdálenost přibírkových vrtů je 0,8 až 1,0 m.

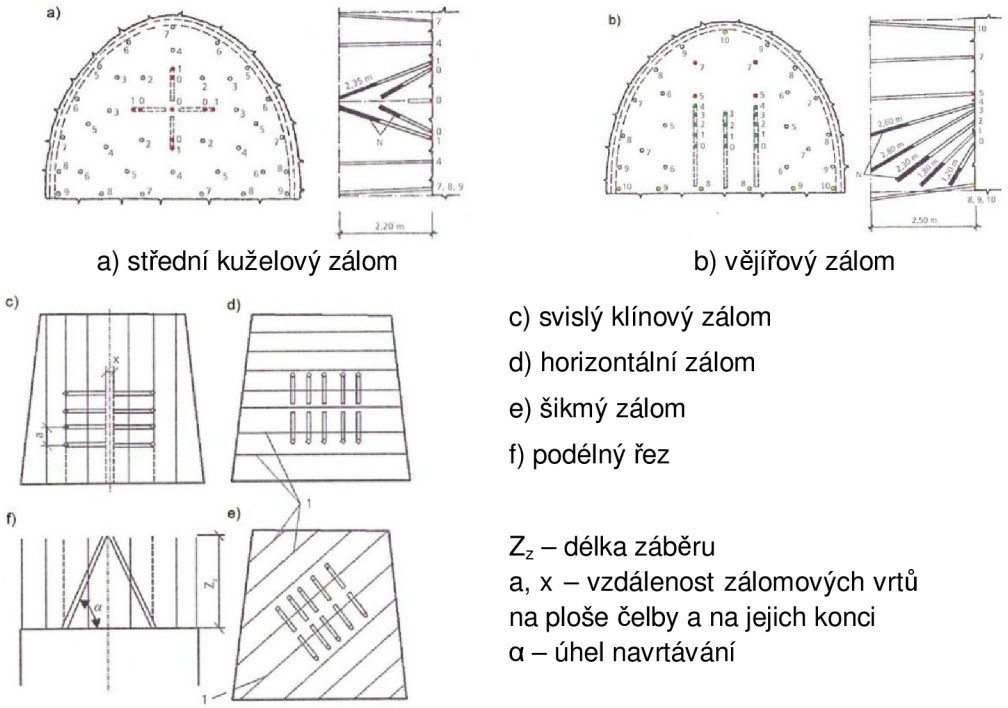
Předobrysové a obrysové vrty

Předobrysové vrty jsou vrty sousedící s vrty obrysovými. Nálože obrysových vrtů jsou nejslabší. Jejich úkolem je pouze dotvořit výrub do požadovaného průřezu. Optimální vzdálenost těchto vrtů je 10 až 15 d (d je průměr vrtu pro nálož), tj. do 600 mm; při použití bleskovice pouze cca 400 mm.

Přibírkové vrty jsou rovnoběžné s podélnou osou díla, obrysové vrty by se měly mírně rozbíhat a uspořádání zálomových vrtů může být různé, buď sbíhavé, nebo paralelní.

8.3.2 Sbíhavé zálomy

Ze sbíhavých zálomů jsou nejobvyklejší střední kuželový zálom, vějířový zálom a klínový zálom (Obr. 8.6). Tyto zálomy jsou vhodné pro vrtání lehkými vrtacími kladivy na pneumatických vzpěrách, kde je bezproblémová změna směru vrtu.



a) střední kuželový zálom

b) vějířový zálom

c) svislý klínový zálom

d) horizontální zálom

e) šikmý zálom

f) podélný řez

Z_z – délka záběru
a, x – vzdálenost zálomových vrtů na ploše čelby a na jejich konci
α – úhel navrtávání

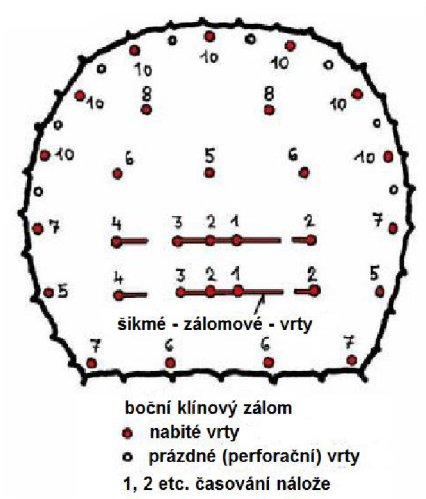
Obr. 8.6 Schéma sbíhavých zálomů [15]

8.3.3 Řízený výlom

Řízený výlom je metoda provedení plynulého líce výrubu bez větších technologických nadvýlomů.

Hladký výlom odpaluje obrysové nálože až jako poslední po zálomu a přibírce. Obrysové vrty tím pádem dočišťují líc výrubu. Vrtné schéma metody hladkého výlomu je uvedeno na Obr. 8.7.

Návrh konkrétního vrtného schématu bude rovněž úkolem specialisty na tuto problematiku. Bude odsouhlasen příslušným OBÚ (Brno). Musí také respektovat maximálně přípustné limity seismických účinků v místě.



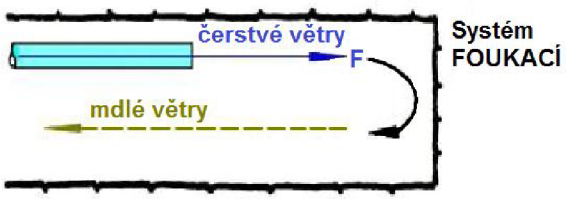
Obr. 8.7 Možné vrtné schéma metody hladkého výlomu [6]

8.4 Technické zázemí v průběhu ražby

8.4.1 Větrání

Stavební větrání je nezbytnou součástí vybavení podzemního objektu. Prostor garáží znečišťují zplodiny po výbuchu a prach způsobený samotnou ražbou jednotlivých tunelových chodeb a také aplikací stříkaného betonu.

Během výstavby bude podzemní prostor větrán uměle a to lutnou umístěnou v přístropí tunelu. Lutny mohou být z plechu či plastu nebo také z textilie. Jelikož jsou textilní (měchové) lutny skladnější i ekonomicky výhodnější, budou použity pro stavební větráni podzemní garáže pod Petrovem. Systém přívodu čerstvého vzduchu na čelbu pomocí lutny může být zajištěn třemi různými způsoby a to sáním lutny (s odvodem mdlých větrů), nafoukáním lutny (s přívodem čerstvého vzduchu) nebo systémem kombinovaným. Pro stavební větrání podzemní garáže by byl nejvhodnější systém nafoukací a to z toho důvodu, že při tomto řešení nevzniká v lutně podtlak, který by částečně mohl zmenšit průřez lutny a tedy efektivnost odvádění mdlých větrů. Druhým důvodem je, že přívod čerstvého vzduchu tunelovou chodbou může být během dopravy na čelbu znehodnocen. Zvolený systém stavebního větrání je znázorněn na Obr. 8.8.



Obr. 8.8 Systém stavebního větrání [6]

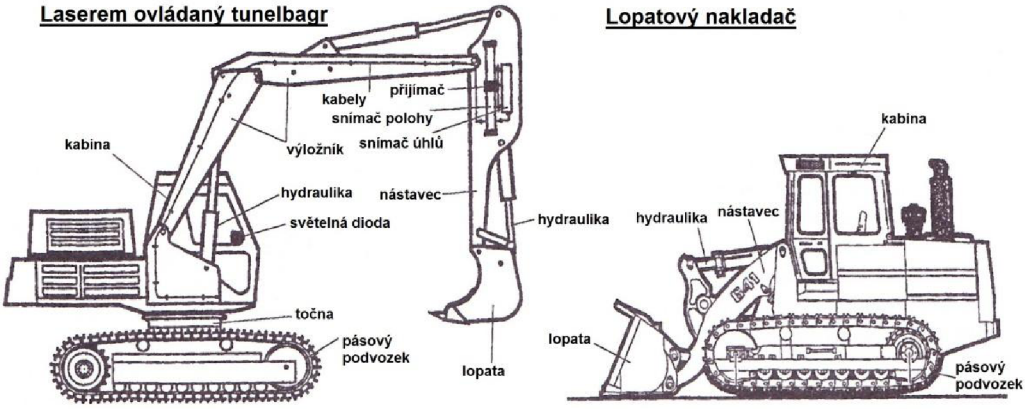
Kromě stavebního větrání bude potřeba podzemní garáže odvětrávat také za jejího provozu. Zejména bude muset být zabezpečena eliminace exhalací CO, které jsou produkované spalovacími motory aut. Větrací systém v tunelu může být buď přirozený, nebo umělý. Jelikož podzemní garáž není klasický tunel s portálem na každé straně, je tímto vyloučeno přirozené provozní větrání pracující na bázi rozdílu tlaku a teploty mezi portály. Z tohoto důvodu bude muset provozní větrání v podzemní garáži fungovat na podobném principu jako větrání stavební.

Provozní větrání v podzemní garáži bude také zajištěno větrací šachtou (viz kapitola 4.4.1), která bude umístěna v hlavní tunelové chodbě a bude vyvádět mdlé větry na povrch. Tento systém bude fungovat v kombinaci s větráním

pracujícím na bázi přívodu čerstvého vzduchu vhodným vzduchotechnickým zařízením.

8.4.2 Nakládání a odvoz rubaniny

Při volbě nakládání a odvozu rubaniny musí být zohledněn způsob ražby, kterým bylo podzemní dílo tvořeno. Při trhavinovém ražení tunelů ve skalní hornině se nejvíce využívá hydraulického rypadla tzv. tunelbagru, lopatového nakladače s čelním nebo také bočním vyklápěním rubaniny na dopravní prostředky. Hydraulické rypadlo je vhodné zejména pro nakypřování rubaniny, dočišťování a doprofilování průřezu výrubu a už méně vhodné k jejímu nakládání vzhledem k malému objemu lopaty. Většího výkonu při nakládání rubaniny je dosaženo lopatovými nakladači s lopatou o obsahu 1 až 3,5 m^3. Navíc jsou tyto stroje o téměř pětinu levnější než zmíněné tunelbagry. Oba dva stroje jsou vyobrazeny na Obr. 8.9.



Obr. 8.9 Nakladače rubaniny

K odvozu rubaniny na skládku se nejčastěji používá hydraulicky výklopná nákladní auta a dempry s korbou nosnosti až 35 t.

8.4.3 Odvodnění

Podzemní garáže budou v průběhu ražby odvodňovány gravitačně. Bude to zajištěno příčným a podélným vyspádováním ražeb. U vjezdového portálu bude zřízena čerpací jímka s lapolem na ropné látky. Z ní bude následně voda čerpána a odváděna do kanalizačního systému.

Komunikace v hlavní tunelové chodbě a vedlejších chodbách je odvodněna podélným sklonem 1,2 % směrem k vjezdovému portálu. Podélný

spád parkovacích tunelových chodeb je 1,0 %. Příčně jsou jednotlivé chodby taktéž ve sklonu a to 0,5 % směrem k odvodňovacímu zařízení (viz příloha 3). Odvodnění podkladních vrstev komunikace bude řešeno oboustranným příčným spádem 3 % a svedeno do drenáží.

8.4.4 Zařízení staveniště

S určitými dopravními omezeními by toto místo mohlo být v bezprostřední blízkosti portálu. Další možností je umístění stavebního dvora do volné prostory vedle krytých lázní (ul. Kopečná – Vodní – Hybešova). Co se týče celkového řešení zařízení staveniště, to ve velké míře podléhá technologickému návrhu a zvyklostem zhotovitele a bylo by předmětem zvláštního projektu.

8.5 Primární ostění

Jak je již popsáno v a uvedeno v kapitole 7 primární ostění bude vytvořeno se stříkaného betonu SB 30/ typ II/ obor J_2, o tloušťce 100 mm. Stříkaný beton bude vyztužen KARI sítí s průměrem výztuže 6 mm a velikostí ok 100/100 mm. Tato kari síť bude umístěna v těžišti průřezu, tedy 50 mm od lícní i rubové strany.

Realizace stříkaného betonu bude probíhat v několika krocích:

1. Podstřik vrstvou stříkaného betonu o tloušťce cca 50 mm. Důležité je, aby tento nástřik byl proveden v co nejkratším čase od provedení výrubu.
2. Osazení ocelové KARI sítě.
3. Dostříkání betonu na požadovanou tloušťku, tj. 100 mm.

8.5.1 Požadavky na SB

Použitý stříkaný beton bude nanášen manipulátorem mokrou cestou. Na základě vysokých kvalitativních požadavků na zpracování mokré směsi zpravidla čerpadlem na beton je nutné svěřit výrobu betonové směsi betonárně s výrobní certifikací.

Stříkaný beton, jak každý beton, musí obsahovat cement, kamenivo, záměsovou vodu, přísady a příměsi.

Cement může být použit pouze takový, jenž je vhodný pro využití do stříkaného betonu. Počátek tuhnutí takového cementu by měl být od 1,5 do

4,0 hodin. Pevnost v tlaku zatvrdlé cementové malty musí být po 1 dni 9 MPa a po 28 dnech musí být vyšší než 40 MPa. Odchylka po 28 dnech nesmí být vyšší než 3,5 MPa. S ohledem na požadavek rychlého náběhu tuhnutí a pevností je doporučeno používat čisté portlandské cementy třídy CEM I 42,5 R a vyšší [22].

Použité kamenivo pro stříkaný beton SB II by mělo být přednostně oblé přírodně těžené, v jednotlivých případech může být ostrohranné-drcené. Největší zrna kameniva se volí mezi 4 mm až 16 mm. Pro stříkaný beton s konstrukční úlohou (kterým je SB II), jenž obsahuje osazenou ocelovou armaturu je horní hranice zrnitosti vymezena sítem 11,2 mm [22].

Záměsová voda musí vyhovovat ustanovením EN 1008. Doporučuje se, aby kvalita vody odpovídala rovněž požadavkům Směrnice EFNARC 1996 [22].

Přísady a příměsi budou použity podle konkrétní potřeby a požadavku vlastností stříkaného betonu. Ve většině případů se však přísady týkají zejména urychlení tuhnutí a přidání příměsí zlepšuje například zpracovatelnost.

Tab. 8.1 Doporučené hodnoty pro skladbu betonových směsí [22]

Mokrý stříkaný beton	
Portlandský cement	400 až 450 kg/m^3
příměsi (mikrosilika, popílek, struska) při současném snížení hmotnosti cementu do celkové váhy dle předchozího řádku	50 – 80 kg/m^3
vodní součinitel w (voda/pojivo)	menší než 0,50 při požadavcích na průběh nárůstu pevnosti
konzistence směsi před nástřikem (rozlitím)	50 -55 cm
rozsah frakcí kameniva	do 8 mm, max. do 11,2 mm

8.5.2 Způsob aplikace SB

Mokrý způsob nástřiku betonu se provádí buď hutným proudem s pomocí upravených čerpadel na beton, které mají sníženou pulsaci při čerpání směsi nebo řídkým proudem (provzdušněným) ze stříkacího stroje. V druhém případě je dopravním médiem vzduch.

8.6 Hydroizolace

Ochrana podzemních staveb proti vodě je velmi důležitou úlohou nejen při realizaci stavby, ale také za jejího provozu. Přítoky vody z horninového masívu do

čelby respektive do jejího výrubu lze předvídat jen velmi obtížně. Přítoky do výrubu mohou být různé, v případě zvětralých částí diabasových skal to může být kolem 16,5 l/min, což je cca 0,3 l/s (viz kapitola 3.3).

Možností použití hydroizolačních prvků je několik. Může se použít izolační fólie nebo stříkaná mezilehlá hydroizolace, která se pro použití v podzemní garáži zdá příhodnější. Jedním z důvodu této volby je, že instalace fóliové izolace je velmi pracná a náročná operace, kdežto metoda stříkané hydroizolace je jednodušší a efektnější.

8.6.1 Stříkaná hydroizolace

Stříkaná hydroizolace je moderním přístupem k ochraně podzemních děl proti vodě a vlhkosti. Tento typ izolace se nanáší stejnými mechanizmy jako stříkaný beton. Aplikuje se tedy stříkáním na první vrstvu stříkaného betonu. Jedním z výrobců těchto izolací je například firma BASF, která vyrábí stěrkové izolace proti vodě – MASTERSEAL.

Obr. 8.10 Stříkaná hydroizolace [6]

Pružná hydroizolační stříkaná membrána Masterseal 345 aplikovaná v sendvičových konstrukcích ze stříkaného nebo litého betonu má své nesporné výhody. Těmi jsou velká přilnavost k oběma vrstvám betonu či odolnost proti tlakové vodě až 15 barů. Aplikační tloušťka této hydroizolace se pohybuje mezi 3 až 10 mm. Hydroizolace Masterseal 345 může být aplikovaná na veškeré typy betonu, za předpokladu, že je povrch čistý a bez uvolněných částic. Po zatvrdnutí membrány (doba běžně mezi 6 až 8 hodinami) může být na membránu aplikována vnitřní betonová vrstva. Tloušťka této vrstvy není výrobci hydroizolací nikterak specifikována. Nicméně v případě výskytu tlakové vody by měla být dostatečně tlustá, aby nedocházelo k odprýskávání a odlupování vnitřní vrstvy betonu. V případě vyšších přítoků p. v. musí být na vnitřní vrstvu betonového

ostění aplikován dodatečně beton se stěrkovou úpravou, tloušťky 80 mm. Tato vrstva betonu bude vyztužena KARI sítí s průměrem výztuže 4 mm a velikostí ok 100/100 [23].

8.7 Geotechnický monitoring [TP 237]

Geotechnický monitoring je neoddělitelnou součástí ražení podzemních děl, převážně tunelů. Při použití nové rakouské tunelovací metody má úloha monitorování stavby zásadní vliv na celkový vývoj ražby. Při geotechnickém monitoringu je důležité ještě před zahájením stavby zdokumentovat původní stav, včetně pasportizace všech objektů v zóně vlivu stavby.

Cíle geotechnického monitoringu jsou následující:

- poskytnout podklady pro optimalizaci navržené konstrukce ostění a tím i zlepšit hospodárnost výstavby,
- ověřit, zda platí geomechanický model použitý při návrhu ostění s jeho případnou úpravou zpětnou analýzou,
- zajistit mechanismus a řízení kvality při samotné realizaci podzemního díla,
- **získat informace pro řízení geotechnických rizik**,
- plnit požadavky vedoucí k zajištění bezpečnosti práce.

Metody geotechnického monitoringu jsou různé a slouží ke kontrole navrženého technologického postupu ražení, hlavně při optimalizaci kombinací použitých prvků primárního ostění, délce záběru či členění výrubu. Jeho úlohou je zejména:

- zjištění reálných geotechnických podmínek na čelbě a zatřídění horninového prostředí do technologických tříd výrubu,
- sledování deformací (konvergencí) výrubu a také primárního ostění,
- měření napjatosti na kontaktu hornina – ostění,
- měření napjatosti a přetvoření v okolí výrubu,
- měření vodního režimu v důsledku ražby,
- sledování deformací na povrchu (poklesová kotlina) a v nadloží,
- sledování účinků seismicity způsobené použitím trhacích prací a razících mechanizmů,

- sledování účinků stavby na hygienické limity území (hluk, prach, otřesy etc.).

Na geotechnický monitoring je vypracován Projekt GTM. Měření musí být vyhodnoceno v reálném čase, jelikož jen to vede k získání objektivního obrazu o kvalitě horninového prostředí a jeho reakcí na ražbu. Následně se mohou stanovit vhodná opatření pro nejbližší kroky výstavby a tím předejít vzniknu havarijních či extrémních situací. Výstupy z monitoringu jsou číselné i grafické a po celou dobu musí být uchovány na stavbě, aby byly kdykoliv dostupné. U náročnějších projektů se zřizuje institut Rady monitoringu (RAMO). Po skončení výstavby podzemního díla jsou odevzdány k archivaci investorovi stavby.

9 EKONOMICKÁ KALKULACE

Příčný průřez parkovací tunelové chodby			Jednotková cena [Kč]	Cena konstrukčních částí [Kč]
RAŽBA				
1/2 plochy průřezu	26,253	m^2		
délka obou polovin tunelových chodeb	2889,347	m		
Celkový objem V_R=	***75854,03***	m^3	2 800,00	212 391 275,01 Kč
PRIMÁRNÍ OSTĚNÍ				
1/2 tunelového obvodu:	9,656	m		
délka obou polovin tunelových chodeb	2889,347	m		
tloušťka ostění	0,1	m		
Celkový objem V_P=	***2789,95***	m^3	12 000,00	33 479 441,56 Kč
HYDROIZOLACE				
1/2 tunelového obvodu:	9,656	m		
délka obou polovin tunelových chodeb	2889,347	m		
Celkový plocha S_H=	***27899,54***	m^2	1 200,00	33 479 441,56 Kč
OCHRANNÝ PLÁŠŤ OSTĚNÍ ZE SB				
1/2 tunelového obvodu:	9,656	m		
délka obou polovin tunelových chodeb	2889,347	m		
tloušťka ostění	0,08	m		
Celkový objem V_S=	***2231,96***	m^3	12 000,00	26 783 553,25 Kč
CELKOVÁ CENA KONSTRUKČNÍCH ČÁSTÍ PARKOVACÍ TUNELOVÉ CHODBY:				306 133 711,38 Kč
Příčný průřez páteřní části hlavní tunelové chodby			Jednotková cena [Kč]Z	Cena konstrukčních částí [Kč]
RAŽBA				
1/2 plochy průřezu	18,00	m^2		
délka obou polovin tunelových chodeb	136,87	m		
Celkový objem V_R=	***2463,68***	m^3	2 800,00	6 898 298,40 Kč
PRIMÁRNÍ OSTĚNÍ				
1/2 tunelového obvodu:	8,34	m		
délka obou polovin tunelových chodeb	136,87	m		
tloušťka ostění	0,10	m		
Celkový objem V_P=	***114,16***	m^3	12 000,00	1 369 969,21 Kč
HYDROIZOLACE				
1/2 tunelového obvodu:	8,34	m		
délka obou polovin tunelových chodeb	136,87	m		
Celkový plocha S_H=	***1141,64***	m^2	1 200,00	1 369 969,21 Kč

OCHRANNÝ PLÁŠŤ OSTĚNÍ ZE SB				
1/2 tunelového obvodu:	8,34	m		
délka obou polovin tunelových chodeb	136,87	m		
tloušťka ostění	0,08	m		
Celkový objem V_S=	***91,33***	**m^3**	12 000,00	1 095 975,37 Kč
CELKOVÁ CENA KONSTRUKČNÍCH ČÁSTÍ PÁTEŘNÍ TUNELOVÉ CHODBY:				10 734 212,20 Kč
Podlaha v celém objektu podzemních garáží			Jednotková cena [Kč]	Cena konstrukčních částí [Kč]
PODLAHA				
plocha podlahy	17757,70	m^2		
tloušťka podlahy - litý beton	0,35	m		
Celkový objem V_F=	***6215,20***	**m^3**	4 000,00	24 860 780,00 Kč
CELKOVÁ CENA PODLAH V OBJEKTU:				24 860 780,00 Kč
CELKOVÁ CENA KONSTRUKČNÍCH ČÁSTÍ CELÉHO PODZEMNÍHO OBJEKTU:				**341 728 703,58 Kč**

Pro účely předběžné ekonomické kalkulace se uvažuje 20 % ze stavebních nákladů na technologické vybavení podzemních garáží. Tímto jsou myšleny finanční náklady na větrací zařízení, osvětlení či elektronický protipožární systém.

TECHNOLOGICKÉ VYBAVENÍ PODZEMNÍCH GARÁŽÍ **68 345 740,72 Kč**

CELKOVÁ CENA STAVBY BEZ REZERVY	**410 074 444,29 Kč**

Pro vyčíslení finanční sumy za celkový stavební objekt musí být do kalkulace započítáno 10 % na nezapočtené náklady a rezervy. Ta činí tedy 41 007 444,43 Kč.

CELKOVÁ CENA STAVBY S REZERVOU	**451 081 888,72 Kč**

Při celkovém počtu 377 parkovacích míst bude předběžná cena za jedno parkovací stání **1 196 500 Kč**.

10 TECHNICKÁ ZPRÁVA

10.1 Identifikační údaje

Název stavby: Podzemní garáže v Brně pod Petrovem

Místo stavby: Brno Střed, Kopečná

Obec: Brno

KÚ: Staré Brno

Okres: Brno

Kraj: Jihomoravský

Objednatel: Statutární město Brno
Dominikánské náměstí 196/1
601 67, Brno

Projektantka: Bc. Zuzana Nováková
Stavební fakulta, VUT v Brně
Veveří 331/95
602 00, Brno

Investor: Statutární město Brno
Dominikánské náměstí 196/1
601 67, Brno

Stupeň PD: Studie proveditelnosti

10.2 Urbanistické a architektonické řešení

Celá stavba se nachází v podzemí, proto ve své podstatě nebude architektonické ztvárnění nijak řešeno. Důraz bude kladen pouze na viditelné části stavby a to vjezdový portál, který bude umístěn na ulici Kopečná a také výtahové šachty na Zelném trhu a Šilingrově náměstí.

10.2.1 Vliv stavby na okolí

Ačkoliv se návrh stavby snaží minimalizovat negativní dopady na okolí, budou vlivem ražby dotčeny přilehlé obytné budovy a také komunikace na ulici Kopečná. Ražba celého podzemního díla bude ovlivňovat i stavby umístěné nad samotnými garážemi. Po celou dobu výstavby musí být povrch monitorován a v případě dosažení mezních hodnot budou přijata opatření.

10.2.1.1 Dotčené pozemky a objekty

Stavba podzemních garáží postihne zhruba 20 500 m^2 pozemků. Jedná se jak o pozemky přiléhající ke stavbě, tak pozemky, které se nacházejí nad ražbou stavebního objektu. **Trvalý zábor pozemků se předpokládá pouze v místě budoucího tunelového portálu.** Výkup pozemků zajistí investor stavby. Výčet dotčených pozemků je uveden v příloze C.

10.2.1.2 Napojení garáží na dopravní infrastrukturu

Vzhledem k umístění podzemních garáží, které se nachází v těsné blízkosti dopravního uzlu na Nových Sadech, bude křižovatka přizpůsobena dopravní zátěži vozidel odbočujících do garáží. Součástí napojení stavby na dopravní infrastrukturu bude také řešení vjezdu do garáží z ulice Kopečná.

10.2.2 Vliv stavby na životní prostředí

Stavba bude svým provozem ovlivňovat životní prostředí jen do té míry, jako jakákoliv jiná stavba s hromadným parkováním vozidel. To se týká zejména vypouštění exhalací do okolního prostředí. Tím bude zasažena část vjezdového portálu a také oblast v Denisových sadech, kde bude umístěna větrací šachta. Při realizaci podzemního díla bude v okolí stavby zvýšena míra hluku vlivem použití trhavin. Z tohoto důvodu musí být zamezeno ražbě v noci a v brzkých ranních hodinách.

10.2.2.1 Nakládání s rubaninou

Rubanina bude odvezena na skládku a bude druhotně využita pro jiné stavební účely. Celkový objem rubaniny bude cca. 78 000 m^3. Předpokládaná míra nakypření je cca. 10%, což znamená celkový odvoz vytěžené horniny o objemu 85 800 m^3.

10.3 Základní charakteristika stavby

Podzemní stavba se skládá z více tunelových prvků, které jsou neseny přilehlými horninovými pilíři. Jednotlivé tunely jsou rozděleny na hlavní tunelovou chodbu, na pravou a levou vedlejší tunelovou chodbu. Tyto tři chodby jsou navzájem rovnoběžné. Mezi nimi se nachází tzv. parkovací tunelové chodby, které jsou na ně kolmé. Mezi hlavní tunelovou chodbou a levou vedlejší tunelovou chodbou se nachází devět parkovacích tunelových chodeb, které jsou od sebe odděleny osmi horninovými pilíři. Pravá část podzemních garáží se půdorysně liší, je zde patnáct parkovacích tunelových chodeb, které jsou od sebe vzájemně odděleny čtrnácti horninovými pilíři.

Délka hlavní tunelové chodby od vjezdového portálu je 249,59 m. Délka levé vedlejší tunelové chodby je 114,77 a délka pravé vedlejší tunelové chodby je 192,95 m. Parkovací tunelové chodby mají na levé straně délku 44,93 m respektive 53,27 m na straně pravé.

10.3.1 Příčné uspořádání tunelových chodeb

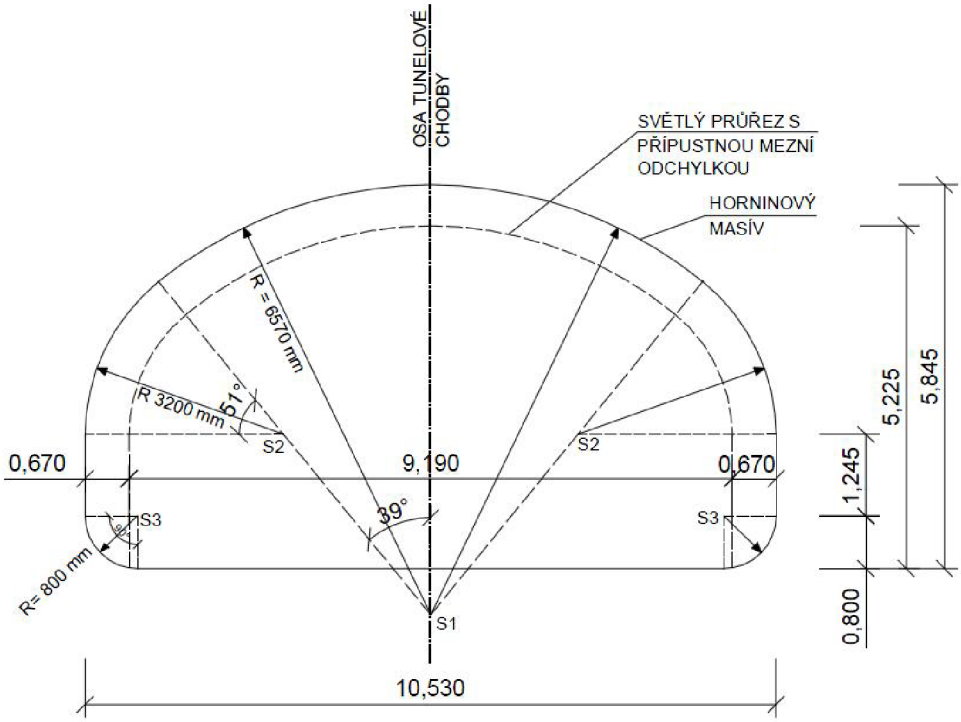
10.3.1.1 Hlavní tunelová chodba

Hlavní tunelová chodba, která je umístěna napříč celým podzemním dílem, se skládá ze dvou částí. První část, která vede od vjezdového portálu, má délku 56,64 m a šířku 10,53 m. Tento příčný profil je uveden na Obr. 10.1. Tato část tunelu je navržena jako obousměrná dvoupruhová s přilehlým chodníkem. Profil této tunelové chodby byl navržen tak, aby svou šířkou odpovídal parkovacím tunelovým chodbám, které měly pro návrh stěžejní význam.

Tloušťka ostění s hydroizolací:	p=2 x 0,19 m
Rezerva:	r=2 x 0,48m
Světlý průřez tunelu s rezervou:	d=9,19 m
Šířka jízdních pruhů:	a= 2 x 2,90 m
Šířka chodníku:	p=3,00 m

Šířka chodníku, která činí 3,00 m, předpokládá v dalších stupních PD umístění zařízení pro zvedání závor a automatu na výdej parkovacích lístků.

Příčný spád komunikace v této části hlavní tunelové chodby je 0,5 %.

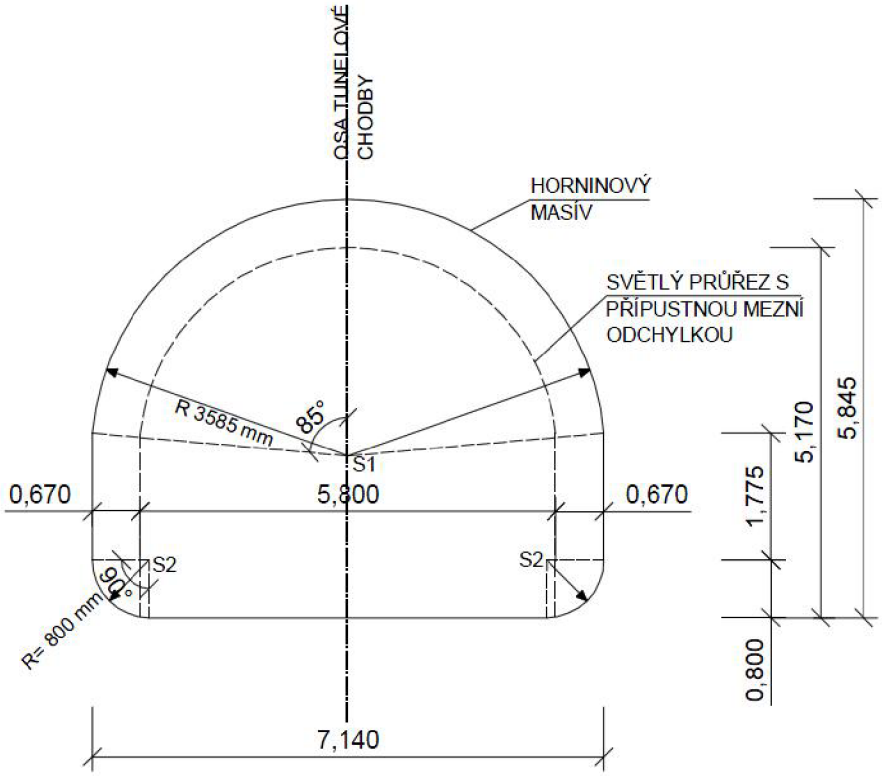


Obr. 10.1 Příčný profil vjezdové části hlavní tunelové chodby

Druhá část hlavní tunelové chodby (páteřní) má délku 192,95. Tento příčný profil má šířku 7,14 m a je uveden na Obr. 10.2. Tato část tunelu je navržena jako obousměrná dvoupruhová bez chodníku.

Tloušťka ostění s hydroizolací:	p=2 x 0,19 m
Rezerva:	r=2 x 0,48m
Světlý průřez tunelu s rezervou:	d=5,80 m
Šířka jízdních pruhu:	a=2 x 2,90 m

Příčný spád komunikace v této části hlavní tunelové chodby je 0,5 %.



Obr. 10.2 Příčný profil páteřní části hlavní tunelové chodby

10.3.1.2 Vedlejší tunelové chodby

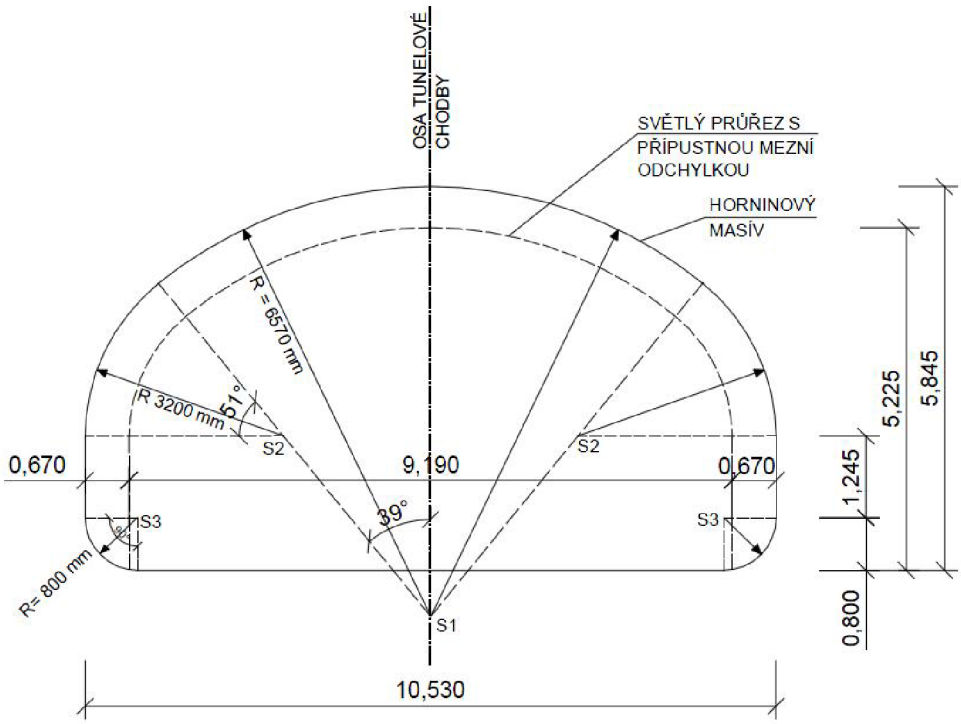
Vedlejší tunelové chodby v podzemní garáži jsou dvě, pravá a levá. Jejich příčné profily jsou identické a shodují se s vjezdovou částí hlavní tunelové chodby. Celková šířka vedlejší tunelové chodby je 10,53 m. Příčné uspořádání vychází z požadavku na parkování vozidel, pojezdu vozidel a chodníku pro pěší.

Tloušťka ostění s hydroizolací:	p=2 x 0,19 m
Rezerva:	r=2 x 0,48m
Světlý průřez tunelu s rezervou:	d=9,19 m
Parkovací pruh:	b=4,90 m
Jízdní pruh:	a=2,90 m
Chodník:	c=1,00 m

Příčný spád komunikace ve vedlejší tunelové chodbě je 0,5 %.

10.3.1.3 Parkovací tunelové chodby

Parkovacích tunelových chodeb je patnáct na straně pravé a devět na straně levé. Tunelové chodby jsou od sebe vzájemně odděleny horninovým pilířem, který má šířku 2,50 m. Celková šířka vedlejší tunelové chodby je 10,53 m a shoduje se s příčným profilem vjezdové části hlavní tunelové chodby (viz Obr. 10.1). Příčné uspořádání vychází z požadavku na parkování vozidel, pojezdu vozidel a chodníku pro pěší.



Obr. 10.3 Příčný profil parkovací tunelové chodby

Tloušťka ostění s hydroizolací:	p=2 x 0,19 m
Rezerva:	r=2 x 0,48m
Světlý průřez tunelu s rezervou:	d=9,19 m
Parkovací pruh:	b=4,90 m
Jízdní pruh:	a=2,90 m
Chodník:	c=1,00 m

Příčný spád komunikace v parkovací tunelové chodbě je 0,5 %.

10.3.2 Směrové řešení

Směrové poměry v prostoru podzemních garáží jsou řešeny v souladu s *ČSN 73 6058 (Hromadné garáže)*. Při změně směru trasy jsou v garážích navrženy prosté kružnicové oblouky. Všechny kružnicové oblouky v ose komunikace mají poloměr r=8,2 m. Podle *ČSN 73 6058 (Hromadné garáže)* je také stanoven minimální poloměr pro pohyb vozidel po kruhové dráze. V souladu s tímto předpisem je doporučeno zaoblit krajní části horninových pilířů poloměrem minimálně 3,5 m.

10.3.3 Výškové řešení

Počva tunelu podzemních garáží se nachází v nadmořské výšce 204,756 m n m. Navržená trasa hlavní tunelové chodby stoupá v celé délce ve sklonu 1,2 %. Stejný podélný spád je navržen ve vedlejších tunelových chodbách. Spád v parkovacích tunelových chodbách je v celé své délce 1,0 %.

10.4 Stavebnětechnické řešení podzemního objektu

10.4.1 Konstrukční řešení

Tvar výrubu je složený s prostých kružnicových oblouků a přímých úseků podle Obr. 10.1 a Obr. 10.2. Celková šířka navrženého příčného profilu v parkovací tunelové chodbě je 10,53 m a výška 5,845 m. Šířka příčného profilu páteřní části hlavní tunelové chodby je 7,140 m a výška 5,845 m.

Základní údaje:

Parkovací tunelové chodby:

- Celková délka ražených částí: 1567,78 bm
- Příčné profily jsou navržené bez protikleneb
- Plocha výrubu: 51,133 m^2
- Horninový pilíř mezi parkovacími tunelovými chodbami: 2,5 m
- Ostění dvouplášťové s mezilehlou stříkanou hydroizolací
- Primární ostění tvoří stříkaný beton SB 30/ typ II/ obor J_2, tloušťky 100 mm, vyztužený KARI sítí 6/100/100 mm.
- Stříkaná hydroizolace tl. 10 mm
- Ochranná vrstva stříkaného betonu tl. 80 mm

Páteřní část hlavní tunelové chodby:

- Celková délka ražených částí: 192,95 bm
- Příčné profily jsou navržené bez protikleneb
- Plocha výrubu: 36,000 m^2
- Ostění dvouplášťové s mezilehlou stříkanou hydroizolací
- Primární ostění tvoří stříkaný beton SB 30/ typ II/ obor J_2, tloušťky 100 mm, vyztužený KARI sítí 6/100/100 mm.
- Stříkaná hydroizolace tl. 10 mm
- Ochranná vrstva stříkaného betonu tl. 80 mm

10.4.2 Ražba

Ražba vlastního profilu bude horizontálně rozčleněna na kalotu (přístropí) a lávku. Délka záběru se předpokládá 1,0 až 3,5 m. V první fázi výstavby bude probíhat ražba a vystrojení kaloty hlavní tunelové chodby, poté bude následovat dobrání a zajištění lávky. Celá ražba hlavní tunelové chodby bude probíhat dohorně. Stejným způsobem bude provedena ražba parkovacích tunelových chodeb.

Délka záběru v místě vjezdového portálu bude pouze 1,0 m z důvodu relativně nízkého nadloží. Ačkoliv se předpokládá, že portálová část bude dále zajištěna, může docházet k lokálním nestabilitám. S ohledem na morfologii masívu bude brzy dosaženo vysokého nadloží a délka záběru může být zvětšena na 3,5 m.

10.4.3 Primární ostění

Primární ostění má nosnou funkci a zajišťuje výrub po celou dobu stavebních prací a následně také za provozu stavby. Primární ostění musí být zhotoveno v nejkratším možném čase po uvolnění výrubu. Stříkaný beton použitý na primární ostění bude prováděn mokrou technologií, aby byla zajištěna stálá a rovnoměrná kvalita betonu a nižší spad.

Ve střednici ostění tloušťky 100 mm budou situovány svařované KARI sítě 6/100/100 mm. KARI sítě musí být umístěny s minimálním přesahem na dvě oka tj. 200 mm.

Skladba primárního ostění:

- Stříkaný beton tloušťky 50 mm – typ SB 30/ typ II/ obor J_2
- Osazení KARI sítě průměru 6 mm s oky 100/100 mm
- Stříkaný beton tloušťky 50 mm – typ SB 30/ typ II/ obor J_2

10.4.4 Hydroizolace

K ochraně proti vodě bude použita pružná hydroizolační stříkaná membrána Masterseal 345. Tato hydroizolace bude aplikována na primární ostění stejnými mechanismy jako stříkaný beton. Její tloušťka se bude pohybovat mezi 3 až 10 mm. Před samotnou aplikací stříkané hydroizolace musí být povrch primárního ostění očištěn a zbaven uvolněných částic.

Po zatvrdnutí membrány (běžně mezi 6-8 hodinami) bude na membránu aplikována vnitřní betonová vrstva. Tloušťka této vrstvy bude 80 mm. Bude se jednat o beton se stěrkovou úpravou. Tato vrstva betonu bude vyztužena KARI sítí s průměrem výztuže 4 mm a velikostí ok 100/100.

10.5 Geotechnický monitoring [TP 237]

Geotechnický monitoring bude během ražby poskytovat průběžné informace o bezprostřední reakci horninového masívu a ostění na samotnou ražbu. Měření bude prováděno jak v podzemí, tak na povrchu území. Výstupem monitoringu budou informace o skutečných geologických a hydrogeologických poměrech lokality, na jejichž základě bude provedeno hodnocení odlišností od původního předpokladu.

Měření monitoringu musí být vyhodnoceno ihned a komplexně za přítomnosti geotechnika či geotechnické skupiny na stavbě. Na základě těchto měření bude operativně přizpůsobován způsob ražby, zajištění výrubu a s ním související délka záběru. Pro neočekávané situace byl příčný profil navržen s dostatečnou rezervou, aby mohlo dojít k zesílení ostění, aniž by to ovlivnilo průjezdný profil podzemních garáží.

Geotechnický monitoring na stavbě se bude skládat z následujících částí:

Geotechnická dokumentace čelby

Geotechnická dokumentace čelby musí být provedena po každém záběru. Do formulářů se zobrazením průřezu výrubu se graficky znázorní úložné poměry na ploše čelby tj. typ horniny, směr a sklon ploch nespojitosti, jejich hustota a charakter. Také se do těchto formulářů musí vyznačit místo a charakter případných vývěrů podzemní vody a její vydatnost. Dokumentuje se také místo a rozsah případných nadvýlomů s uvedením jejich pravděpodobné příčiny.

Měření konvergencí výrubu

Na základě tohoto měření bude optimalizován návrh primárního zajištění výrubu. Měřící body budou fixovány na výztužné KARI sítě ještě před nanesením vrstvy ze stříkaného betonu. Měření bude prováděno geodeticky v intervalech stanoveným projektem monitoringu pomocí samostabilizovatelných přístrojů.

Měření sedání povrchu

Kvalitní horninový masív by měl zajistit minimální sedání povrchu a deformace v poklesové kotlině. Sedání povrchu nad podzemními garážemi bude prováděno přesnou nivelací. Toto měření je nezbytné kvůli zástavbě nad probíhající ražbou a historickým stavbám umístěným v okolí podzemních garáží, kterým je zejména Chrám sv. Petra a Pavla.

Měření deformací horninového prostředí

Měření deformací horninového prostředí v nadloží jednotlivých tunelů bude probíhat pomocí extenzometrů osazených ve vrtech. Měření bude probíhat z povrchu, což umožňuje zachycení části přetváření horninového prostředí před čelbou tunelové chodby.

Měření kontaktních napětí a napjatosti v ostění tunelu

Pokud bude docházet k neočekávanému chování tunelového ostění nebo horninového masívu, bude muset být provedeno měření napjatosti působící na kontaktu mezi ostěním a horninou. Podle tohoto měření bude zpřesněn matematický model popřípadě statický návrh tunelového ostění.

Monitoring podzemních vod

Podzemní voda by zásadně neměla ovlivňovat výstavbu podzemních garáží, nicméně by tato skutečnost měla být ověřena zkušebními vrty in-situ.

10.6 Geotechnická rizika

Prvním rizikem může být skutečnost, že mechanické vlastnosti hornin stanovené geotechnickým průzkumem se výrazně odliší od skutečnosti. Pokud se míra zvětrání či vlhkost výrazně liší od předpokladu, může to zásadně ovlivnit mechanické vlastnosti horninového masívu. Důsledkem by bylo nesprávné stanovení charakteristických a návrhových hodnot skalní horniny, na kterou bezprostředně navazuje změna ve statickém výpočtu. K potížím při ražbě podzemního díla může dojít také v oblasti tektonického styku dvou geologických formací. Reakcí na toto musí být pečlivé geotechnické sledování stavu stykového pásma, a proto zde musí být realizován komplexní monitoring.

Jiný režim podzemní vody než jaký byl předpokládán geotechnickým průzkumem, může také zásadně ovlivnit výstavbu i provoz. V případě výstavby podzemních garáží může docházet k nepředvídatelnému přítoku puklinové vody. Ta by musela být neprodleně odčerpávána a znamenalo by to aktuální úpravu návrhu.

Nesporným rizikem vyskytujícím se při ražbě může být rovněž neočekávaná přítomnost podzemních dutin a prostor v blízkosti podzemního díla nebo jejich postupné šíření směrem k povrchu území. Důsledkem mohou být nesnáze při postupu ražby a vyvolaná nutnost sanace takových dutin. Vyloučit nelze ani možné poškození dotčených nemovitostí na povrchu území nebo dokonce v důsledku i ohrožení lidských životů.

Rizikem při výstavbě může být také narušení či dokonce poškození životního prostředí v okolí stavby. Může docházet k úniku škodlivin při stavbě. Životní prostředí může být narušeno také použitím trhacích prací. Vlivem ražby dochází také ke zvýšenému vývinu prachu, což negativně ovlivňuje životní prostředí. Důsledky takového rizika mohou být jen velmi obtížně finančně vyčíslitelné. V krajním případě může docházet k otřesům, jejichž důsledkem může být snížená stabilita výrubu a také narušená statika okolních budov.

Posledním rizikem spojeným s výstavbou podzemních garáží může být porušení skalního svahu v portálové části přístupové tunelové chodby.

10.7 Bezpečnost práce a ochrana zdraví při výstavbě

Při veškerých stavebních prací musí být dodržena bezpečnost práce a ochrana zdraví, která podléhá normativnímu předpisu *OHSAS 18 001*. Při práci v podzemí a v uzavřených prostor je navíc nutné postupovat podle vyhlášky *ČBÚ č. 55/1996 Sb., zajištění bezpečnosti a ochrany zdraví při práci a bezpečnosti provozu při činnosti prováděné hornickým způsobem v podzemí*.

11 ZÁVĚR

Cílem diplomové práce bylo vypracování studie pro umístění parkovacích prostor ve skalním masívu kopce Petrov v centru města Brna. Vzhledem k výborným mechanickým vlastnostem hornin, v kterých by výstavba probíhala, se zvolený prostor zdá být mimořádně vhodným řešením. Další výhodou je skutečnost, že se tento skalní masív nachází v samém centru města Brna, kde je naprostý deficit parkovacích míst a do podzemních garáží by byl současně velmi snadný přístup nevyžadující složitou změnu dopravního uspořádání.

V úvodních kapitolách této diplomové práce je skalní masív zatříděn podle příslušných tunelářských klasifikací, na jejichž základě se již dá předpokládat vysoká kvalita horniny. Tuto skutečnost potvrzuje i statický výpočet navrženého tunelového profilu garáží. Ten musí být na základě provedeného numerického modelování zajištěn jen minimálním vrstvou výztuže ze stříkaného betonu. Poslední kapitoly této práce se věnují technologii provádění.

Tato práce poukazuje na skutečnost, že skalní masív Petrova je v současné době jedinečnou příležitostí, kam lze podzemní garáže umístit a spojit tak účel stavby s tím co příroda a město nabízí. Při umístění garáží v tomto místě do podzemí by nemusela být realizována výstavba parkovacího domu na povrchu. Takto ušetřený prostor by posléze mohl být využit lépe.

REFERENCE

Knižní publikace:

[1] Müler, P., Novák, Z. /2000/: Geologie Brna a okolí, *Český geologický ústav,* Praha

[2] Svoboda, A. /2001/: Brněnské podzemí – kniha první, *R-Atelier, s.r.o., Botanická ulice 44,* Brno

[3] Svoboda, A. /2005/: Brněnské podzemí – kniha druhá, *R-Atelier, s.r.o., Botanická ulice 44,* Brno

[4] Demek, J. /1965/: Geomorfologie Českých zemí, *Nakladatelství Československé akademie věd,* Praha

[5] Barták, J.: Podzemní urbanismus - řešení problematiky městské infrastruktury, *Časopis STAVEBNICTVÍ 05/2007*

[6] Horák, V. /2007/: Podzemní stavby, *Přednášky VUT,* Brno

[7] Trávníček, I. /1988/: Podzemní stavby, *VUT v Brně,* Brno

[8] Tesař, O. /1990/: Klasifikace skalních a poloskalních hornin, *Projektový ústav dopravních a inženýrských staveb s.p., Praha*

[9] Šimek, J., Barták, J., Bucek, M. /1980/: Zakládání staveb a podzemní stavby, Vydavatelství *ČVUT, Praha*

[10] Rech, S. /1982/: Inženýrskogeologický a geotechnický průzkum pro tramvajový tunel pod Špilberkem. Sborník přednášek „Brno a geologie“, str. 96-103, *ČsVTS., Brno*

[11] Horák, V., Hanák, J. /1987/: Geotechnické vlastnosti granodioritů východní granitoidové zóny brněnského masívu. Ročenka GMS n.p. GEOtest 1986-1987, str. 219-231, *GEOtest., Brno*

[12] Kolymbas, D. /1998/: Geotechnik – Tunnelbau und Tunnelmechanik, *Springer*

[13] Potts, J. D. S. /2002/: Guidelines for the use of advanced numerical analysis, str. 118-127, *Thomas Telford Publishing, London*

[14] PLAXIS v. 8 – Reference Manual, *English version*

[15] Klepsatel, F., Kusý, P., Mařík, L. /2003/: Výstavba tunelů ve skalních horninách, *Bratislava*

[35] Rozsypal, A.: Uplatnění metody řízení rizik v inženýrské geologii a geotechnice, časopis GEOTECHNIKA 3/2009

www zdroje:

[16] Hercynská pohoří [online], poslední aktualizace 19. 4. 2011 v 21:12, *Wikipedie,* Dostupné z WWW: *http://cs.wikipedia.org/wiki/Hercynsk%C3%A1_poho%C5%99%C3%AD*

[17] Bobravská vrchovina [online], poslední aktualizace 20. 6. 2011 v 09:23, *Wikipedie,* Dostupné z WWW*:* *http://cs.wikipedia.org/wiki/Bobravsk%C3%A1_vrchovina*

[18] Brno - Husova [online], Dostupné z WWW: *http://www.fotohistorie.cz/Jihomoravsky/Brno-mesto/Brno_-_mesto/Brno_-_Husova/Default.aspx*

[19] Vrtná prozkoumanost [online], Dostupné z WWW: *http://www.geofond.cz/mapsphere/MapWin.aspx?M_WizID=24&M_Site=geofond&M_Lang=cs*

[20] Hoek, E., Practical Rock Engineering [online], Dostupné z WWW: *http://www.rocscience.com/hoek/corner/3_Rock_mass_classification.pdf*

[21] Trhací práce při ražbě [online], Dostupné z WWW: *http://www.hornictvi.info/prirucka/razba/odstrely.htm*

[22] Zásady pro používání stříkaného betonu [online], Dostupné z WWW: *http://www.ita-aites.cz/files/SB_zasady.pdf*

[23] Prodejní leták firmy BASF – Masterseal 345[online], Dostupné z WWW: *http://www.basf-cc.cz/cs/produkty/podzemnistavby/hydroizolace/masterseal345*

Normy a předpisy:

[24] ČSN 73 1001 (Základová půda pod plošnými základy)

[25] ČSN EN 1997-1 (Navrhování geotechnických konstrukcí)

[26] ČSN 73 3050/1986 (Zemní práce)

[27] ceník 800-2 – Klasifikace hornin podle vrtatelnosti pro vrty pro piloty a pro rýhy pro podzemní stěny

[28] ČSN 73 7501 (Navrhování konstrukcí ražených podzemních objektů)

[29] ČSN 73 6110 (Projektování místních komunikací)

[30] ČSN 73 6056 (Odstavné a parkovací plochy silničních vozidel)

[31] ČSN 73 6058/1987 (Hromadné garáže)

[32] ČSN 73 7507/2006 (Projektování tunelů pozemních komunikací)

[33] ČSN EN 1992-1-1 (Navrhování betonových konstrukcí) – Část 1.1: Obecná pravidla.

[34] TP 237 (Monitoring tunelů pozemních komunikací)

Použitý sofrware:

AutoCAD 2008

Bentley InRoads

Plaxis 2D v. 8.2

SEZNAM OBRÁZKŮ

OBR. 2.1 FRAGMENT PŮVODNÍHO MĚSTSKÉHO OPEVNĚNÍ ZA STŘEDNÍ UMĚLECKO-PRŮMYSLOVOU ŠKOLOU NA ULICI HUSOVĚ [*FOTO Z. NOVÁKOVÁ*] ..... - 13 -
OBR. 2.2 SKLEPNÍ PROSTORY V OKOLÍ CHRÁMU SV. PETRA A PAVLA [*3 – UPRAVENO AUTORKOU*] - 14 -
OBR. 2.3 PŮDORYS PROTILETECKÉHO KRYTU DENIS POD PETROVSKÝM KOPCEM [3] ..... - 15 -
OBR. 2.4 VCHODY DO KRYTU DENIS ..... - 15 -
OBR. 2.5 HISTORICKÉ FOTOGRAFIE PŘED A BĚHEM VÝSTAVBY HUSOVY ULICE [18] ..... - 16 -
OBR. 3.1 GEOMORFOLOGICKÉ SYSTÉMY NA ÚZEMÍ ČR [16] ..... - 17 -
OBR. 3.2 GEOMORFOLOGICKÉ PROVINCIE NA ÚZEMÍ ČR [16] ..... - 18 -
OBR. 3.3 ROZLOHA GEOMORFOLOGICKÉHO CELKU BOBRAVSKÁ VRCHOVINA [17] ..... - 18 -
OBR. 3.4 VRTNÁ PROZKOUMANOST ZÁJMOVÉHO ÚZEMÍ [19] ..... - 19 -
OBR. 3.5 VÝŘEZ Z GEOLOGICKÉ MAPY, M:1:50 000 [1] ..... - 21 -
OBR. 3.6 URČENÍ VOLNÉHO ROZPĚTÍ Z DÉLKY A ŠÍŘKY ZÁBĚRU [6] ..... - 26 -
OBR. 3.7 DIAGRAM PODLE LAUFFERA [6] ..... - 27 -
OBR. 3.8 KLASIFIKACE RQD – VOLBA METODY RAŽENÍ ..... - 30 -
OBR. 3.9 DIAGRAM PRO URČENÍ TECHNOLOGICKÉ SKUPINY A PODMÍNEK RAŽBY ..... - 34 -
OBR. 4.1 ŠIKMÉ ŘAZENÍ [31] ..... - 38 -
OBR. 4.2 PRŮŘEZ RAŽENÉHO TUNELU [32] ..... - 39 -
OBR. 4.3 PRŮJEZDNÝ PROFIL TUNELOVÝCH CHODEB S PARKOVACÍMI STÁNÍMI ..... - 39 -
OBR. 4.4 TLAMOVÝ PRŮŘEZ SLOŽENÝ Z KRUHOVÝCH OBLOUKŮ [12] – PROFIL Č.1 ..... - 40 -
OBR. 4.5 PROFIL Č.1 – TLAMOVÝ PRŮŘEZ SLOŽENÝ Z KRUHOVÝCH OBLOUKŮ ..... - 40 -
OBR. 4.6 PROFIL Č.2 – ZMENŠENÍ POLOMĚRU V PŘÍSTROPÍ ..... - 41 -
OBR. 4.7 PROFIL Č.3 – ODSTRANĚNÍ PROTIKLENBY ..... - 41 -
OBR. 4.8 GEOMETRIE DEFINITIVNÍHO PŘÍČNÉHO USPOŘÁDÁNÍ ..... - 42 -
OBR. 4.9 NAVRŽENÉ DEFINITIVNÍ PŘÍČNÉ USPOŘÁDÁNÍ – PARKOVACÍ CHODBA ..... - 42 -
OBR. 4.10 PRŮJEZDNÝ PROFIL HLAVNÍ PÁTEŘNÍ TUNELOVÉ CHODBY ..... - 43 -
OBR. 4.11 NAVRŽENÝ PŘÍČNÝ ŘEZ HLAVNÍ PÁTEŘNÍ TUNELOVÉ CHODBY ..... - 44 -
OBR. 4.12 VARIANTA A - PŮDORYSNÉ ŘEŠENÍ PODZEMNÍ GARÁŽE (ORTOFOTO MAPA) ..... - 45 -
OBR. 4.13 VARIANTA A - PŮDORYSNÉ ŘEŠENÍ PODZEMNÍ GARÁŽE (KATASTRÁLNÍ MAPA) ..... - 45 -
OBR. 4.14 VARIANTA B - PŮDORYSNÉ ŘEŠENÍ PODZEMNÍ GARÁŽE ..... - 46 -
OBR. 4.15 VARIANTA B - PŮDORYSNÉ ŘEŠENÍ PODZEMNÍ GARÁŽE (KATASTRÁLNÍ MAPA) ..... - 47 -
OBR. 4.16 PODÉLNÝ PROFIL V MÍSTĚ HLAVNÍ KOMUNIKACE PODZEMNÍ GARÁŽE ..... - 49 -
OBR. 4.17 VRTÁNÍ ŠACHTY S PILOTNÍM VRTEM VE DVOU FÁZÍCH [6] ..... - 50 -
OBR. 4.18 VRTACÍ PLOŠINA ALIMAK [6] ..... - 51 -
OBR. 5.1 VRTÁNÍ A ODSTŘEL – CYKLICKÝ POSTUP PRACÍ [6] ..... - 52 -
OBR. 5.2 PRSTENCOVÁ METODA, POSTUP PRACÍ [6] ..... - 53 -
OBR. 5.3 PROVOZNÍ A VAROVNÉ STAVY KONSTRUKCE DANÉ ODCHYLKOU SKUTEČNÉ ODEZVY OD PROJEKTU [34] ..... - 54 -

OBR. 5.4 PŘÍKLADY ROZPOJOVÁNÍ HORNINY PŘI NRTM [6] ..... - 55 -
OBR. 6.1 ZÁKLADNÍ MYŠLENKA LINEÁRNĚ ELASTICKÉHO MODELU ..... - 58 -
OBR. 6.2 ZÁKLADNÍ MYŠLENKA ELASTICKÉHO-PERFEKTNĚ PLASTICKÉHO MODELU (MOHR-COULOMB) ..... - 59 -
OBR. 6.3 ZNÁZORNĚNÍ KONCEPTU JOINTED ROCK MODELU [14] ..... - 60 -
OBR. 6.4 SITUACE S VYZNAČENÍM POSUZOVANÉHO ŘEZU 1-1´ ..... - 61 -
OBR. 6.5 PROSTOROVÉ PŮSOBENÍ ČELA TUNELU [13] ..... - 62 -
OBR. 6.6 KONVERGENCE TUNELU – KOEFICIENT Λ [13] ..... - 63 -
OBR. 6.7 UKÁZKA APLIKACE KOEFICIENTU B [14] ..... - 63 -
OBR. 6.8 SCHÉMA SLOUŽÍCÍ K PARAMETRICKÉ STUDII KOEFICIENTU B ..... - 65 -
OBR. 7.1 VÝSLEDNÁ GEOMETRIE PODZEMNÍ GARÁŽE V ŘEZU 1-1´ ..... - 70 -
OBR. 7.2 TVORBA TUNELOVÉHO OSTĚNÍ POMOCÍ NÁSTROJE "TUNNEL DESIGNER" ..... - 70 -
OBR. 7.3 GRAFICKÉ ZNÁZORNĚNÍ PRO STANOVENÍ MODELOVÉ TÍHY W ..... - 71 -
OBR. 7.4 ZADÁNÍ MATERIÁLOVÝCH A PRŮŘEZOVÝCH CHARAKTERISTIK OSTĚNÍ ..... - 72 -
OBR. 7.5 ZADÁNÍ VSTUPNÍCH HODNOT U DIABASŮ ..... - 72 -
OBR. 7.6 ZADÁNÍ VSTUPNÍCH HODNOT U GRANODIORITŮ ..... - 73 -
OBR. 7.7 VYGENEROVANÁ SÍŤ KONEČNÝCH PRVKŮ ..... - 74 -
OBR. 7.8 HLADINA PODZEMNÍ VODY ..... - 74 -
OBR. 7.9 POČÁTEČNÍ NAPJATOST ..... - 75 -
OBR. 7.10 POSTUP VÝSTAVBY VZHLEDEM K JEDNOTLIVÝM TUNELOVÝM CHODBÁM A SMĚRY HLAVNÍCH NAPĚTÍ V POSLEDNÍ 40. FÁZI ..... - 76 -
OBR. 7.11 ILUSTRAČNÍ SCHÉMA PRŮBĚHU VÝPOČTU ..... - 78 -
OBR. 7.12 HORIZONTÁLNÍ EFEKTIVNÍ NAPĚTÍ Σ_{XX} ..... - 79 -
OBR. 7.13 DETAIL HORIZONTÁLNÍHO EFF. NAPĚTÍ Σ_{XX} V HORNINOVÉM MASÍVU TUNELOVÉ CHODBY "5" ..... - 80 -
OBR. 7.14 VERTIKÁLNÍ EFEKTIVNÍ NAPĚTÍ Σ_{YY} V HORNINOVÉM MASÍVU ..... - 80 -
OBR. 7.15 DETAIL VERTIKÁLNÍHO EFF. NAPĚTÍ Σ_{YY} V HORNINOVÉM MASÍVU TUNELOVÉ CHODBY "5" - 80 -
OBR. 7.16 NORMÁLOVÉ SÍLY N_{MAX} ..... - 81 -
OBR. 7.17 POSOUVAJÍCÍ SÍLY V_{MAX} ..... - 81 -
OBR. 7.18 OHYBOVÉ MOMENTY M_{MAX} ..... - 82 -
OBR. 7.19 VODOROVNÉ DEFORMACE U_X ..... - 82 -
OBR. 7.20 VERTIKÁLNÍ DEFORMACE U_Y ..... - 83 -
OBR. 7.21 CELKOVÉ DEFORMACE U_{TOT} ..... - 83 -
OBR. 7.22 INTERAKČNÍ DIAGRAM S HODNOTAMI PRO OSTĚNÍ KALOTY ..... - 91 -
OBR. 7.23 INTERAKČNÍ DIAGRAM S HODNOTAMI PRO KOMPLETNÍ OSTĚNÍ ..... - 93 -
OBR. 7.24 GEOMETRIE MODELU ..... - 97 -
OBR. 7.25 ZÁVISLOST NAPĚTÍ NA VELIKOSTI HORNINOVÉHO PILÍŘE ..... - 99 -

OBR. 7.26 ZÁVISLOST CELKOVÉ DEFORMACE NA VELIKOSTI HORNINOVÉHO PILÍŘE ..... - 99 -
OBR. 8.1 SCHÉMA PODZEMNÍ GARÁŽE ..... - 100 -
OBR. 8.2 PLOCHY ČLENĚNÉHO VÝRUBU ..... - 101 -
OBR. 8.3 SCHÉMA POSLOUPNOSTI RAŽBY V CYKLECH 1 AŽ 18 ..... - 102 -
OBR. 8.4 POSTUP VÝSTAVBY ..... - 103 -
OBR. 8.5 TŘÍLAFETOVÝ, POČÍTAČEM ŘÍZENÝ, VRTACÍ VŮZ AC ROBOT BOOMER [15] ..... - 104 -
OBR. 8.6 SCHÉMA SBÍHAVÝCH ZÁLOMŮ [15] ..... - 105 -
OBR. 8.7 MOŽNÉ VRTNÉ SCHÉMA METODY HLADKÉHO VÝLOMU [6] ..... - 106 -
OBR. 8.8 SYSTÉM STAVEBNÍHO VĚTRÁNÍ [6] ..... - 107 -
OBR. 8.9 NAKLADAČE RUBANINY ..... - 108 -
OBR. 8.10 STŘÍKANÁ HYDROIZOLACE [6] ..... - 111 -
OBR. 10.1 PŘÍČNÝ PROFIL VJEZDOVÉ ČÁSTI HLAVNÍ TUNELOVÉ CHODBY ..... - 119 -
OBR. 10.2 PŘÍČNÝ PROFIL PÁTEŘNÍ ČÁSTI HLAVNÍ TUNELOVÉ CHODBY ..... - 120 -
OBR. 10.3 PŘÍČNÝ PROFIL PARKOVACÍ TUNELOVÉ CHODBY ..... - 121 -

SEZNAM TABULEK

TAB. 3.1 ÚDAJE O VRTNÉ PROZKOUMANOSTI ZÁJMOVÉ LOKALITY ..... - 20 -
TAB. 3.2 ZATŘÍDĚNÍ ZASTIŽENÝCH ZEMIN ..... - 24 -
TAB. 3.3 ZATŘÍDĚNÍ ZASTIŽENÝCH ZEMIN PODLE TŘÍD TĚŽITELNOSTI A VRTATELNOSTI ..... - 24 -
TAB. 3.4 KLASIFIKACE PODLE TLAČIVOSTI [6] ..... - 25 -
TAB. 3.5 KLASIFIKACE PODLE RAŽNOSTI [6] ..... - 25 -
TAB. 3.6 KLASIFIKACE PODLE ZVODNĚNÍ [6] ..... - 26 -
TAB. 3.7 KLASIFIKACE PRO NRTM [6] ..... - 27 -
TAB. 3.8 KLASIFIKACE PODLE M. M. PROTODJAKONOVA ..... - 29 -
TAB. 3.9 KLASIFIKACE RMR – BODOVÉ HODNOCENÍ [20] ..... - 31 -
TAB. 3.10 KLASIFIKACE RMR – ZPŮSOB RAŽBY A ZAJIŠTĚNÍ VÝRUBU [20] ..... - 32 -
TAB. 3.11 TECHNOLOGIE VÝSTAVBY PODZEMNÍHO DÍLA I. TECHNOLOGICKÉ SKUPINY ..... - 34 -
TAB. 3.12 GEOTECHNICKÉ PARAMETRY HORNIN [10] ..... - 35 -
TAB. 4.1 ZÁKLADNÍ ROZMĚRY VOZIDEL [30] ..... - 37 -
TAB. 4.2 VELIKOST STÁNÍ, ŠÍŘKA KOMUNIKACÍ MEZI STÁNÍMI [31] ..... - 38 -
TAB. 6.1 KOEFICIENT B - HODNOTY ODEZVY MASÍVU A OSTĚNÍ ..... - 64 -
TAB. 7.1 CHARAKTERISTICKÉ HODNOTY HORNINOVÉHO MASÍVU ..... - 66 -
TAB. 7.2 DÍLČÍ SOUČINITELE NA PARAMETRY ZEMIN [25] ..... - 66 -
TAB. 7.3 NÁVRHOVÉ HODNOTY HORNINOVÉHO MASÍVU ..... - 67 -
TAB. 7.4 VLASTNOSTI STŘÍKANÉHO BETONU ..... - 67 -
TAB. 7.5 VLASTNOSTI OCELI ..... - 67 -
TAB. 7.6 NÁVRHOVÉ HODNOTY OBJEMOVÉ TÍHY ..... - 68 -
TAB. 7.7 FÁZE VÝPOČTU ..... - 77 -
TAB. 7.8 TABULKA VÝSLEDNÝCH HODNOT PŘI ZMĚNĚ HORNINOVÉHO PILÍŘE-KALOTA ..... - 98 -
TAB. 7.9 TABULKA VÝSLEDNÝCH HODNOT PŘI ZMĚNĚ HORNINOVÉHO PILÍŘE-CELÉ OSTĚNÍ ..... - 98 -
TAB. 8.1 DOPORUČENÉ HODNOTY PRO SKLADBU BETONOVÝCH SMĚSÍ [22] ..... - 110 -

SEZNAM PŘÍLOH

A	GEOLOGICKÝ ŘEZ VYVÝŠENINOU PETROVA	M 1:500
B	VÝHLEDOVÁ SITUACE PARKOVÁNÍ	
C	DOTČENÉ PARCELY	
01	PŘEHLEDNÁ SITUACE	M 1:1000
02	DISPOZICE – PŮDORYS	M 1:500
03	DISPOZICE- VZOROVÉ PŘÍČNÉ ŘEZY	M 1:100
04	DISPOZICE. PODÉLNÝ ŘEZ	M 1:1000