



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra geotechniky

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

Akceptovatelnost lokální výztuže primárního ostění ze statického hlediska
Acceptability of local reinforcement of primary lining from the static point of view

2022

Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Vedoucí práce: **Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.**



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
Fakulta stavební
Thákurova 7, 166 29 Praha 6



ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Hobza	Jméno: Jáchym	Osobní číslo: 482395
Zadávající katedra: Geotechniky		
Studijní program: Stavební inženýrství		
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby		

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Akceptovatelnost lokální výztuže primárního ostění ze statického hlediska	
Název bakalářské práce anglicky: Acceptability of local reinforcement of primary lining from the static point of view	
Pokyny pro vypracování: Bakalářská práce se bude zabývat problematikou vyztužení primárního ostění podzemních staveb budovaných observačními metodami a jejich akceptovatelností ze statického hlediska. Bude řešit zejména následující oblasti předmětné problematiky:	
<ol style="list-style-type: none">1. Rešerše možností vyztužení primárního ostění podzemních staveb2. Rešerše návrhových přístupů v ČR ve smyslu Eurocode 73. Zpracování zjednodušených 3D numerických modelů zkoumajících vliv lokální výztuže (výztužné rámy) v primárním ostění v závislosti na jejich vzájemné vzdálenosti(délce záběru)4. Rešerše přístupů k této problematice v ČR5. Ekonomické zhodnocení vlivu započítání/nezapočítání lokální výztuže do statického návrhu díla6. Doporučení pro další vývoj	
Seznam doporučené literatury:	
<ol style="list-style-type: none">1. Příspěvky ze sborníků tuzemských i zahraničních konferencí o podzemních stavbách2. Odborné tuzemské i zahraniční časopisy zabývající se problematikou podzemního stavitelství3. Statické výpočty a výkresové přílohy vybraných podzemních staveb (Tunelový komplex Blanka, Lochkovský tunel, Metro v Praze, tunel Mezno, Dobrovského tunel apod.)4. Uživatelské manuály vybraných software5. Vybrané položky cenové soustavy ÚRS	
Jméno vedoucího bakalářské práce: Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.	
Datum zadání bakalářské práce: 10.2.2022	Termín odevzdání BP v IS KOS: 15.5.2022
<i>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</i>	
Podpis vedoucího práce	Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

<i>Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v bakalářské práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.</i>	
Datum převzetí zadání	Podpis studenta(ky)



Prohlášení

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci na téma vliv průzkumné štoly na ražbu podzemního díla vypracoval samostatně, pouze za odborných konzultací s vedoucím bakalářské práce panem Ing. Alexandrem Butovičem, Ph.D.

Dále prohlašuji, že jsem uvedl všechny použité informační prameny v seznamu použitých zdrojů.

V Praze dne 14. 5. 2022



Poděkování

Rád bych poděkoval svému vedoucímu bakalářské práce Ing. Alexandru Butovičovi, Ph.D. za odborné vedení, nadšení do problematiky a čas věnovaný této bakalářské práci. Také bych rád poděkoval Ing. Janu Ježkovi za velkou pomoc se softwarem Plaxis 3D.



Abstrakt

Bakalářská práce se zabývá vlivem lokální výztuže primárního ostění na celkový přenos sil a stabilitu podzemního díla.

Klíčová slova

Lokální výztuž, délka záběru, výztužné rámy, primární ostění

Abstract

The bachelor thesis deals with the influence of local reinforcement of primary lining on the transmission of forces and the stability of underground construction.

Key words

Local reinforcement, length of advance, rib, primary lining



Obsah

1	ÚVOD	10
2	DRUHY DOČASNÉ VÝSTROJE	11
2.1	Výdřeva	11
2.2	Stříkaný beton	11
2.3	Výztužné rámy	12
2.4	Svorníková výztuž	13
2.5	Doplňující opatření	14
3	NAVRHOVÁNÍ KONSTRUKCÍ DLE EVROPSKÝCH NOREM	15
3.1	Návrhové přístupy dle Eurokódu 7	15
3.1.1	Návrhový přístup 1	16
3.1.2	Návrhový přístup 2	16
3.1.3	Návrhový přístup 3	16
3.2	Uvažování s výztužnými rámy dle Eurokódu 2	17
4	PŘÍSTUPY K PROBLEMATICE VÝZTUŽNÝCH RÁMŮ V ČR	19
4.1	Metro D	19
4.2	Tunel Mezno	20
4.3	Tunelový komplex Blanka	20
4.4	Tunel Panenská	21
4.5	Královopolský tunel	21
4.6	Tunel Klimkovice	21
4.7	Vítkovské tunely	22
4.8	Tunel Mrázovka	22
5	NUMERICKÝ 3D MODEL	23
5.1	Plaxis	23
5.2	Popis modelu	23



5.2.1	Horniny skalního prostředí	24
5.2.2	Parametry výrubu	25
5.2.3	Primární ostění	26
5.2.4	Okrajové podmínky výpočtu	28
5.3	Výsledky modelu	29
5.3.1	Úvod	29
5.3.2	Model pro záběr 2 metry	32
5.3.3	Model pro záběr 1,5 metru	38
5.3.4	Model pro záběr 1 metr	41
5.4	Shrnutí výsledků	43
6	EKONOMICKÝ VLIV ZAPOČÍTÁNÍ LOKÁLNÍ VÝZTUŽE	46
7	ZÁVĚR	48
8	POUŽITÉ ZDROJE	49
8.1	Bibliografie	49
8.2	Seznam obrázků	51
8.3	Seznam tabulek	51
8.4	Seznam grafů	52



SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK

a	Strana čtverce idealizovaného trámu
A1, A2, A3	Soubory dílčích součinitelů zatížení
A_{NP}	Plocha náhradního profilu
A_{s1}	Obsah plochy dolní výztuže
$A_{s1,rám}$	Obsah plochy dolní výztuže včetně rámu
A_{s2}	Obsah plochy horní výztuže
$A_{s2,rám}$	Obsah plochy horní výztuže včetně rámu
b	Osová vzdálenost
b_1	Vzdálenost mezi polovinou osově vzdálenosti trámů a trámem
b_{eff}	Spolupůsobící šířka
b_w	Šířka trámu
c_{ef}	Soudržnost
ČR	Česká republika
e	Souřadnice těžiště
E_B	Modul pružnosti stříkaného betonu
$E_{B, stáří 3 dny}$	Modul pružnosti stříkaného betonu ve stáří 3 dny
E_d	Návrhové zatížení
E_{def}	Modul přetvárnosti
$E_{I_{bez rámu}}$	Ohybová tuhost ostění v oblasti bez rámu
$E_{I_{s rámem}}$	Ohybová tuhost ostění v oblasti s rámem
E_m	Modul pružnosti modifikovaného profilu
E_s	Modul pružnosti oceli
$f_{1,2}$	Těžiště náhradního profilu
h	Výška
h_m	Výška modifikovaného profilu
I	Moment setrvačnosti
I_{NP}	Moment setrvačnosti náhradního profilu
M	Ohybový moment
M1, M2, M3	Soubory dílčích součinitelů pro únosnost
$m_{1,2}$	Převodní součinitel stříkaného betonu



N	Normálová síla
NRTM	Nová rakouská tunelovací metoda
PG	Post-Grouting
r	Poloměr
R1, R2, R3	Soubory dílčích součinitelů parametrů zemin
R _d	Návrhová únosnost
SB	Stříkaný beton
SN	Store-Norfoss
t	Čas
TBM	Tunnel boring machine
t _r	Referenční čas
ÚRS	Ústav racionalizace ve stavebnictví
α	Mocninný koeficient
γ	Objemová tíha
ν	Poissonovo číslo
φ _{ef}	Úhel vnitřního tření



1 ÚVOD

Bakalářská práce se zabývá působením lokální výztuže, především svařovaných ocelových příhradových ráků v primárním ostění podzemních děl. Cílem práce je zejména:

- posoudit jejich míru vlivu na přenos vnitřních sil a únosnost primárního ostění
- přibližně stanovit meze, kdy je vhodné a ekonomicky výhodné s touto výztuží uvažovat
- nastínit další možnosti výzkumu v této oblasti.

Současné normy použití výztužných ráků nepředepisují. V české tunelářské odborné veřejnosti se dlouhodobě vedou diskuse, zda s výztužnými ráky uvažovat či nikoliv. Názory se velmi liší, jedná se o téma, které je stále otevřené.

Tato práce by měla být příspěvkem do této diskuse a na vytvořených 3D modelech ukázat představu o působení výztužných ráků.



2 Druhy dočasné výstroje

Primární, neboli provizorní ostění, má pouze dočasnou funkci. Jeho hlavním účelem je přenést horninový tlak a vlastní tíhu konstrukce do té doby, než bude vybudováno sekundární ostění. Poté je uvažováno s tím, že dochází k postupné degradaci primárního ostění a sekundární ostění přenáší veškeré působící zatížení. (1)

Další důležitou úlohou primárního ostění je zajištění výrubu tak, aby nemohlo dojít ke ztrátě stability horniny, která by při pádu mohla zranit či ohrozit někoho na stavbě, včetně následné výplně nadvýlomů.

Při realizaci podzemních děl pomocí Nové rakouské tunelovací metody má primární ostění zvláštní úlohu. Tím, že je umožněna „jistá“ deformace, dochází ke snížení namáhání ostění, a tedy i k snížení potřebného vyztužení, což vede k nižším celkovým nákladům na výstavbu tunelu. Důležité je správné načasování růstu tuhosti primárního ostění, aby došlo ke správnému snížení namáhání a zároveň, aby byly dodrženy přípustné meze deformací. (2)

V této kapitole budou dále popsány jednotlivé součásti dočasného vystrojení, které se používají v podzemních stavbách a jsou nezbytné pro jeho správné fungování.

2.1 Výdřeva

Výdřeva, skládající se z dřevěných prvků, se v dnešním podzemním stavitelství téměř nepoužívá. Jedná se o dočasné vystrojení výrubu, které předcházelo provedení definitivní obezdívky, většinou z kamenných kvádrů, případně z cihel. Jednou z výhod výdřevy byly její zvukové projevy při nadměrných deformacích. (2)

Naši předci se naučili používat výdřevu velmi dobře. Ke větší efektivitě staveb vyvinuli různé soustavy – rakouská modifikovaná, německá, belgická, italská a jiné. Soustavy se liší především umístěním a pořadím otevírání dílčích výrubů. I s těmito z dnešního pohledu historickými metodami byly postaveny dlouhé železniční tunely jako například původní Gotthardský tunel s délkou 14,982 km nebo železniční tunel Simplon s délkou 19,803 km. (3) (4)

Dnes se už výdřeva při běžných ražbách nepoužívá, má své uplatnění jako havarijní výztuž, kdy se využívá její snadné a rychlé instalace pro konkrétní umístění. (2)

2.2 Stříkaný beton

Počátky stříkaného betonu lze datovat už na začátek 20. století. Nicméně většího rozšíření se mu dostalo až po druhé světové válce. Jeho uplatnění v podzemním stavitelství umožnilo jeden z největších pokroků v dějinách tunelářství. Stříkaný beton umožnil rychlé zajištění velkých ploch výrubu, což dovolilo rychlejší postup výstavby.

Stříkaný beton má svá specifika, která ho odlišují od běžného betonu. Jedná se zejména o poměr vody a cementu, který určuje výslednou kvalitu stříkaného betonu. Běžně se pohybuje okolo hodnoty vodního součinitele 0,5. Dále jsou rozhodující urychlovače tuhnutí, což hraje velkou roli při nárůstu tuhosti ostění při použití nové rakouské tunelovací metody.

Do stříkaného betonu se přidávají mikrosilika obsahující jemnou látku tvořenou oxidem křemičitým, která zvyšuje pevnost betonu v tlaku a díky její soudržnosti a lepivosti je umožněn nástřik silnějších vrstev. Dávka mikrosilik se pohybuje až do 8 % hmotnosti cementu. (5)



Stříkaný beton lze rozdělit na dva základní druhy. Suchý stříkaný beton je historicky starší. Suchá betonová směs v podobě prášku je dopravována do trysky, kde je poté míchána s vodou a urychlovačem tuhnutí. Pro tuto technologii je sice potřeba méně vybavení, nicméně dochází k jeho většímu opotřebení.

Mladší mokrá stříkaný beton, dnes standardně používaný v tunelářství, oproti tomu vyžaduje více vybavení. Již mokrá směs se dopravuje ke trysce, kde je promíchána s vodou a urychlovači tuhnutí. Hlavní výhodou je omezení spadu stříkaného betonu, a to až na polovinu. (6)

Stříkaný beton je vyztužován dle potřeby ocelovými svařovanými sítěmi a výztužnými oblouky – rámy. Důležité je, aby bylo zajištěno dobré prostříkání betonu skrz výztuž a jeho přilnutí k hornině. Ocelové sítě mají profily výztuže poloměru zpravidla 6 mm, 8 mm, výjimečně i 10 mm. Větší profily se nepoužívají, zejména kvůli obtížné manipulaci na stavbě.

2.3 Výztužné rámy

Pro upevnění ocelových svařovaných sítí se používají ocelové výztužné rámy, někdy nazývané jako žebrovaná výztuž. Spolupůsobení rámu se zbytkem primárního ostění je předmětem této práce. V kapitole 4 se lze dočíst o současném přístupu k této problematice v České republice, v kapitole 5 je pak popsáno modelování spolupůsobení výztužných rámu v primárním ostění.

V minulosti hojně používané výztužné rámy byly ocelové poddajné rámy typu TH a K. Liší se tvarem, průřez „K“ bývá lidově nazýván také jako korýtková výztuž. Výhodou poddajné výztuže je umožnění vzájemného proklouznutí dílů výztuže ve spojích, k němuž dojde při nadměrném zatížení konstrukce. Díky proklouznutí se umožní další deformace horniny, která způsobí snížení tlaku na výztuž, a nedojde tak ke kolapsu konstrukce a výztuž zůstává bez poškození nadále plně funkční.

Dnes má poddajná výztuž využití především v hornictví a při realizaci nebo rekonstrukcích kanalizačních štol. V tunelech se většinou používají jiné typy rámu, zejména kvůli nevhodnému tvaru poddajné výztuže pro prostříkání betonem. Navíc by probetonováním poddajná výztuž ztratila svoji výhodu – umožnění proklouznutí. Své uplatnění však najde tam, kde geologické poměry vyžadují větší okamžitou únosnost primárního ostění. (7)

Válcované profily I nebo U se aplikují pouze výjimečně, do atypických profilů tunelů a štol. Válcované profily HEB, které jsou velmi únosné a schopné okamžitě přenášet zatížení, se s výhodou použijí v tlačivých horninách u velkých tunelů nebo tam, kde je z různých důvodů požadována minimalizace deformačního účinku ražeb. Spojovány jsou pomocí styčných plechů a šroubů. Obecně válcované profily (i poddajná výztuž) jsou používány jako výztužné rámy v tunelářství pouze výjimečně, protože neumožňují z hlediska své geometrie kvalitní prostříkání betonem, a tedy i dobré spolupůsobení se zbytkem primárního ostění.

Pro lepší zastříkání betonem byla vyvinuta hvězdicová ocelová výztuž. Jedná se o plnostěnnou výztuž, která je svojí geometrií přizpůsobena aplikaci stříkaného betonu. (2)



Obrázek 1 Příhradové výztužné rámy „Bretex“ (37)

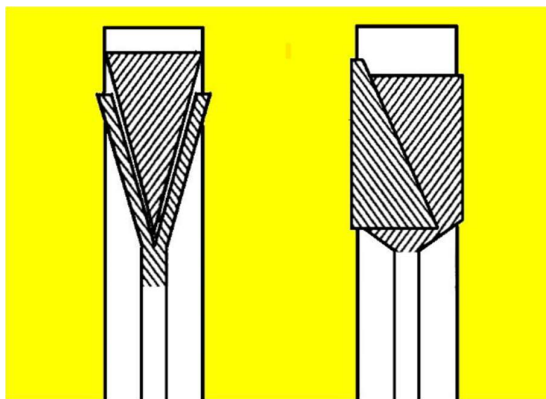
Nejpoužívanějším typem výztužných ráků je příhradová výztuž, svařovaná z betonářské oceli. Někdy se také dle názvu jednoho z výrobců užívá v ČR označení „Bretex“. Skládá se ze tří, případně čtyř podélných ocelových profilů o průměru 20 až 30 mm. Svým tvarem umožňuje velmi dobré prostříkání, a tedy i dokonalé spolupůsobení ocelových profilů s betonem. Navíc se tyto ráky výborně hodí k připojení výztužných sítí.

Ráky se skládají z jednotlivých dílů, jejichž geometrie odpovídá tvaru teoretického výrubu navrhovaného podzemního díla. S jednotlivými díly lze díky jejich nižší váze v tunelu snadněji manipulovat. Spojovány jsou pomocí styčných plechů a šroubů nebo spojovacích úhelníků. Po zabetonování vytvoří v podstatě „skrytý trám“ v ostění. Obdobný princip skrytého trámu se například používá u podest schodišť, kdy okraj desky podesty je vyztužen silnějšími podélnými pruty. (2)

Zajímavostí mezi výztužnými ráky je kombinace plnostěnné výztuže HEB a příhradové svařované výztuže. Pro tuto výztuž se vžil název „Hebrex“, který vznikl jako složenina z názvu profilu HEB a výztuže „Bretex“. Cílem této výztuže je kombinovat dobré vlastnosti ráků z příhradové výztuže a plnostěnných válcovaných profilů. „Hebrex“ má tedy vyšší ohybovou tuhost, která je okamžitá po smontování rámu, ale zároveň umožňuje relativně dobré prostříkání i spolupůsobení s betonem. (8)

2.4 Svorníková výztuž

Svorníková výztuž má za úkol přikotvit líc výrubu do vzdálenější oblasti horniny. Jedná se o tahovou výztuž, která minimalizuje nebezpečí usmyknutí horniny. Délka svorníků se pohybuje mezi jednou čtvrtinou až jednou polovinou šířky výrubu (v závislosti na velikosti profilu). Po upnutí vzniká zóna s lepšími smykovými parametry. (2)



Obrázek 2 Klínkový a šroubový svorník (9)

Svorníky jsou dnes nedílnou součástí podzemního stavitelství. Standardně se vyrábějí z oceli, nebo z ocelových plechů, ze kterých je tvořen uzavřený průřez svorníku. Dalším materiálem mohou být i kompozity nebo plasty, například laminátové svorníky. Do horniny jsou svorníky z laminátu upevněny cementovou směsí nebo dvousložkovou syntetickou pryskyřicí. Využití najdou zejména tam, kde se v budoucnu plánuje jejich odstranění, například při kotvení čelby či při budoucím provádění bočních výrubů. Kromě snadné destrukce



laminátových svorníků jejich další výhodou tkví v životnosti, jelikož tento materiál nepodléhá korozi. (2)

Ocelové svorníky mechanicky upnuté (na svém konci) jsou klínkový a šroubový svorník. Klínkový svorník je velice jednoduchý, jeho naříznutá pata se narazí na klínek, čímž dojde k rozevření paty a uchycení svorníku v hornině. Šroubový svorník se aktivuje pootočením, při kterém dojde ke stejnému efektu a upnutí.

Další metoda, jak zajistit upnutí svorníků v hornině, je použití tmelů nebo cementové malty (upnutí po celé délce svorníku). Upnutí tmelem se provádí pomocí ampulí, které jsou vloženy do vrtu a oddělené na ampuli s pryskyřicí a ampuli se ztužidlem. Zaražením tyče dojde k jejich roztržení a vrtným kladivem k promíchání. Velkou výhodou je rychlá aktivace, po vytvrnutí trvajícím pár minut je svorník připraven k přenosu sil. (9)

Upnutí svorníku pomocí cementové směsi se provádí dvěma způsoby. První způsob předpokládá vyplnění vrtu cementovou směsí před osazením svorníku, např. SN svorníky. Druhý způsob upnutí je nízkotlaké injektování již prostřednictvím vloženého svorníku. Injektáž může probíhat od paty nebo od ústí vrtu. Tyto svorníky se poté nazývají např. PG svorníky.

Zajímavou metodu upnutí využívají hydraulické svorníky. Svorník z vysokotažné oceli se zavínutým plechem dřívku se vloží do vrtu a pomocí vysokého tlaku vody se roztáhne a přitlačí ke stěně vrtu. Tření mezi dřívkem a stěnou vrtu poté brání vytažení svorníku. (9)

2.5 Doplnující opatření

V případě hrozby, že by hornina bez vystavěného primárního ostění (nevystrojený výrub) nemusela být stabilní, anebo při ražbě v zeminách, jsou prováděna doplňující opatření. Jedná se například o jehlování, mikropilotové deštníky, injektáže, kotvení a pažení čelby či hnané pažení. (2) (7)

Jehlování slouží ke zajištění stability přístropí výrubu. Ocelové jehly délky 3 m až 6 m se osazují do vrtů „na sucho“, nebo jsou osazeny do vrtu vyplněného injektážní směsí. Vzdálenost jehel se pohybuje od 300 mm do 400 mm, v nepříznivých podmínkách mohou být i blíže. Pokud by vrty byly zavalovány před osazením jehel, mohou se použít samozávratné IBO svorníky se závitem. Při záběrech do jednoho metru bývá jehlování opatřením zpravidla dostatečně stabilizující obvod výrubu. (10) (11)

Ve složitějších podmínkách, v portálových oblastech nebo při nízkém nadloží, je možné použít mikropilotové deštníky z ocelových trubek. Jejich realizace je možná buď ze zvětšeného tunelového profilu, nebo z běžného profilu s tím, že se později jejich části uřezávají, aby byl zachován požadovaný profil tunelu. Délka mikropilot bývá 9 až 16 metrů. Deštníky mohou být injektovány vysokotlakou injektáží, nebo jsou vyplněny cementovou zálivkou. Problematické je jejich občasné nepřesné navrtání, což vede k nadvýrubům a komplikacím při odřezávání. (11)

Injektáže bývají často používány v kombinaci s mikropilotovými deštníky nebo s jehlováním. Injektáže mohou být jílocementové, na bázi pryskyřic, nebo jiných chemických materiálů. Pokud byla před ražbou tunelu provedena průzkumná štola, lze z ní s výhodou provádět injektáže v předstihu před samotnou ražbou. Podobně lze v předstihu injektovat při nízkém nadloží z povrchu. (11)



3 Navrhování konstrukcí dle evropských norem

Pro navrhování podzemních staveb je nejčastěji postupováno dle Eurokódu 7 „Navrhování geotechnických konstrukcí“ a jelikož u dnešních tunelů převládá betonové ostění dle Eurokódu 2 „Navrhování betonových konstrukcí“. Tato kapitola je věnována především návrhovým přístupům a dále možnou analogií spolupůsobení mezi železobetonovými deskami a trámy popsané v Eurokódu 2.

3.1 Návrhové přístupy dle Eurokódu 7

Eurokód 7 „Navrhování geotechnických konstrukcí“ obsahuje dvě části. První část obsahuje obecná pravidla pro návrh a výpočet geotechnických konstrukcí, tedy i tunelů. Druhá část se zabývá průzkumem a zkoušením základové půdy. (12) (13)

Splnit požadavky Eurokódu 7 není jednoznačně povinné, nicméně u veřejných zakázek je to často vyžadováno. V případě mimořádné události může projektant, pokud dle této normy postupoval, prokázat, že bylo postupováno podle základních postupů stanovených normou a návrh odpovídal technickým a bezpečnostním standardům.

Česká verze, závazná od roku 2010, první části Eurokódu 7 ČSN EN 1997-1 je verzí evropské normy EN 1997-1:2004. Tato norma obsahuje zásady navrhování geotechnických konstrukcí, geotechnické údaje, požadavky na stavební dozor, monitoring a údržbu, zásady pro zlepšování základové půdy, zásady navrhování pro násypy, plošné základy, pilotové základy, kotvení a opěrné konstrukce, dále se zabývá hydraulickým porušením a celkovou stabilitou. (12)

Základním požadavkem pro návrh geotechnické konstrukce je ověření, že není překročen žádný mezní stav. Zároveň norma upozorňuje, že na rozdíl od posuzování běžných konstrukcí, například při posuzování pozemních staveb, musíme v geotechnice uvažovat nejen možnost porušení posuzované konstrukce, ale i porušení základové půdy. (12)

Norma uvádí, že k ověření mezních stavů může dojít jedním nebo kombinací stávajících způsobů:

- použitím výpočtů
- přijetím normativních opatření
- experimentálními modely a zatěžovacími zkouškami
- observační metodou

Všechny zde uvedené způsoby jsou popsány v jednotlivých kapitolách normy. Vzhledem k rozšíření Nové rakouské tunelovací metody v České republice je dnes hojně mimo výpočtů využívána také observační metoda, na které je Nová rakouská tunelovací metoda postavena. V této práci se však budeme zabývat pouze ověřením mezních stavů pomocí výpočtu. (2)

Při ověření mezních stavů musí platit, že návrhové účinky zatížení musí být menší než návrhová únosnost.

$$E_d < R_d$$

Pro stanovení návrhového zatížení se dílčí součinitele, které slouží pro zajištění bezpečnosti konstrukce, mohou použít na samotná zatížení nebo na jejich účinky. (12)



Návrhová únosnost vznikne aplikací dílčích součinitelů buď na vlastnosti základové půdy, nebo na parametry hornin.

Použití hodnot dílčích součinitelů se musí stanovit pomocí jednoho ze tří návrhových přístupů. (12)

3.1.1 Návrhový přístup 1

Návrhový přístup 1 stanovuje dvě kombinace, které je nutno ověřit, a zároveň rozděluje kombinace hodnot dílčích souborů pro osově zatížené piloty, kotvy a ostatní konstrukce.

Kombinace 1: A1 "+" M1 "+" R1

Kombinace 2: A2 "+" M2 "+" R1

kde A1, A2 jsou soubory dílčích součinitelů zatížení, M1, M2 jsou soubory dílčích součinitelů parametrů zeminy a R1, R2, R3 jsou soubory dílčích součinitelů pro únosnost. (12)

S výjimkou osově zatížených pilot a kotev kombinace 1 používá dílčí součinitele na zatížení a ostatní součinitele jsou rovny jedné. Kombinace dvě aplikuje dílčí součinitele na proměnná zatížení a na materiálové charakteristiky. Výpočet je nutno provést pro obě kombinace, při čemž rozhodující je méně příznivá kombinace. (12)

U osově zatížených pilot a kotev jsou dílčí součinitele jiné. (12)

Návrhový přístup 1 obecně aplikuje dílčí součinitele spíše na zatížení. Je však otázkou, na kolik je to v horninovém prostředí známém jen z geologických průzkumů bezpečné. Dílčí součinitel zatížení o hodnotě 1,35 (pro stálé zatížení) a 1,5 pro proměnné zatížení nemusí být vzhledem k nejistotě v geologické stavbě horniny dostatečně bezpečný. V nekvalitním horninovém prostředí, při určité geometrii tunelu i při nepatrně horších parametrech horniny, mohou být velikosti vnitřních sil výrazně vyšší, i dvojnásobně. (14)

3.1.2 Návrhový přístup 2

Návrhový přístup 2 aplikuje dílčí součinitele na zatížení a na únosnost materiálu.

Kombinace: A1 "+" M1 "+" R2 (12)

Aplikace dílčích součinitelů na únosnost materiálu má také svá omezení. Upravuje sice pevnost, nicméně neupravuje deformační modul E_{def} . (14) To znamená, že u kvalitních hornin a menších profilů, kde nelze čekat plastifikaci horniny, bude rezerva velmi malá, protože jsou redukovány pouze smykové parametry, a ne deformační. Dalším důležitým fakt je, že ve výpočtech se zhoršenými horninami nebo zeminami nebudou deformace odpovídat realitě, a je proto nutné provést výpočet deformací zvlášť bez aplikace dílčích součinitelů.

3.1.3 Návrhový přístup 3

Návrhový přístup 3 aplikuje dílčí součinitele na zatížení a na materiálové charakteristiky, nikoliv však na únosnost.



(A1* nebo A2+) “+” M2 “+” R3 (12)

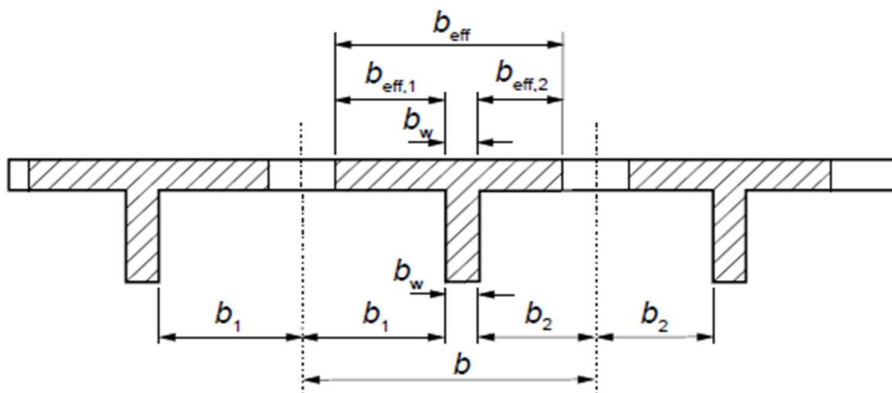
Tento postup umožňuje úpravy dílčích součinitelů. Nepoužívá se při budování nových podzemních děl, ale je vhodný pro důkazy stability, již provozovaných staveb. Dále se uplatní, pokud se provádí zpětná analýza stavby, kdy lze pomocí změn dílčích součinitelů dosáhnout „naladění“ parametrů tak, aby odpovídaly reálnému chování konstrukce a hornin nebo zemin.

Volba návrhového přístupu je v tunelářské komunitě také předmětem diskusí. Záleží na zavedené praxi jednotlivých projektantů a jejich zkušenostích s projekty podzemních staveb. Obecně lze říci, že každý přístup má své výhody a nevýhody a vždy je vhodné zkoušet více kombinací. I malá změna parametrů zemin či hornin může způsobit velké rozdíly ve výsledcích.

Nutno zdůraznit, že v této práci při modelování podzemního díla nebyl použit žádný návrhový přístup popsán výše. Cílem modelu je stanovit co možná nejreálnější chování horniny a ostění, ze kterého lze vyčíst skutečné působení sil. Použitím návrhových přístupů by došlo k aplikaci bezpečnostních koeficientů, které by do výpočtů vnášely chybu, a výsledky by poté byly vůči reálnému chování zkreslené.

3.2 Uvažování s výztužnými rámy dle Eurokódu 2

Započítání spolupůsobení výztužných trámů do statického výpočtu normy nepředepisují. Pokud s nimi má být počítáno, nabízí se model železobetonové desky podepřené železobetonovými trávami. Tento postup je uvedený v Eurokódu 2 a někteří projektanti, kteří ve výpočtech uvažují výztužné rámy, tento postup používají ke stanovení únosnosti. Nicméně postup popsán níže není určen pro navrhování ostění tunelů, ale pouze pro navrhování betonových konstrukcí v pozemních stavbách. Jedná se tedy pouze o analogii, nikoliv o zavedený postup, na který se lze odvolávat.



Obrázek 3 Schéma spolupůsobící šířky T-nosníků (15)

Model předpokládá, že železobetonová deska pomáhá železobetonovému trámu přenášet rovnoměrné zatížení. Toto zatížení však pomáhá přenášet pouze v určité vzdálenosti od trámu. (viz obrázek 3) Tato vzdálenost se nazývá spolupůsobící šířka. Její výpočet určuje norma. Uvažuje se vzdálenost nulových momentů, která se odvíjí od typu podepření a rozpětí mezi podpěrami. Dále do výpočtu vstupuje polovina délky rozteče trámů a šířka trámů. Přitom může nastat situace, že spolupůsobící šířka b_{eff} bude stejně velká jako rozteč trámů, a pak tedy bude celá deska spolupůsobit s trávem. (15)



Pro ukázkou, jak lze aplikovat tento výpočet pro spolupůsobící šířku výztužných rámu v ostění, je použit následující příklad:

Osová vzdálenost výztužných rámu je uvažována 1 metr. $b = 1 \text{ m}$

Šířka trámu b_w je odvozena z šířky svařovaného příhradového rámu od výrobce Ankra GT 100/20/25. (16)

$$b_w = 0,182 \text{ m}$$

Vzdálenost nulových momentů na rámu nelze jednoduše určit. Vzdálenost je závislá na symetrii a parametrech horninového prostředí a dalších vlivech. Čím menší vzdálenost nulových momentů, tím menší spolupůsobící šířka, a proto je na straně bezpečnosti uvažováno, že nulové momenty jsou od sebe vzdáleny pouze 45 stupňů v příčném řezu tunelu. Při řezu dvoupruhým silničním tunelem, u kterého činí obvod výrubu přibližně 28 metrů, bude tedy vzdálenost nulových momentů 3,5 metru. $L_0 = 3,5 \text{ m}$

Šířka b_1 se určí jako polovina osově vzdálenosti výztužných rámu minus polovina šířky trámu b_w .

$$b_1 = 0,409 \text{ m}$$

Poté již následuje výpočet dle normy:

$$b_{eff,1} = 0,2 b_1 + 0,1 L_0$$

$$b_{eff,1} = 0,2 \times 0,409 + 0,1 \times 3,5$$

$$b_{eff,1} = 0,432 \text{ m}$$

Protože je b_1 shodná s b_2 platí:

$$b_{eff,2} = b_{eff,1} = 0,432 \text{ m}$$

Celková spolupůsobící šířka je tedy:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w$$

$$b_{eff} = 0,432 + 0,432 + 0,182$$

$$b_{eff} = 1,046 \text{ m}$$

Spolupůsobící šířka rámu ale nemůže být větší než osová vzdálenost výztužných rámu, a proto tedy bude spolupůsobící šířka také 1 m. $b_{eff} = 1 \text{ m}$

Z uvedeného výpočtu plyne, že výztužné rámy spolupůsobí v celé oblasti mezi sebou. Dá se tedy uvažovat, že jejich použití zlepší tuhost a únosnost i přilehlé části ostění. V případě delších záběrů (výrazně nad 1 m) tento efekt již nenastává a mezi spolupůsobícími šířkami se nachází ostění, u kterého by se již nemělo uvažovat s existencí rámu. Jak už ale bylo výše uvedeno, jedná se pouze o analogii mezi deskou s trámem a betonovým ostěním. Zde uvedený postup lze maximálně použít jako jakési vodítko pro úvahu, zda má smysl s výztužnými rámy uvažovat či nikoliv. Nelze však brát tyto výpočty jako průkazné nebo je použít pro statický výpočet.

Další hledisko dle Eurokódu 2 je splnění konstrukčních zásad. Aby ostění mohlo být považováno za železobeton, mělo by splňovat požadavek na minimální vyztužení, který by měl dosahovat alespoň 1,3%. Dále by se měly splnit minimální délky přesahů výztuže a maximální vzdálenost prutů. Všechny tyto podmínky mají zajistit, že v konstrukci bude výztuž dobře spolupůsobit s betonem a zamezí se vzniku křehkého lomu. (15)



4 Přístupy k problematice výztužných rámu v ČR

Přístupy k problematice započítávání výztužných rámu do únosnosti ostění se liší. V podstatě každá projekční kancelář (projektant) má trochu odlišný přístup a obecně na postupu, kterým by se mělo k výztužným rámu přistupovat, nepanuje shoda.

Odpovědi na otázku, zda započítávat výztužné rámy do únosnosti tunelu či nikoliv, jsou různé. Většina dotázaných projektantů se však shodne na tom, že standardně se výztužné rámy do únosnosti primárního ostění nezapočítávají, ale pokud se jedná o špatné, neúnosné prostředí (tedy i obvykle krátká délka záběru), je možné „si nimi pomoci“. K tomu však dodávají, že záleží na délce jednoho záběru, a je důležité prověřit styky jednotlivých dílů rámu, aby byly schopny přenášet síly alespoň stejně veliké jako samotný díl rámu. Naproti tomu jsou projektanti, kteří rámy z principu vůbec nezapočítávají, nebo se tomu snaží vždy vyhnout. Upozorňují, že pokud by mělo k započítání rámu dojít, je lepší změnit tvar profilu tunelu či jinak upravit návrh. Dále si kladou otázku, jak ve skutečnosti vypadají především styky výztužných rámu, když musí být napasovány do provedeného výrubu, a navíc kvalitu provedení v podmínkách podzemního stavitelství nelze zaručit takovou jako na pozemních stavbách.

Pokud se projektanti rozhodnou počítat s nosností výztužných rámu postupují obdobně jako například u skrytých trámů v betonové desce a na základě spolupůsobící šířky se snaží spočítat výslednou únosnost primárního ostění. V jiném postupu jsou rámy započítány obdobně jako primární ostění v nepříznivých podmínkách u metody ražby drill and blast.

V níže uvedených kapitolách jsou uvedeny příklady podzemních staveb z ČR s informací o uvažování či neuvažování s lokální výztuží ve statickém výpočtu. Výčet není kompletní, byl volen tak, aby postihl co nejvíce projektových organizací a jejich zvyklostí. Z etických důvodů není nijak personifikován.

4.1 Metro D



Obrázek 4 Geologický průzkum metra D (17)

Stavba metra D patří k největším aktuálním pražským investicím do dopravní infrastruktury. V definitivní podobě by mělo vést z Náměstí míru od trasy A přes stanici Pankrác (trasa C) do jižních částí Prahy (Krč, Libuš, Písnice), s depem na okraji Kunratic. Začátkem března roku 2022 bylo vydáno stavební povolení na první část trasy a stavba metra I.D1 v úseku Pankrác – Nové Dvory začala. Tento úsek je budován z oblasti

Pankráce do povrchové stanice Nádraží Krč NRTM a ve zbylé části metodou TBM. Prvních pět stanic metra D s trasou o délce 4,6 km by mělo být otevřeno v roce 2029. (17)

Vzhledem k velmi komplikovaným geologickým podmínkám předcházeli zahájení stavby geologický průzkum, který měl za úkol získat informace o geologických a



hydrogeologických podmínkách. Byl proveden v oblasti Pankráce, kde se nachází tektonicky porušený horninový masiv kosovského souvrství. Tunel trasy D navíc vede v blízkosti tunelů trasy C, dále zde budou budovány eskalátorové tunely, přístupné tunely, a k tomu je nová stanice Pankrác navržena jako jednolodní, což ze stavby nové linky metra D dělá českou největší tunelářskou výzvu současnosti. (18)

V rámci geologického průzkumu byly vybudovány tunely a štoly tak, aby mohly být v budoucnu využity při stavbě metra D a díky průzkumu byly terénními a laboratorními zkouškami zjištěny přetvárné a pevnostní charakteristiky hornin. **Statický výpočet primárního ostění pro tento průzkum nepočítal v posouzení s výztužnými rámy. V rámci samotné výstavby trasy I.D.1 metra je nicméně už s nimi uvažováno.** (18)

4.2 Tunel Mezno

Tunel Mezno je ražený železniční dvojkolejný tunel o délce 840 m na čtvrtém tranzitním železničním koridoru spojující Dolní Žleb, Ústí nad Labem, Prahu, České Budějovice a Horní Dvořiště. Zkušební provoz na nové trati by měl být zahájen 1. července 2022, a po uvedení do běžného provozu by provozní rychlost dráhy měla být 170 km/h pro běžné vlaky a 200 km/h pro vlaky s naklápěcí skříní. (19) (20)

Příčný řez tunelu byl navržen 119,5 m² a během ražby v rozpukaných pararulách pevnostní třídy R3 až R4 byl členěn na kalotu, opěří a dno či dno s protiklenbou. Během ražby došlo vlivem náhlé změny geotechnických vlastností horniny k vytvoření nadvýlomu o objemu přibližně 70 m³. Jinak se ražba obešla bez větších komplikací. (20) (21)

Délka jednoho záběru se většinou pohybovala od 1,3 m do 2,2 m. Primární ostění je tvořeno stříkaným betonem, ocelovými sítěmi, příhradovými nosníky a svorníky. Jako doplňující opatření bylo používáno jehlování. **Rámy z příhradových nosníků nebyly ve statickém výpočtu uvažovány.** (20)

4.3 Tunelový komplex Blanka

Tunelový komplex Blanka je pražský tunelový komplex skládající se ze tří hlavních částí: Brusnického, Dejvického a Bubenečského tunelu. Dva hlavní tubusy jsou dvoupruhové, místy (připojovací a odpojovací pruhy) i třípruhové. Je součástí Městského okruhu, navazuje na Strahovský tunel a v budoucnu by měla v Troji pokračovat vybudováním dalších tunelů skrz východní část Prahy až k Jižní Spojuje. I vzhledem k chybějícímu Pražskému okruhu na severozápadě, se jedná o klíčovou stavbu dopravní infrastruktury v Praze, která pomohla zklidnit dopravu v oblasti Dejvic, Letné a Holešovic, a zvýšit tím kvalitu života pro místní obyvatele. Celková délka tunelů činí 6,382 km, což z nich dělá největší tunelový komplex v Evropě. (22)

Tunely byly raženy ve složitých a proměnlivých geologických podmínkách, na trase se nacházely břidlice, droba, pískovce, křemence a kvartérní pokryvy jako písčité hlína se štěrkem, kameny, valouny a stavební suť. Blanka navíc prochází pod stávající zástavbou a Vltavou. Trasa má výrazný výškový rozdíl a podélný sklon dosahuje maximálních 5 %.

Na Blance mimo hloubené úseky, kde byla aplikována i modifikovaná milánská metoda, probíhaly ražby NRTM převážně s horizontálním členěním a často s doplňujícími opatřeními. **V primárním ostění byly použity ocelové příhradové rámy, které byly započítány do statického výpočtu ostění.** (22) (23)



4.4 Tunel Panenská

Jedná se o dálniční tunel se dvěma tubusy na dálnici D8 v úseku od Ústím nad Labem směrem k exitu na Petrovice před státní hranicí s Německem. Dálnice se zde dostává stoupáním přes terénní zlom na náhorní plošinu Krušných hor. Tubusy mají délku přibližně dva kilometry a jsou v podélném sklonu okolo 3,2 %. Tunel byl otevřen v roce 2006. (24)

Ražba probíhala úpadně za použití NRTM s využitím horizontálního členění výrubu v tektonicky porušeném rulovém krystaliniku s žilnými tělesy žulových porfyrů. Razilo se pomocí trhacích prací s délkou záběru od 1 m do 3,5 m. Primární ostění bylo složeno ze stříkaného betonu, ocelových svařovaných sítí, hydraulicky upínaných svorníků, ocelových příhradových rámu a v případě nestability přístropí bylo použito jehlování. **Ocelové příhradové rámy zde byly ve vyšších třídách NRTM započítány do únosnosti primárního ostění tunelu.** (24)

4.5 Královopolský tunel

Královopolský tunel tvoří severní součást Velkého městského okruhu Brna. Slouží jak pro městskou dopravu, tak i pro státní a mezinárodní dopravu, protože provádí silnici I/42 skrz Brno a tvoří tak jednu z možných tranzitních tras z jihu Brna na sever. Tunel začíná u křižovatky s ulicí Hradecká a končí u křižovatky se silnicí I/43 vedoucí na Svitavy. Obě křižovatky jsou mimoúrovňové. Tunel se skládá ze dvou oddělených tubusů, každý o délce přibližně 1250 m. (25)

Tunel byl ražen s nízkým nadložím. Snahou ho bylo razit ve vrstvě jílu, aby nad výrubem zůstala nepropustná vrstva pod vrstvami navážek a sprašových hlín. V kombinaci s povrchovou zástavbou a inženýrskými sítěmi se jednalo o ojedinělé podzemní dílo, u kterého bylo snahou zajistit malé deformace, aby nebyly ohroženy povrchové stavby. (25)

Proto bylo také přistoupeno k sérii opatření jako je členění výrubu vertikálně i horizontálně, injektáže a mikropilotové deštříky. Dokonce byly vyvinuty speciální



Obrázek 5 Výztužné rámy „Hebrex“ (8)

ocelové rámy „Hebrex“. Jedná se o svařované ocelové prvky zajišťující velkou a hlavně okamžitou ohybovou únosnost, a zároveň umožňující kvalitní prostříkání betonem. **S těmito rámy bylo ve statickém výpočtu počítáno** a nutno dodat, že jejich chování splňovalo předpoklady projektu a obavy z přesnosti osazování jednotlivých dílců se nenaplnily. Tolerance osazení 25 mm byla v drtivé většině případů dodržena. (8)

4.6 Tunel Klimkovice

Jedná se o dálniční tunel dálnice D1 mezi Studénkou a Ostravou vybudovaný mezi lety 2005 a 2008. Jeho účel byl především minimalizovat negativní vliv dopravy na blízkou



lázeňskou obec Klimkovice. Dva tubusy „A“ a „B“ jsou přibližně 1080 m dlouhé, z toho přibližně 850 m bylo raženo za pomoci NRTM. (26)

Tunel prochází jílovcí a pískovci. Primární ostění je z ocelových sítí, stříkaného betonu a ocelových příhradových ráků. **Ráky nebyly při statických výpočtech uvažovány.** (26)

4.7 Vítkovské tunely

Dva dvoukolejné železniční Vítkovské tunely jsou součástí projektu Nové spojení, které propojilo nejdůležitější pražská nádraží, Praha Hl. n., Praha – Libeň, Praha – Vysočany a Praha – Holešovice. Vítkovské tunely, celkem o čtyřech kolejích, nahradily jednokolejnou trať vedoucí okolo Vítkova, která byla demontována a nahrazena cyklostezkou. Se vzrůstající poptávkou po osobní dopravě z periferií Prahy a okolí si dnes už těžko představit fungování pražského železničního uzlu bez Vítkovských tunelů. Nové spojení vytvořilo kapacitní železniční propojení v intravilánu Prahy, ale vzhledem k stále většímu zapojení osobní železniční dopravy, se začíná uvažovat o vybudování Nového spojení 2, které by mělo vést přímo pod centrem Prahy.



Obrázek 6 Rozhraní křemenců a břidlic na čelbě Vítkovských tunelů (27)

Tunel byl ražen NRTM v prostředí křemenců a břidlic za pomoci trhacích prací. V primárním ostění byly použity ocelové příhradové ráky, ocelové výztužné sítě prostříkané betonem, svorníky a v místech ohrožených nestabilitou přístropí byly použity ocelové jehly. Výpočty byly provedeny metodou konečných prvků. Přitom byly důležité výsledky poklesů, protože se nad tunely nachází budova Národního památníku. **Ve statických výpočtech nebyly výztužné ráky uvažovány.** (27)

4.8 Tunel Mrázovka

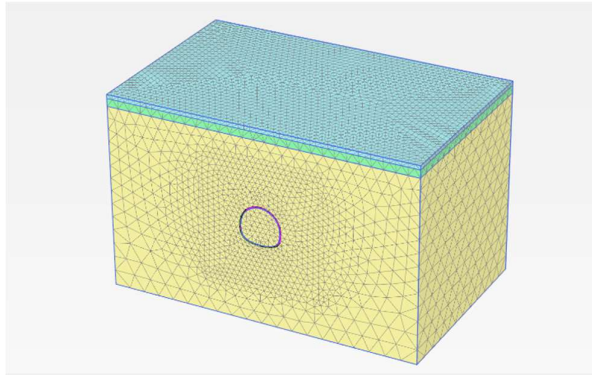
Tunel Mrázovka je součástí Městského okruhu v Praze. Spojuje Plzeňskou a Radlickou ulici. Tubusy jsou dlouhé 1004 m a 837 m. Zajímavé je, že se v tunelu nachází rozplet, kdy z třípruhového tubusu jeden pruh odbočí jako sjezd z Městského okruhu do úrovně křižovatky s ulicí Radlickou. Velikost profilu v části rozpletu dosahovala až 324 m². (28)

Tunel se nachází v oblasti slídivých břidlic střídaných s pískovci a křemenci s četnými diskontinuitami. Ražba byla zařazena do 3. až 5a třídy NRTM. **Ve výpočtu bylo uvažováno primární ostění z ocelových svařovaných sítí, stříkaného betonu, svorníků (do výpočtu zavedeny zlepšením smykových parametrů horniny v prokotvené oblasti) a s výztužnými ráky.** (29)



5 Numerický 3D model

5.1 Plaxis



Obrázek 7 Model horninového prostředí před ražbou

Pro dané účely model ve 2D prostředí neposkytl relevantní výsledky, a proto byl použit program umožňující práci ve třírozměrném prostředí. Zvolen byl program Plaxis 3D od společnosti Bentley Systems. V tomto programu lze provádět přesnou trojrozměrnou analýzu deformace a stability. Pokročilejší užívání softwaru, které ale nebylo využito, umožňuje počítat s prouděním vody, vibracemi od stavby či seismicitou oblasti. (30)

Postup vytváření modelu je takový, že je nejdříve vymodelováno geotechnické prostředí, tedy krychle charakterizující hmotu horniny, které jsou přiřazeny dané geotechnické vlastnosti. Do tohoto geotechnického prostředí je posléze postupně budována geotechnická konstrukce, v tomto případě kalota tunelu. Důležité je fázování etap stavby, což umožňuje simulovat postup ražby tunelu po krocích a zohlednit tvrdnutí stříkaného betonu v čase.

Při modelování horniny bylo využito Mohr-Coulombova materiálového modelu. Pro zadání vlastností horniny je potřeba zadat šest parametrů: objemovou tíhu, modul přetvárnosti, Poissonovo číslo, soudržnost, úhel vnitřního tření a úhel dilatancí. Parametry byly zadány na základě geotechnických charakteristik získaných reálným inženýrsko-geologickým průzkumem, nicméně jelikož předpokládáme pouze navětralou horninu je úhel dilatací zadán roven nule. (31)

Plaxis 3D počítá uzlové posuny a napětí v bodech napětí pomocí metody konečných prvků. Aby mohl výpočet proběhnout, je tedy nutné model rozdělit do sítě. Pro interakci mezi ostěním a horninou je v síti vymodelován interface, který pro výpočty programu vytvoří uzel v hornině i v ostění, čímž umožní vzájemné posunutí těchto dvou rozhraní. (32)

Po vytvoření sítě a zadání postupu stavby už může probíhat výpočet, který využívá postupné iterace. Výpočet řeší systém diferenciálních rovnic vyplývajících z metody konečných prvků paralelně na více jádrech procesoru. Výpočet probíhá postupně po zadaných fázích výstavby a každou fází iteruje, dokud nedojde k výsledku s minimální odchylkou. (33) Průměrná délka 1 výpočtu trvala 3-6 hodin v závislosti na počtu modelovaných fází.

5.2 Popis modelu

Úkolem modelu je posoudit vliv lokální výztuže – svařovaných příhradových rámců na celkovou únosnost primárního ostění v závislosti na jejich vzájemných vzdálenostech.



Model tunelu je vyhotoven v jednoduchých geologických podmínkách. Odpovídá dílčímu výrubu skutečného tunelu – dvoupruhový Bubenečský tunel na okraji Stromovky. Tunel se nachází v horninovém masivu Dobrotivského souvrství, který představují písčité až drobové, navětralé břidlice. Do 3 m od povrchu se nacházejí kvartérní sedimenty, a to holocenní náplavy v podobě písčitých hlín (do 1 m), a fluviální sedimenty (do 3 m). Tyto dva druhy zeminového prostředí slouží v modelu v podstatě jen jako přitížení, na samotné přenášení zatížení v okolí výrubu nemají v podstatě žádný vliv (výrub se nachází hluboko pod nimi v jednolitém horninovém prostředí dobrotivských břidlic).

K podrobnějšímu popisu geologie je dále uveden výtah z výsledků provedeného inženýrsko-geologického průzkumu.

5.2.1 Horniny skalního prostředí

„Skalní podloží zájmového území tvoří horniny severovýchodní části ordovické barrandienské synklinály. Horniny vznikly ukládáním pefitického, aleuritického a pelitického materiálu v sedimentační pánvi se značně mobilním dnem i pobřežní čarou. Změny sedimentačního prostředí se odrazily ve strukturním složení uloženin. Celý ordovický komplex představuje pestrou škálu střídajících se pelitických až psamitických hornin. Tato pestrost činí potíže při stratigrafickém hodnocení jednotlivých útvarů. Pro potřeby technické praxe se proto zdá výhodnější hodnocení litostratigrafické.

Nezávisle na stratigrafickém zařazení můžeme vyčlenit skupiny hornin s podobnými podmínkami vzniku, a tedy i s obdobným petrografickým složením. Jde o tyto litologické typy:

- písčité břidlice s ojedinělými lavicemi jemnozrnných křemenců a křemenných pískovců – souvrství dobrotivské
- křemenné pískovce až jemnozrnné křemence s vložkami písčitých břidlic – skalecké křemence – souvrství dobrotivské
- písčité až drobové břidlice – souvrství dobrotivské
- jílovité břidlice a jílovitoprachovité břidlice libeňského a dobrotivského souvrství
- jemnozrnné křemence s vložkami jílovitých břidlic – křemence řevnické – souvrství libeňské

Ordovický komplex barrandienské oblasti vznikl sedimentací v depresi, jejíž dno a březní čára byly během tohoto období značně mobilní. Variský tektonogenní proces měl za následek jednak zvrásnění ordovického komplexu, při němž vergence hlavních vrás v severním křídle směřovala dovnitř k JV v důsledku nahrnování okrajových partií do středu pánve, jednak porušení podél systému různých dislokací. Pozoruhodné je, že došlo k vyvrásnění i tak odolného člena souvrství, jakým jsou řevnické křemence a souvrství letenské. Současně s pražským zlomem vznikaly i další směrné dislokace na styku jednotlivých vrstev (např. na rozhraní břidlic a řevnických křemenců). Mocnost tektonických poruch s výplní jílu se střípky břidlic se obvykle pohybuje od 0,5 až do 3,0 m. V místech poruch se vyskytují břidlice značně rozpukané až rozdrčené, střípkovitě rozpadavé, s výplní jílovité hlíny. Stupeň tektonického porušení má na hodnoty geotechnických charakteristik podobný vliv jako stupeň narušení zvětrávacími procesy.“ (34)

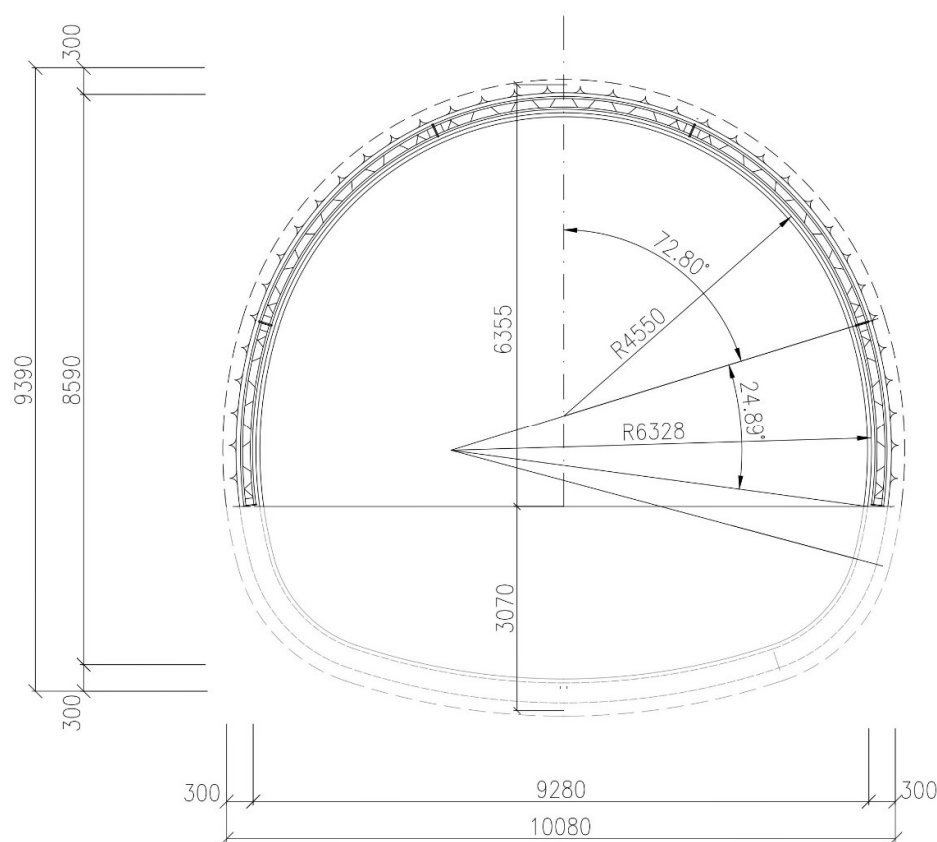


Pro přehled zadaných hmotnostních, pevnostních a přetvárných parametrů do modelu je uvedena následující tabulka.

	γ [kN/m ³]	E_{def} [Mpa]	ν	c_{ef} [kPa]	ϕ_{ef} [°]
Holocénní náplavy	19,0	6	0,40	15	23
Fluviální sedimenty	20,5	50	0,35	0	34
Břidlice písčité až drobové	25,5	150	0,29	40	32

Tabulka 1 Zadané geotechnické charakteristiky horninového prostředí (34)

5.2.2 Parametry výrubu



Obrázek 8 Příčný řez tunelu s členěním výrubu

Nadloží tunelu činí přibližně dvě výšky výrubu. Celková velikost modelu je zvolena, co nejmenší, aby požadavky na výpočetní výkon byl co nejnižší, a zároveň model není příliš malý, aby nebyly zkresleny průběhy zjišťovaných veličin. Délka vymodelovaného tunelu je 24 m. Pod ním je modelována hornina do hloubky dalších dvou výšek výrubů a do boků od osy tunelu je uvažována šířka tří výrubů k okraji prostředí modelu.

Celkově je model 50 metrů hluboký, přičemž vrchol kaloty je 20,1 metrů pod povrchem a dno kaloty je 26,4 metrů pod povrchem. Na šířku (kolmo na osu tunelu) má model



80 metrů. Délka ve směru osy tunelu je 50 metrů. Po 24 metrech výrubu je čelba, a za ní tedy zbývá 26 metrů horniny.

Modelována byla pouze ražba kaloty. K tomuto zjednodušení bylo přistoupeno z důvodu urychlení práce, zjednodušení výpočtů a odstranění vlivu druhého výrubu na posuzované veličiny. Spolupůsobení trámů by tímto zjednodušením nemělo být významně ovlivněno, protože velikost kaloty je dostatečná pro roznos sil odehrávající se v klenbě výrubu.

Délka záběru je 2 metry, 1,5 metru a 1 metr, přičemž délka záběru odpovídá osově vzdálenosti mezi výztužnými rámy. Pro každou délku je vytvořen model, na kterém je zkoumáno rozložení vnitřních sil a deformací.

5.2.3 Primární ostění

Ostění je navrženo tloušťky 300 mm, je tvořeno stříkaným betonem C 20/25 s výztužnými rámy a je vymodelováno jako 2D prvek. Stříkaný beton je uvažován jako pružný izotropní materiál. Nárůst pevnosti stříkaného betonu je uvažován dle křivky J2, postupně v časech 8 hodin, 12 hodin, 1 den, 3 dny, 8 dní a 28 dní. Tyto časy byly zvoleny tak, aby podrobně vystihly začátek tuhnutí stříkaného betonu a zároveň kopírovaly logaritmickou křivku tuhnutí betonu. Zároveň je počítáno, že nástřik betonu probíhá ve dvou vrstvách o tloušťce 150 mm. Nástřik druhé vrstvy se předpokládá v čase 1 den od nástřiku vrstvy první.

Výpočet modulu pružnosti stříkaného betonu byl proveden podle vzorce:

$$E_B = E_f \left(1 - e^{-\frac{\alpha t}{t_r}}\right)$$

kde E_f je modul pružnosti po 28 dnech, E_B je modul pružnosti v hledaném čase t , t_r je referenční čas 1 den a α je mocninný koeficient stanovený na základě výsledků zkoušek jako 0,14. (35)

Tento výpočet však lze použít pouze pro první vrstvu stříkaného betonu, protože s nástřikem dochází ke spolupůsobení dvou vrstev různého stáří a je nutné použít níže uvedený výpočet, který zohledňuje rozdílný čas nástřiku první a druhé vrstvy.

Zde je uveden výpočet pro dvě vrstvy SB ve stáří 3 dny (1.vrstva) a 2 dny (2.vrstva). (35)

$$b_{B1,2} = 1 \text{ m}$$

$$h_{B1,2} = 0,150 \text{ m}$$

$$A_{B1,2} = b_{B1,2} * h_{B1,2} = 0,150 \text{ m}^2$$

$$I_{B1,2} = \frac{1}{12} * b_B * h_B^3 = 0,000281 \text{ m}^4$$

$$e_1 = \frac{h_B}{2} = 0,075 \text{ m}$$

$$e_2 = h_{B1} + \frac{h_B}{2} = 0,075 \text{ m}$$

$$m_{1,2} = \frac{E_{B, \text{stáří 2 dny}}}{E_{B, \text{stáří 3 dny}}} = \frac{5128,54}{7202,02} = 0,7121$$

Délka záběru

Výška 1. a 2. vrstvy SB

Plocha průřezu 1. a 2. vrstvy SB

Moment setrvačnosti 1. a 2. vrstvy SB

Souřadnice těžiště 1.vrstvy SB

Souřadnice těžiště 2. vrstvy SB

Převodní součinitel mladší – starší SB



$$f_{1,2} = \frac{m_{1,2} * h_{B2} * b_{B2} * e_2 + h_{B1} * b_{B1} * e_1}{m_{1,2} * h_{B2} * b_{B2} + h_{B1} * b_{B1}} = 0,137 \text{ m}$$

Těžiště náhradního profilu

$$A_{NP(t1,t2)} = m_{1,2} * A_{B2} + A_{B1} = 0,257 \text{ m}^2 \quad \text{Plocha náhradního profilu}$$

$$I_{NP(t1,t2)} = I_{B1} + A_{B1}(e_1 - f_{1,2})^2 + m_{1,2}I_{B2} + m_{1,2}A_{B2}(e_2 - f_{1,2})^2 = 0,0018853 \text{ m}^4$$

Moment setrvačnosti náhradního profilu

$$E_{B, \text{stáří 3 dny}} = 7202,02 \text{ MPa}$$

Modul pružnosti SB stáří 3 dny

$$E_{B, \text{stáří 3 dny}} * A_{NP} = 1\,849\,584 \text{ kN/m}$$

Normálová tuhost náhradního profilu

$$E_{B, \text{stáří 3 dny}} * I_{NP} = 13\,577,69 \text{ kNm}^2/\text{m}$$

Ohybová tuhost náhradního profilu

$$E_m(t1,t2) = \sqrt{\frac{E_{B, \text{stáří 2 dny}}^2 * A_{NP}^3(t1,t2)}{12 * I_{NP}(t1,t2) * b_{B1,2}^2}} = 6231,71 \text{ MPa}$$

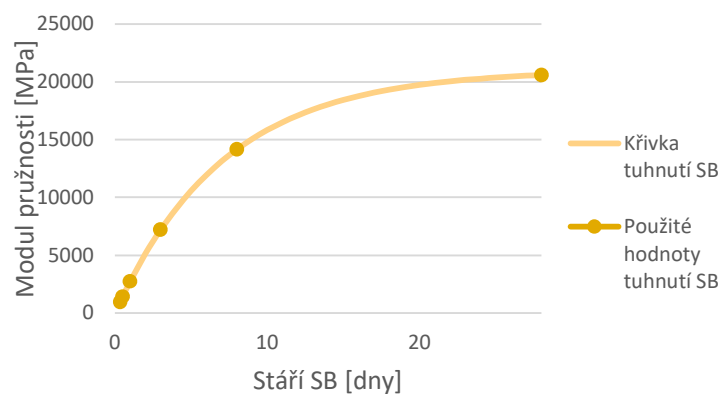
Modul pružnosti modifikovaného profilu

$$h_m(t1,t2) = \frac{2 * \sqrt{3 * I_{NP}(t1,t2)}}{\sqrt{A_{NP}(t1,t2)}} = 0,297 \text{ m}$$

Výška modifikovaného profilu

Obdobný výpočet byl proveden i pro SB v čase 8 dní a 28 dní. Výsledné moduly pružnosti i s modifikovanou výškou profilu jsou shrnuty v následující tabulce. V grafu 1 lze vidět postupně narůstající hodnoty modulu pružnosti SB použité ve výpočtu v porovnání s reálnou křivkou tuhnutí daného SB.

Čas	E_B [MPa]	h [m]
8 h	957	0,15
12 h	1419	0,15
1. den	2743	0,15
3. den	6232	0,297
8. den	13640	0,299
28. den	20642	0,299



Graf 1 Nárůst modulu pružnosti SB v čase

Tabulka 2 Změny modulu pružnosti a tloušťky SB

Aby bylo zohledněn postup ražby a zároveň tuhnutí SB, bylo nutné jeho parametry postupně se stárnutím měnit. Následující fáze ukazují, jak bylo v jednotlivých krocích v modelu postupováno.

- fáze 1: Výrub kroku č. 1



- fáze 2: Osazení příhradového rámu a zastříkání SB stáří 8 h v kroku č. 1
- fáze 3: Příhradový rám a SB stáří 8 h v kroku č. 1 + Výrub kroku č. 2
- fáze 4: Příhradový rám a SB stáří 12 h v kroku č. 1 + Osazení příhradového rámu a zastříkání SB stáří 8 h v kroku č. 2
- fáze 5: Příhradový rám a SB stáří 12 h v kroku č. 1 + Příhradový rám a SB stáří 8 h v kroku č. 2 + Výrub kroku č. 3
- fáze 6: Příhradový rám a SB stáří 1 den v kroku č. 1 + Příhradový rám a SB stáří 12 h v kroku č. 2 + Osazení příhradového rámu a zastříkání SB stáří 8 h v kroku č. 3

Po fázi 6 následují další fáze, které postupují u čelby stejně jako je popsáno u fází výše uvedených, a současně reflektují postupné stárnutí SB v již vyrubaných částech kaloty.

Ostění je vymodelováno jako 2D prvek s předepsanou tloušťkou, objemovou tíhou, modulem pružnosti a Poissonovým číslem, jehož hodnota je uvažována 0,15. Tento 2D prvek je podepřen ocelovým trámem, jehož tuhost odpovídá tuhosti svařovaného příhradového rámu, který byl použit ve výrubu. Rám je vymodelován jako 1D prvek s předepsanou ohybovou tuhostí, plochou, modulem pružnosti a objemovou tíhou.

Rám je uvažován jako tříprvkový s osovou výškou přibližně 150 mm mezi dvěma dolními a jedním horním prutem. Určení parametrů rámu bylo provedeno použitím vlastností uvedených u příhradového výstužného rámu, který byl použit při reálné výstavbě tunelu. Jako referenční rám byl vybrán GT 100/20/25 od společnosti Ankra. Jeho výška činí 147 mm a moment setrvačnosti je 427 cm⁴. Odpovídající průřez čtvercového trámu o hraně a , který bude odpovídat výstužnému rámu se tedy vypočte ze vzorce pro výpočet momentu setrvačnosti čtverce. (16)

$$I = \frac{1}{12} a^4 \quad \text{kde } I \text{ je moment setrvačnosti}$$

Po úpravě dostaneme tvar: $a = \sqrt[4]{12 * I}$

Po dosazení: $a = \sqrt[4]{12 * 427}$

Což se rovná: $a = 8,46 \text{ cm}$

Po zaokrouhlení dostáváme hodnotu hrany trámu 85 mm, z které se jednoduše dostane jeho plocha rovná 7225 mm². Modul pružnosti je 210 GPa, standardní hodnota pro ocel, stejně tak je vzata standardní hodnota objemové tíhy oceli, která činí 78,50 kN/m³.

5.2.4 Okrajové podmínky výpočtu

Jako kterýkoliv model má i tento 3D model pro stanovení akceptovatelnosti výstužných rámu své limity, se kterými pracuje výpočet a které je nutno mít na paměti při analýze výsledků. Prvním předpokladem je, že výstužné rámy ze svařovaných příhradových nosníků jsou osazeny dle předepsané dokumentace s minimální odchylkou spoje jednotlivých dílců jsou navrženy tak, aby mohly přenášet alespoň takové zatížení jako samotné dílce, a že rámy jsou osazeny bez poškození. Pokud jsou tyto podmínky dodrženy lze idealizovat svařovaný příhradový nosník jako trám o určité tuhosti.

Dalším předpokladem je, že výstužné rámy a ocelové sítě jsou dokonale zastříkány stříkaným betonem. Beton tvrdne dle křivky tvrdnutí J2 a zvolené časy změny vlastností



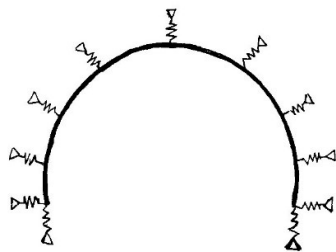
betonu dobře kopírují postupné tvrdnutí a zrání betonu. Může se tedy poté uvažovat spolupůsobení betonového ostění a výztužných ráků.

Dále se uvažuje, že vymodelování kaloty je dostatečné pro modelování přenosu sil a vyražení počvy už by nemělo významný vliv na posouzení únosnosti a spolupůsobení výztužných ráků.

Významným limitem tohoto modelu je také jednoduchost geologie. V přírodě se vyskytuje spousta rozmanitých skladeb horninového prostředí, kde by takovýto model stěžil obstát. Nicméně na význam spolupůsobení výztužných ráků toto zjednodušení nemá žádný vliv.

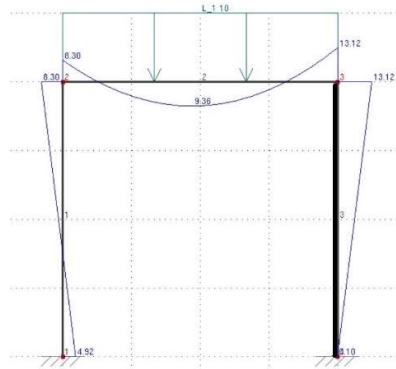
5.3 Výsledky modelu

5.3.1 Úvod



Obrázek 9 Řez konstrukcí primárního ostění

Analýza vnitřních sil a deformací primárního ostění podzemního díla v třírozměrném prostředí není jednoduchá. Na základě zvolené konstrukce lze však predikovat její chování. Primární ostění lze idealizovat jako dvourozměrný prvek, čehož je využito i v předkládaném modelu. Tento prvek je podepřen po celé své ploše, horninou, která je ale pro něj zároveň zdrojem jednoho ze stěžejních zatížení. Hornina však není dokonale tuhá a nutno počítat s její deformací. Proto je vhodné podepření uvažovat jako pružné. (viz obrázek 9)



Obrázek 10 Vetknutý rám s různou tuhostí prvků

Díky tomuto způsobu podepření se ostění chová jako staticky neurčitá konstrukce, z čehož lze vyvozovat důležité poznatky. Vlastností staticky neurčitých konstrukcí je, že jejich tužší části na sebe váží větší vnitřní síly. To je demonstrováno na obrázku číslo 10, kde pravý sloup vetknutého rámu byl vyroben s větší ohybovou tuhostí než sloup levý. Přestože je rám symetrický, a i zatížení na něj působí symetricky, rozdělení vnitřních sil symetrické není. Na obrázku lze vidět, že v pravém rohu u tužšího sloupu se nachází větší ohybové momenty (o 58 %).

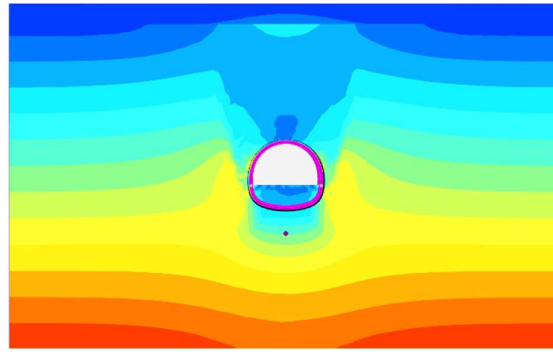
Protože i ostění je staticky neurčitá konstrukce, lze předpokládat, že jeho místa s větší tuhostí budou přenášet větší vnitřní síly. Proto jsou výsledné vnitřní síly očekávány vyšší v oblastech s výztužnými ráky, které zvětšují tuhost ostění.

Po výpočtu programem bylo vždy nutno ověřit, že program počítá správně a výsledky odpovídají očekávanému chování. To je patrné například na celkovém pohledu na

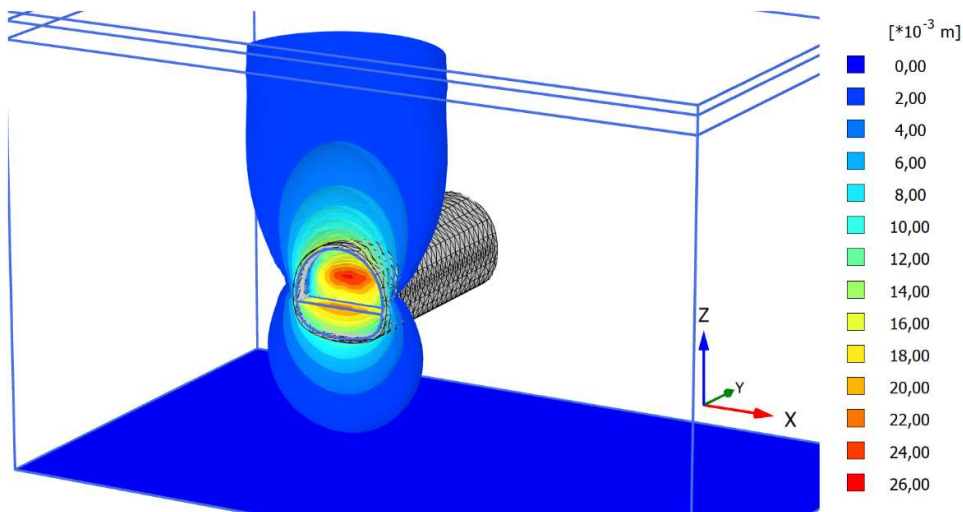


deformace horniny, nebo v řezech s vyobrazením hlavních napětí v hornině a to, jak ve finálním stavu, kdy už je vyraženo všech 24 metrů kaloty a stříkaný beton je konečné pevnosti, tak i v průběhu výstavby, v předem nadefinovaných fázích.

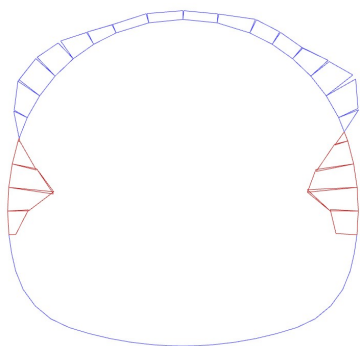
Další kontrolou je například příčný řez ostěním, kde lze sledovat průběhy ohybových momentů. (viz obrázek 12) Jak lze očekávat při symetrickém zatížení tunelu, jsou i momenty rozloženy symetricky, drobné odchylky jsou způsobeny geometrií sítě a zvoleným způsobem výpočtu. Navíc u paty ostění se momenty blíží nule, což odpovídá tomu, že se zde ostění může pootáčet (odpovídá realitě).



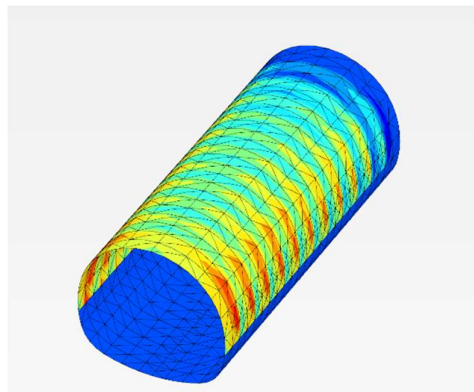
Obrázek 11 Normálové napětí v hornině, řez 10 m, konečný stav



Obrázek 14 Celkové deformace horniny, fáze 1



Obrázek 12 Ohybové momenty v ostění, příčný řez 10 m, konečný stav

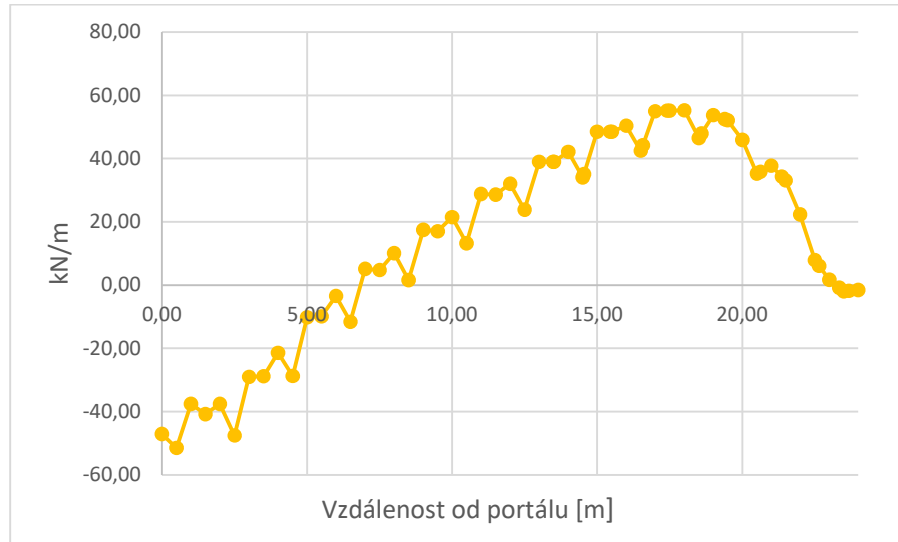


Obrázek 13 Normálové síly v ostění, celkový pohled, konečný stav

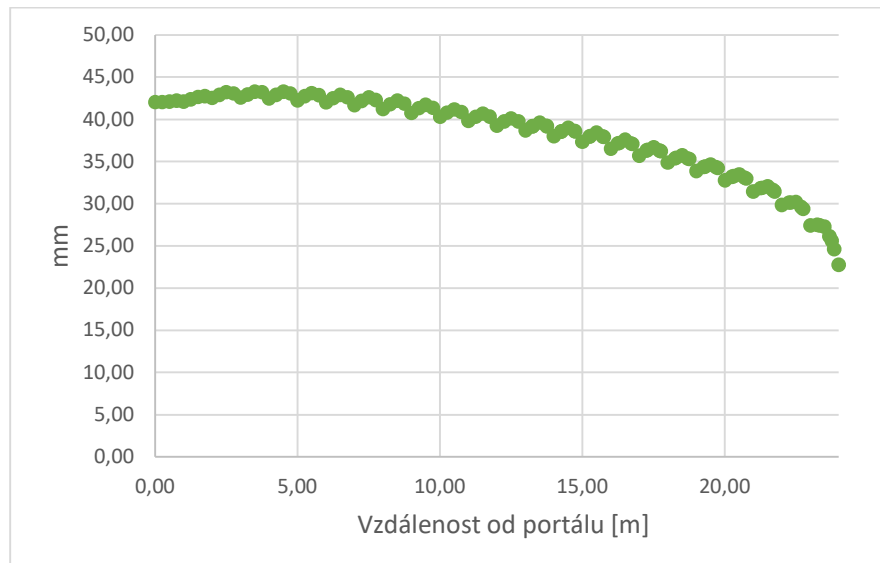


Dalším předpokladem bylo, že oblasti primárního ostění s větší tuhostí budou na sebe vázat větší vnitřní síly. To je patrné například na obrázku 13, kde na první pohled je vidět koncentrace normálových sil v oblastech výztužných rámců.

U výsledku je také nutno vzít v potaz celkové chování modelu a zjistit, kde lze vypočtené hodnoty považovat za reálné a neovlivněné různými vlivy. Níže jsou zobrazeny grafy v podélných řezech při rozdílných délkách záběrů.

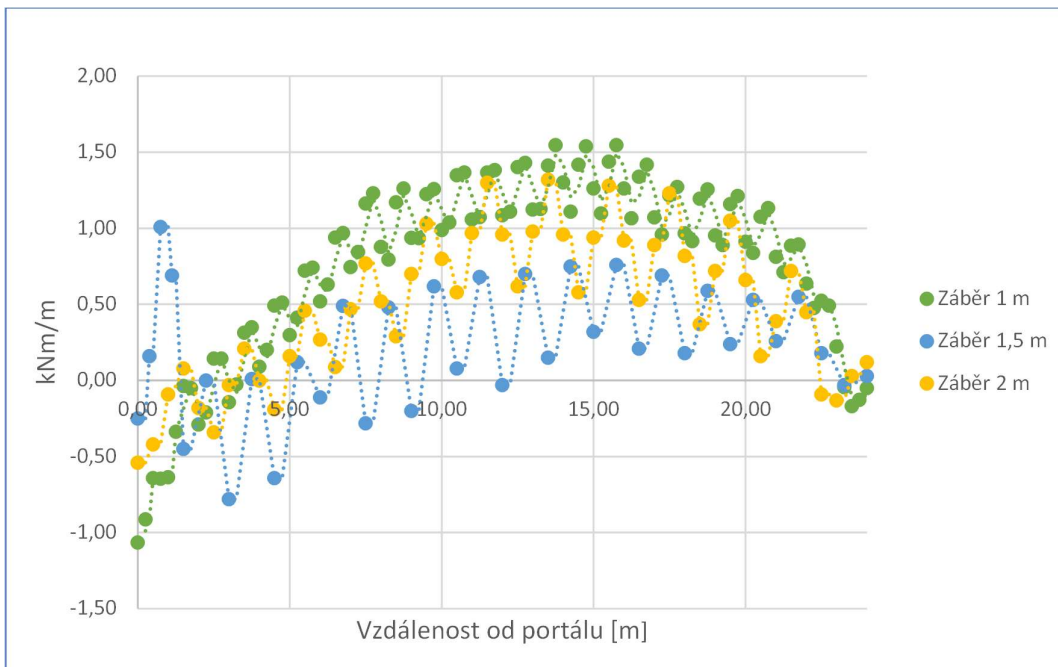


Graf 2 Normálové síly ve vrcholu ostění, záběr 2 m



Graf 3 Svislé deformace ve vrcholu ostění, záběr 1 m

Následující graf ukazuje průběh ohybových momentů, kroutcích okolo osy rovnoběžné s osou kaloty. Jsou to momenty, které byly zobrazeny i v příčném řezu a které působí největší namáhání na ostění. Zobrazení je provedeno v podélných řezech ostěním, které jsou vedeny v jeho vrcholu. Řez je veden po celé délce kaloty.



Graf 4 Ohybové momenty ve vrcholu ostění, porovnání

Na grafu 4 je patrné, že přibližně mezi 8. a 18. metrem kaloty dosahují ohybové momenty téměř konstantní hodnoty. Naopak v oblasti u portálu a v blízkosti čelby své hodnoty rychle mění. V tomto podélném řezu sice hodnoty nejsou nijak významné, ale podivné skoky či neočekávané změny momentů, lze spatřit i v jiných podélných řezech v jiných částech ostění, kde už momenty dosahují větších hodnot. Anomální chování hodnot na začátku a na konci výrubu se ale netýká pouze momentů, ale i dalších vnitřních sil a deformací, jak ostatně výše ukazují graf 2 a 3.

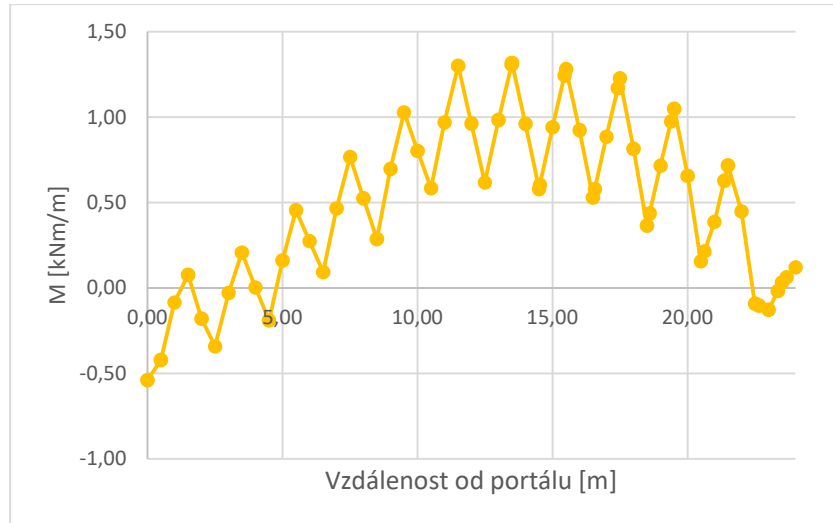
Hodnoty sil jsou v těchto „zvláštních“ oblastech ovlivněny okrajovými podmínkami blízkostí čelby nebo blízkostí portálu, což vede k jiné distribuci sil než uprostřed tunelu. Dále je výpočet u portálu ovlivněn okrajovými podmínkami výpočtu, protože se portál nachází na samotném okraji modelu.

Z výše popsaného vyplývá, že pro rozbor velikostí vnitřních sil se dále má smysl zabývat úsekem uprostřed modelovaného tunelu, kde by ovlivnění čelbou či portálem mělo být minimální, a kde hodnoty vnitřních sil dosahují podobných hodnot. Konkrétně se práce dále zabývá zejména výsledky v rozmezí od devíti do sedmnácti metrů.

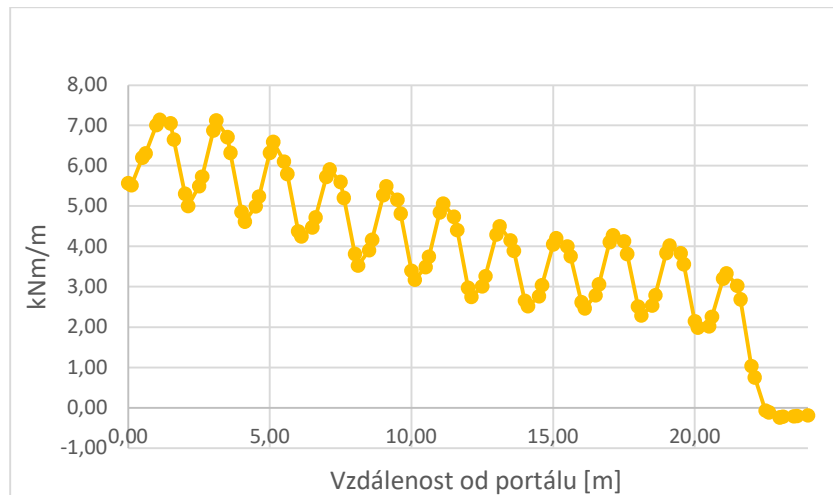
5.3.2 Model pro záběr 2 metry

5.3.2.1 Prezentace výsledků

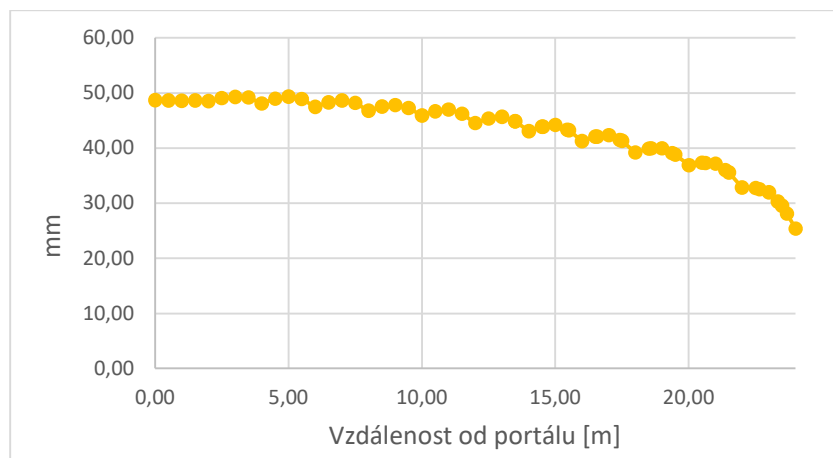
V modelu se záběry délky 2 metry jsou výztužné rámy instalovány v osové vzdálenosti 2 m, vždy v polovině záběru, takže jejich polohy odpovídají lichým metrům výrubu (např. 1 m, 3 m, 5 m, atd...). Na grafech jsou jasně vidět větší ohybové momenty v oblastech s výztužnými rámy. To dokazuje, že tužší oblasti ostění opravdu na sebe váží větší vnitřní síly, jak bylo již dříve v práci předpokládáno.



Graf 5 Ohybové momenty ve vrcholu ostění, záběr 2 m



Graf 6 Ohybové momenty na druhé hodině ostění, záběr 2 m



Graf 7 Svislé deformace ve vrcholu ostění, záběr 2 m



U deformací lze očekávat dva možné výsledky. Tím, že výztužný rám na sebe naváže výrazně větší vnitřní síly, dochází v jeho okolí k větším deformacím. Na druhou stranu však působí fakt, že méně tuhé ostění se zase snadněji deformuje. V grafu 7 si je možné všimnout, že deformace jsou mírně větší v oblasti výztužných rámu, což znamená, že první možnost převážila. Tužší část ostění zde váže v poměru větší vnitřní síly, než je poměr tuhosti ostění s výztužnými rámy a bez výztužných rámu, takže zde dojde k větším deformacím. Relativní rozdíl mezi deformacemi je však velmi malý a k vyvození závěrů bude potřeba další analýzy.

5.3.2.2 Vliv výztužných rámu

V této části práce je zkoumáno, jak spolu souvisí změna tuhosti primárního ostění a zjištěná velikost vnitřních sil. Pro toto porovnání je vypočten poměr ohybových momentů a ohybových tuhostí v místě ostění s výztužným rámem a bez rámu. Cílem je zjistit, o kolik se zvyšuje ohybový moment v tužším místě v poměru s poměrnou změnou tuhosti.

řez v m	M [kNm/m]
9,00	5,957
10,00	4,481
11,00	5,541
12,00	4,014
13,00	5,010
14,00	3,450
15,00	4,540
16,00	3,258
17,00	4,551

Pro tuto analýzu byla ve zkoumaném úseku vybrána maxima ohybových momentů v příčných řezech, která se většinou pohybovala v oblasti druhé hodiny v kalotě (a symetricky na desáté hodině). Příčné řezy byly vždy provedeny v místě s výztužným rámem a uprostřed oblasti mezi výztužnými rámy. Minimální momenty nejsou zkoumány.

Nejdříve byl udělán aritmetický průměr z hodnot ohybových momentů, odděleně pro oblast s výztužným rámem a pro oblast bez rámu.

Průměr s rámem: 5,12 kNm/m

Průměr bez rámu: 3,80 kNm/m

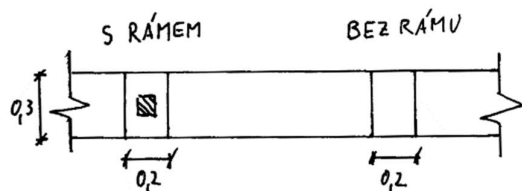
Tabulka 3 Maximální momenty v příčných řezech, záběr 2 m

Poměr průměrných hodnot ohybových momentů tedy činí:

$$\frac{5,12}{3,80} = 1,35$$

Poměr momentů je tedy vypočten a možno vidět, že v příčných řezech s výztužným rámem nabývá ohybový moment o 35 % větších hodnot. Nutno však vzít v úvahu změnu ohybové tuhosti, která je způsobena větší tuhostí přidaného rámu do ostění. Proto je dále vypočtena ohybová tuhost pro průřez ostění s rámem a bez rámu, jak je uvedeno na následujícím schématu. Průřez má délku 200 mm, což přibližně odpovídá šířce výztužného rámu. Jeho umístění je uvažováno centricky do osy ostění, aby se zamezilo vzniku větších momentů setrvačnosti v důsledku Steinerova doplňku. Moment setrvačnosti výztužného rámu je uvažován dle výrobce.

Nutno upozornit, že níže uvedený výpočet je zjednodušený a to zejména kvůli modulu pružnosti stříkaného betonu. Použitý modul pružnosti platí až pro stříkaný beton po 28 dnech, nicméně v průběhu nárůstu pevnosti se zásadně modul pružnosti mění (viz kapitola 5.2.3), a zejména bezprostředně po vystrojení výrubu se tak projevuje vyšší tuhostí výztužný rám než čerstvý stříkaný beton.



Obrázek 15 Schéma ostění pro výpočet ohybové tuhosti

$$\text{Průřez bez rámu: } EI_{\text{bez rámu}} = E_B * \frac{1}{12} bh^3 = 21\,000 * \frac{1}{12} * 0,2 * 0,3^3 = 9,45 \text{ MNm}^2$$

Průřez s rámem bude mít ohybovou tuhost větší o ohybovou tuhost výztužného rámu, proto tedy: $EI_{s \text{ rámem}} = EI_{\text{bez rámu}} + EI_{s \text{ rámem}}$

$$EI_{s \text{ rámem}} = EI_{\text{bez rámu}} + E_s * I_{\text{rámu}}$$

$$EI_{s \text{ rámem}} = 9,45 + 210\,000 * 427 * 10^{-8}$$

$$EI_{s \text{ rámem}} = 10,35 \text{ MNm}^2$$

Poměr tuhostí tedy činí:

$$\frac{10,35}{9,45} = 1,10$$

Výsledek znamená, že přidáním výztužného rámu se tuhost ostění v jeho okolí zvýšila o 10 %. Pro zjištění čistého přírůstku momentů očištěného o vliv změny tuhosti je spočítán poměr momentů a ohybové tuhosti.

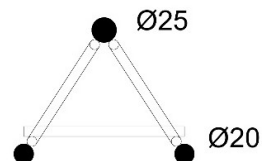
$$\frac{1,35}{1,10} = 1,23$$

Závěrem lze tedy konstatovat, že výztužný rám na sebe navázal o 23 % větší ohybové momenty i s uvažováním přírůstku tuhosti ostění. Tato problematika je vhodná k dalšímu prověřování v rámci dalších prací.

5.3.2.3 Posouzení průřezu

Dalším krokem je sestavení interakčního diagramu navrhovaného primárního ostění a posouzení pro kombinaci vnitřních sil vedoucích k největšímu namáhání. Je uvažována kombinace ohybového momentu a normálové síly. Posouzení sil je počítáno na dvou místech příčného řezu, a to ve vrcholu ostění, kde se místy vyskytují i tahové normálové síly, a v místě maximálního momentu v příčném řezu, tedy v blízkosti druhé hodiny kaloty.

Obálka interakčního diagramu je spočtena pro případ bez započítání výztužných rámu, a poté pro případ, který s výztužnými rámy počítá. V obou případech je uvažována svařovaná ocelová síť o průměru drátu 6 mm a s roztečí drátů 100 x 100 mm. Výpočet interakčního diagramu byl proveden pomocí softwaru InDiOn. (36)



Obrázek 16 Schéma výztužného rámu



Při výpočtu s výztužným rámem bylo nutné převést ocelové svařené prvky rámu na jednotlivé pruty, aby mohla být do programu zadána plocha výztuže. Bylo počítáno pouze s jedním horním prutem průměru 25 mm a dvěma dolními pruty průměru 20 mm. Ostatní spojovací výztuž ve výztužném rámu byla zanedbána. Výpočet celkové plochy oceli v ostění je následující:

$$\text{Plocha horní výztuže: } A_{s2,rám} = \pi * r^2 = \pi * 12,5^2 = 490 \text{ mm}^2$$

$$\text{Plocha dolní výztuže: } A_{s1,rám} = 2 * \pi * r^2 = 2 * \pi * 10^2 = 628 \text{ mm}^2$$

K tomu byla připočtena plocha výztuže ze svařované ocelové sítě, a poté je celková plocha oceli v ostění:

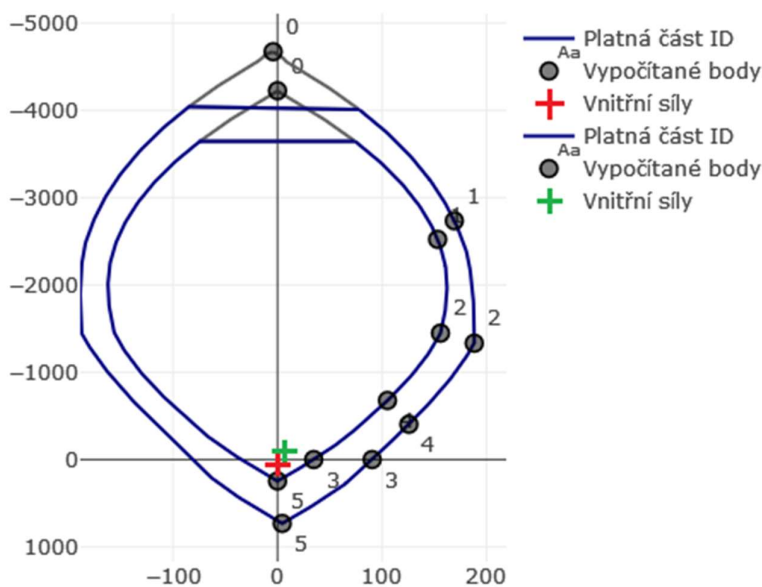
$$A_{s2} = 283 + 490 = 773 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1} = 283 + 628 = 911 \text{ mm}^2$$

Protože má výztužný rám výšku 147 mm, bylo krytí této výztuže zaokrouhlené uvažováno jako 75 mm z každé strany.

Zadané síly			
Vrchol ostění	M	0,98 kNm	
	N	55 kN	
Max. M	M	5,957 kNm	
	N	-84,6 kN	

Tabulka 4 Vnitřní síly zadané do interakčního diagramu, záběr 2 m



Obrázek 17 Interakční diagram, záběr 2 m

Interakční diagram obsahuje dvě obálky. Menší obálka je vyobrazena z parametru ostění ze SB bez započítání výztužných rámu. Větší obálka znázorňuje oblast vyhovující pro kombinaci momentu a normálové síly v případě započítání ocelového rámu do výztuže ostění. Červený křížek je pro kombinaci sil působících ve vrcholu ostění a zelený křížek pro kombinaci normálové síly s maximálním momentem. Je patrné, že pro vytvořený model se záběrem dvou metrů, vyhovují vnitřní síly v ostění se započítaným výztužným rámem i bez něho.



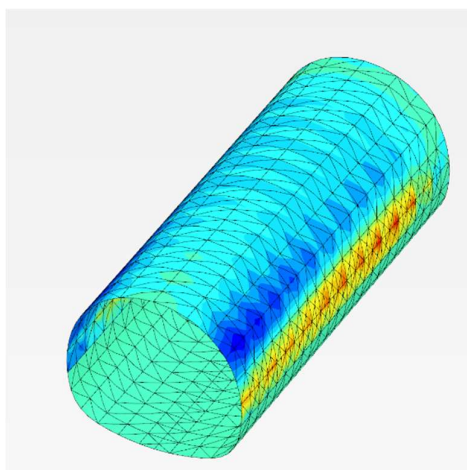
5.3.2.4 Model bez výztužných ráků

Pro stanovení, zda se výztužné ráky opravdu podílí na přenosu sil a vypočtené průběhy vnitřních sil a deformací jsou opravdu důsledkem zvýšení tuhosti ostění přidáním výztužných ráků, byl vytvořen i model pro záběr dvou metrů, který je bez lokální výztuže. Vnitřní síly jsou zde přenášeny pouze betonovým ostěním.

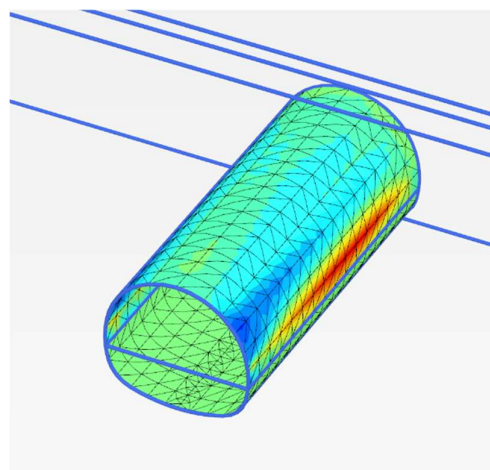
Výsledky tohoto modelu bez výztužných ráků ukazují jiné průběhy vnitřních sil než u modelu, které výztužné ráky mají. Na obrázcích pohledů na průběh momentu po ostění je zřetelné, že v případě s ráky dochází ke koncentraci sil v určitých místech, kdežto v modelu bez ráků dochází k plynulému přechodu větších hodnot na menší a obráceně, po celé délce kaloty. Tím je vyloučeno, že by lokální koncentrace sil byla způsobena něčím jiným, například postupem ražby po krocích.

Graf 8 s průběhy momentů v podélném řezu ve vrcholu ostění také ukazuje, že zatímco v modelu s ráky se hodnoty neustále mění dle tuhosti ostění, tak v modelu bez ráků momenty souvisle stoupají a klesají. To vše potvrzuje původní hypotézu, že v místech s výztužnými ráky bude docházet ke koncentraci sil.

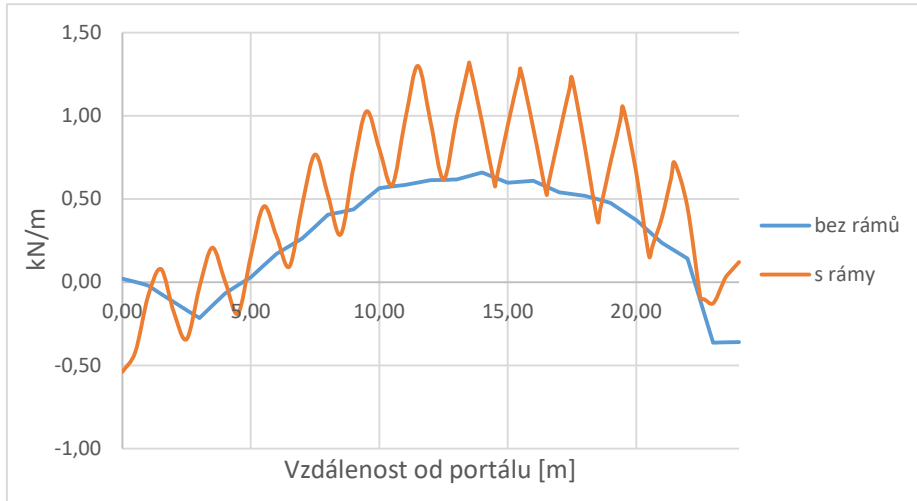
Deformace v modelu bez výztužných ráků vykazují v oblasti mezi ráky v podstatě stejné hodnoty v ostění jako v případě modelu s uvažováním výztužných ráků.



Obrázek 19 Model s ráky, průběh momentů po ostění



Obrázek 18 Model bez ráků, průběh momentů po ostění



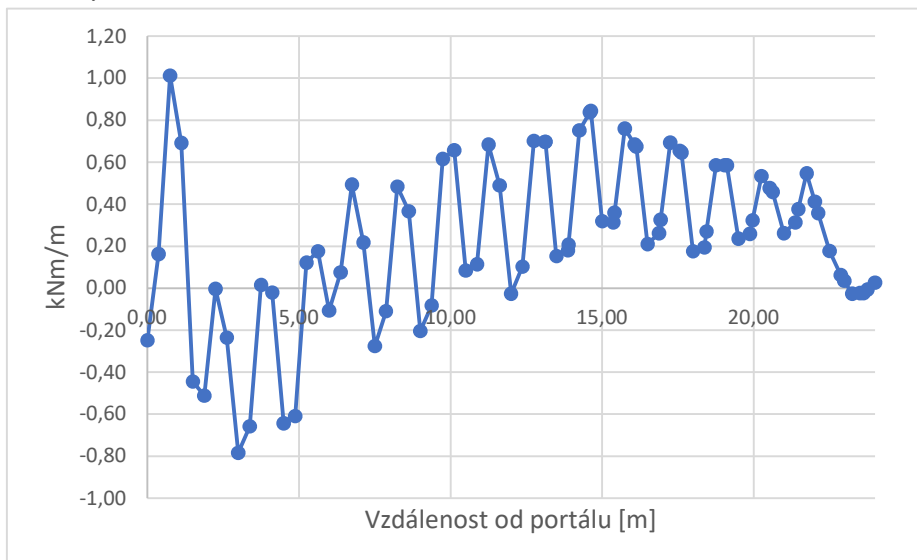
Graf 8 Porovnání průběhu momentů ve vrcholu ostění v modelu s ráky a bez ráků

5.3.3 Model pro záběr 1,5 metru

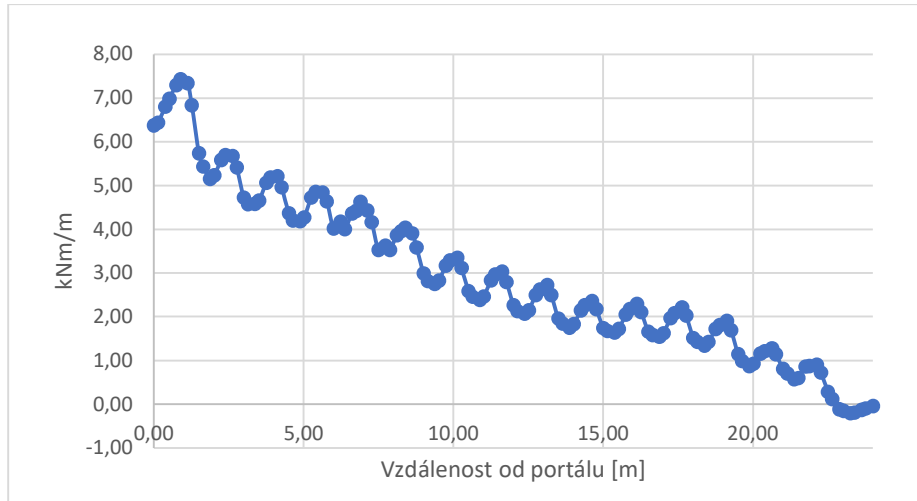
5.3.3.1 Prezentace výsledků

Záběr 1,5 metru je proveden ve stejném prostředí se stejnými vlastnostmi a rozměry jako model předchozí. Jediným rozdílem je délka záběru, a tedy i rozdíl osové vzdálenosti výztužných ráků, které jsou od sebe také 1,5 metru, a to ve vzdálenosti 0,75 m od portálu, 2,25 m; 3,75m; 5,25m... Celkem se v modelu nachází 16 ráků.

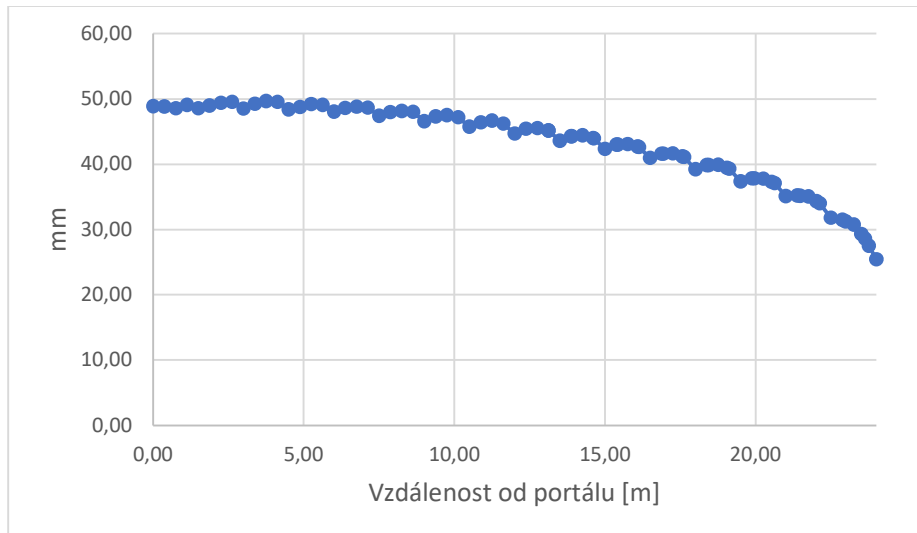
Průběh ohybových momentů je obdobný jako při záběru 2 metry. Jasně je zvýšení hodnot v oblasti s rákem, a pak pokles v ostění mezi ráky. I deformace se chovají velmi podobně, dokonce poklesy horniny jsou hodnotově velmi podobné modelu se záběrem 2 metry.



Graf 9 Ohybové momenty ve vrcholu ostění, záběr 1,5 m



Graf 10 Ohybové momenty na druhé hodině ostění, záběr 1,5 m



Graf 11 Svislé deformace ve vrcholu ostění, záběr 1,5 m

5.3.3.2 Vliv výztužných rámu

řez v m	M [kNm/m]
9,00	3,412
9,75	4,188
10,50	3,082
11,25	3,719
12,00	2,558
12,75	3,200
13,50	2,095
14,25	2,745
15,00	1,960
15,75	2,668
16,50	1,847

Obdobně jako u záběru 2 metry je zde proveden výpočet poměru momentů v místě s výztužným rámem a uprostřed vzdálenosti mezi rámy a poměr tuhostí ostění v oblasti výztužného rámu a bez výztužného rámu.

Nejprve je spočten z aritmetických průměrů maximálních hodnot ohybového momentu poměr momentů:

Průměr s rámem: 3,30 kNm/m

Průměr bez rámu: 2,49 kNm/m

Poměr průměrných hodnot ohybových momentů tedy činí:

$$\frac{3,30}{2,49} = 1,33$$

Tabulka 5 Maximální momenty v příčných řezech, záběr 1,5 m



Momenty jsou tedy v oblasti výztužných rámců přibližně o 33 % větší než v mezilehlých částech ostění. Následuje výpočet ohybové tuhosti, který je stejný jako v záběru 2 m, proto se zde rovnou využije výsledek poměrů tuhostí, který činí 1,10.

Nyní zbývá spočítat poměr momentů a tuhostí, což je:

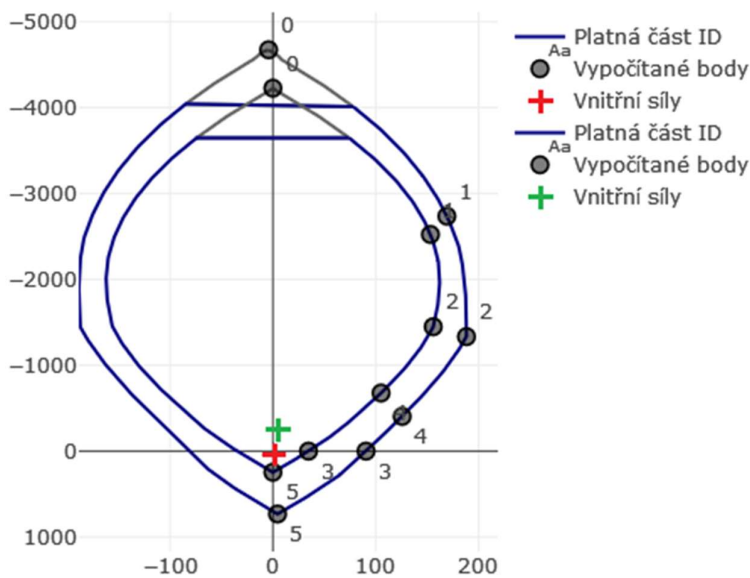
$$\frac{1,33}{1,10} = 1,21$$

Oblast ostění zpevněná výztužným rámem na sebe tedy navázala o 21 % větší ohybové momenty, a to i s uvažováním rozdílů v tuhosti ostění s rámem a bez rámu.

5.3.3.3 Posouzení průřezu

Zadané síly		
Vrchol ostění	M	0,76 kNm
	N	38,8 kN
Max. M	M	4,19 kNm
	N	-242,5 kN

Tabulka 6 Zadané síly do interakčního diagramu, záběr 1,5 m



Obrázek 20 Interakční diagram, záběr 1,5 m

Výpočty velikosti plochy výztuže, poloha výztuže a další parametry pro stanovení obálky interakčního diagramu jsou detailně popsány v kapitole 5.3.2.3. Posouzení průřezu. Zde stojí za připomenutí, že červený křížek značí kombinaci momentu a normálové síly v příčném řezu ve vrcholu ostění ve vzdálenosti 15,75 m a zelený křížek značí kombinaci sil v příčném řezu 10 m. Z diagramu je patrné, že obě kombinace opět vyhovují, jak pro průřez se započítáním výztužných rámců, tak i bez uvažování výztužných rámců.

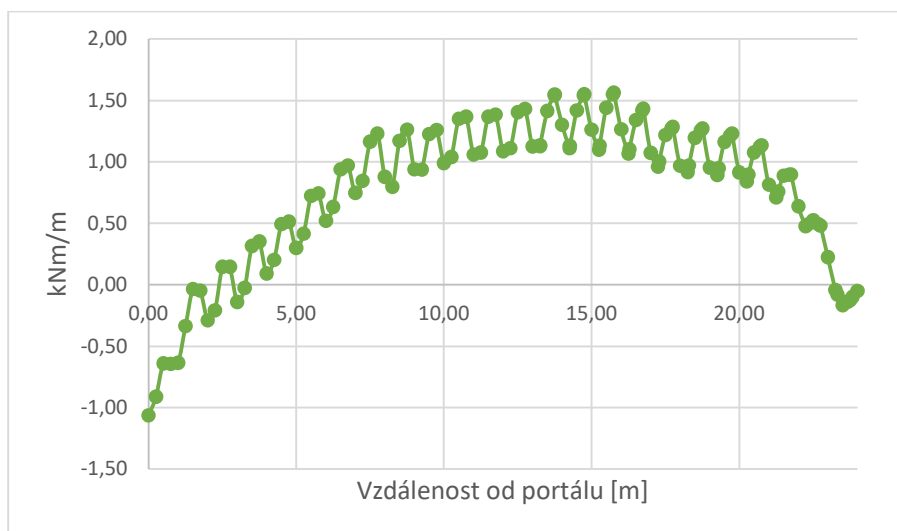


5.3.4 Model pro záběr 1 metr

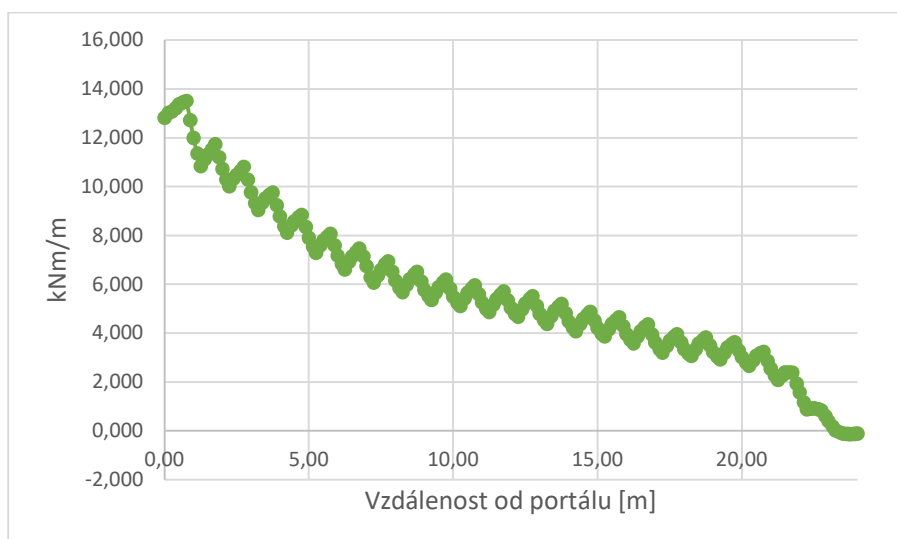
5.3.4.1 Prezentace výsledků

Při záběru 1 m byla kalota vyražena a posléze zajištěna ve 24 krocích. Vždy uprostřed záběru se nachází výztužný rám, což je vždy v polovině délky daného metru. (0,5m; 1,5 m; 2,5 m; 3,5m...) Jinak je podoba modelu, stejně jako jeho parametry, stejná.

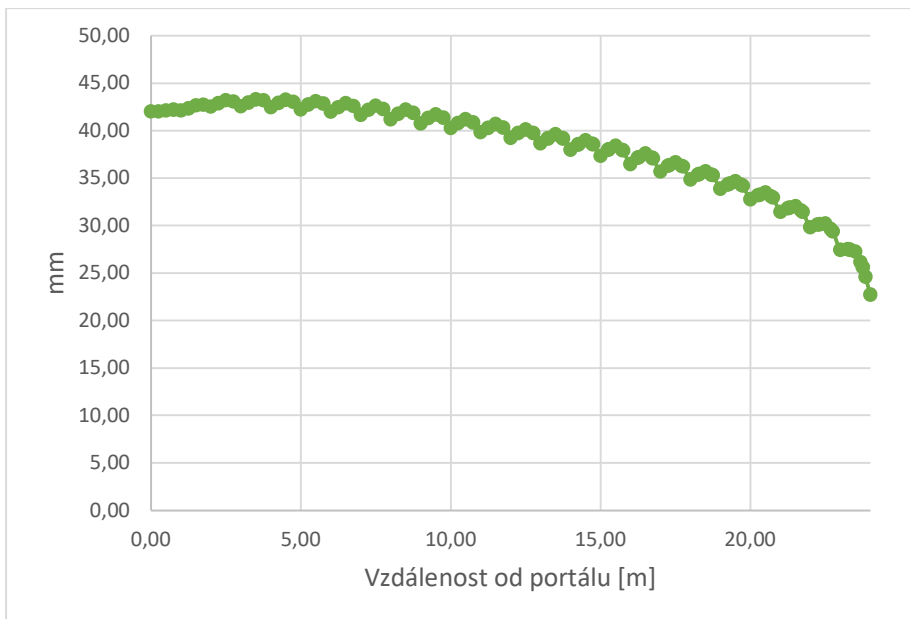
Na první pohled je na grafech patrný větší počet výztužných rámu, který způsobuje častější kmitání vnitřních sil i deformací. Zároveň skoky v hodnotách momentů se zdají být menší než u předchozích záběrů. Také celkové deformace se evidentně snížily, odhadem v průměru asi o 5 mm.



Graf 12 Ohybové momenty ve vrcholu ostění, záběr 1 m



Graf 13 Ohybové momenty na druhé hodině ostění, záběr 1 m



Graf 14 Svislé deformace ve vrcholu ostění, záběr 1 m

5.3.4.2 Vliv výztužných rámu

řez v m	M [kNm/m]
9,00	5,376
9,50	6,184
10,00	5,108
10,50	5,979
11,00	4,873
11,50	5,739
12,00	4,697
12,50	5,564
13,00	4,429
13,50	5,266
14,00	4,135
14,50	4,939
15,00	3,913
15,50	4,715
16,00	3,631
16,50	4,421
17,00	3,224

Tabulka 7 Maximální momenty v příčných řezech, záběr 1 m

Obdobně jako u záběru 2 metry a 1,5 metru je zde proveden výpočet poměru momentů v místě s výztužným rámem a uprostřed vzdálenosti mezi rámy, dále poměr tuhostí ostění v oblasti výztužného rámu a bez výztužného rámu.

Nejprve je spočten z aritmetických průměrů maximálních hodnot ohybového momentu poměr momentů:

$$\text{Průměr s rámem: } 5,35 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Průměr bez rámu: } 4,38 \text{ kNm/m}$$

Poměr průměrných hodnot ohybových momentů tedy činí:

$$\frac{5,35}{4,38} = 1,22$$

Momenty jsou tedy v oblasti výztužných rámu přibližně o 22 % větší než v mezilehlých částech ostění. Následně se použije výsledek poměrů tuhosti z kapitoly 5.3.2.2.

$$\text{Poměr tuhostí: } 1,10$$

Nyní zbývá spočítat poměr momentů a tuhostí, což je:

$$\frac{1,22}{1,10} = 1,12$$

Oblast ostění zpevněná výztužným rámem na sebe tedy navázala o 12 % větší ohybové momenty, a to i s uvážením rozdílů v tuhosti ostění s rámem a bez rámu.

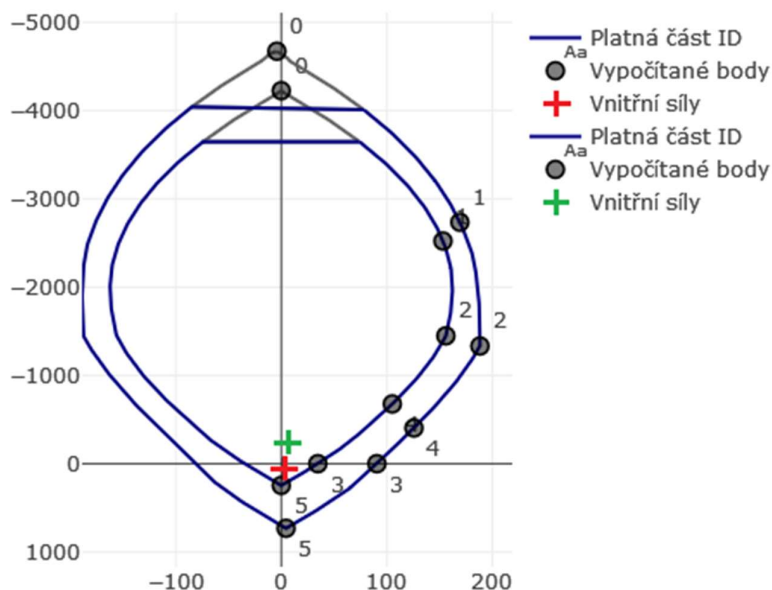


5.3.4.3 Posouzení průřezu

Opět byly posuzovány dvě kombinace působení ohybových momentů a normálových sil. Červená značí kombinaci pro nejnepříznivější stav ve vrcholu klenby ostění v posuzovaném úseku. Tento stav byl nalezen v řezu 12,5 m. Druhá kombinace je vzata v místě maximálního ohybového momentu v řezu 9,5 m. Obě kombinace vyhověly, jak pro ostění, ve kterém se počítá s výztužnými rámy, tak i v ostění, u kterého se v interakčním diagramu počítalo bez vlivu výztužných ráků.

Zadané síly		
Vrchol ostění	M	1,4 kNm
	N	58,5 kN
Max. M	M	6,184 kNm
	N	-244,6 kN

Tabulka 8 Zadané síly do interakčního diagramu, záběr 1 m



Obrázek 21 Interakční diagram, záběr 1 m

5.4 Shrnutí výsledků

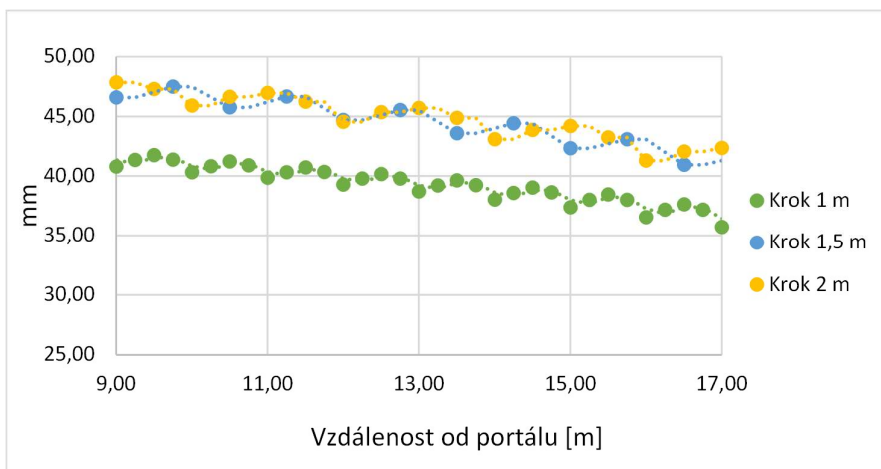
Při posuzování vlivu výztužných ráků byly počítány poměry průměrných maximálních ohybových momentů v oblasti s rámem a v oblasti bez rámu v poměru s ohybovou tuhostí ostění v oblasti s rámy a v oblasti bez ráků. Zde jsou uvedeny výsledné poměry:

- Záběr 1 m: 1,12
- Záběr 1,5 m: 1,21
- Záběr 2 m: 1,23

Výsledky ukazují, že výztužné ráky mají vliv na přeskupení ohybových momentů do oblasti v blízkosti výztužných ráků, a to v řádu nižších desítek procent. Zároveň je patrná závislost, která naznačuje, že čím blíže si výztužné ráky jsou, tím menší jsou rozdíly v kolísání maximálních momentů v podélném řezu. To znamená, že při menší rozteči ráků, se v ostění vytváří homogennější prostředí, takže výztužný rám „pomáhá“ více

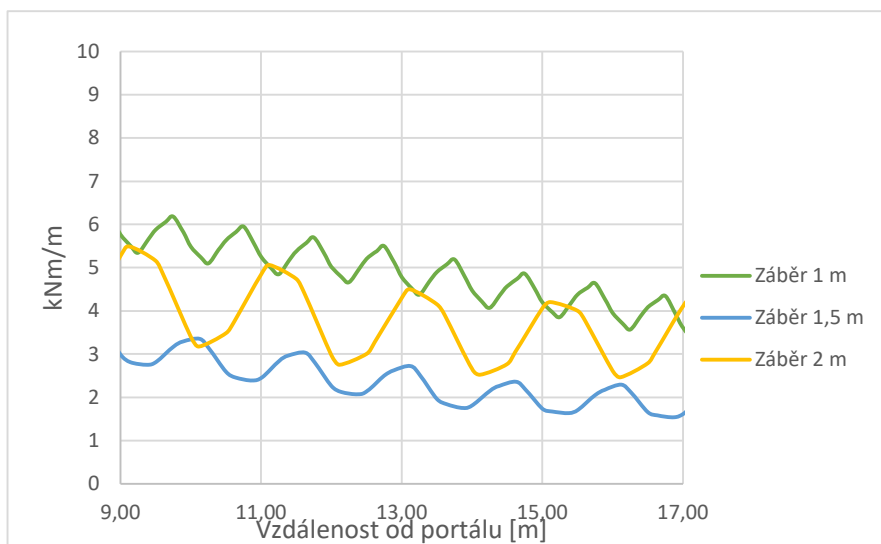


s přenosem vnitřních sil i v oblasti ostění mezi rámy. Tato skutečnost je ve shodě i s analogickou představou o spolupůsobící šířce, kdy pro záběr délky 1 m a šířku rámu cca 20 cm lze prováděné ostění považovat ještě za relativně homogenní.



Graf 15 Průběh svislých deformací ve vrcholu ostění, porovnání

Další zajímavost je, že zatímco zkrácení záběru na 1,5 metru ze 2 metrů mělo na rozdíl mezi maximálními momenty pouze nepatrný vliv, změna mezi záběrem 1,5 metru a 1 metr je výrazně větší. To vypovídá o tom, že zkrácení záběru na 1 metr má s výztužnými rámy výrazně větší vliv na únosnost ostění než zkrácení ze 2 metrů na 1,5 metru.



Graf 16 Porovnání ohybových momentů na druhé hodině ostění ve zkoumané oblasti

Ohybové momenty se v různých délkách záběrů zvyšují v oblasti výztužných rámy a stejně tak i deformace zde rostou. Hypotéza o větších silách v tužších oblastech se potvrdila ve všech případech.

Při porovnání průběhů momentů se objevil neočekávaný jev. Při zkrácení záběru ze dvou metrů na 1,5 metru došlo k poklesu ohybových momentů. Ani vícečetná kontrola modelu neobjevila žádnou chybu. Při provádění příštích výpočtů bude nutné tento jev pečlivě sledovat a znovu prověřit. Nicméně při zkrácení záběru na jeden metr opět



momenty stouply. To je vhodné porovnat i s průběhem deformací. Zatímco deformace v záběru 1,5 a 2 metry jsou přibližně totožné, při záběru 1 metr jsou zřetelně nižší. To svědčí o vyšší tuhosti ostění v záběru 1 m, které částečně zabránilo deformaci, což ale vyvinulo větší vnitřní síly v ostění. I zde je prostor pro další prověřování.

Dalším porovnáním mohou být výsledky z interakčních diagramů, které ukazují rozdíl v obálkách přípustných kombinací momentů a normálových sil. Shrnutí zde provedených kombinací vnitřních sil je v následující tabulce:

Záběr	Příčný řez	Kombinace	Vnitřní síly		Posouzení	
			M [kNm]	N [kN]	bez rámu	s rámem
2 m	13,00 m	Ve vrcholu ostění	0,98	55,00	Vyhovuje	Vyhovuje
	9,00 m	S max. momentem	5,96	-84,60	Vyhovuje	Vyhovuje
1,5 m	15,75 m	Ve vrcholu ostění	0,76	38,80	Vyhovuje	Vyhovuje
	9,75 m	S max. momentem	4,19	-242,49	Vyhovuje	Vyhovuje
1 m	12,50 m	Ve vrcholu ostění	1,40	58,50	Vyhovuje	Vyhovuje
	9,00 m	S max. momentem	6,18	-244,60	Vyhovuje	Vyhovuje

Tabulka 9 Přehled kombinací M+N pro interakční diagram

Při započítání výztužných rámu do únosnosti ostění se obálka zřetelně zvětšila. Nicméně pro všechny kombinace vnitřních sil vyvozené horninovým tlakem a vlastní tíhou je dostatečná i bez uvažování výztužných rámu. V tomto případě by tedy bylo započítání rámu do výztuže zbytečné a na výsledek statického posouzení ostění by to nemělo vliv. (Nutno upozornit, že se zde počítá bez jakýchkoliv bezpečnostních rezerv, proto by výsledky z reálného statického výpočtu byly jiné.) Také lze polemizovat, kdyby bylo vhodné výztužné rámy započítat z hlediska jejich spolupůsobení. Nicméně zejména u záběru 1 metr, roste znatelně celková tuhost ostění. Klesají deformace, a naopak výrazně rostou vnitřní síly. Lze tedy oprávněně domnívat, že výztužné rámy zde zlepšují parametry a chování ostění po celé jeho délce, a je tedy vhodné s nimi uvažovat.



6 Ekonomický vliv započítání lokální výztuže

Jak už bylo v předchozí kapitole popsáno, v modelech vytvořených v této práci nemá započítání či nezapočítání lokální výztuže při posuzování průřezu vliv (průřez vyhovuje v obou případech). Při jiné geometrii (velikosti) podzemního díla, při jiné výšce nadloží nebo v jiném horninovém prostředí by však mohla nastat situace, kdyby kombinace vnitřních sil byla taková, že by vypočtené kombinace ohybových momentů a normálových sil ležely již mimo obálku interakčního diagramu vypočtenou bez uvažování výztužných rámu, ale stále uvnitř obálky s uvažováním výztužných rámu.

V případě, že by nebylo uvažováno s lokální výztuží a kombinace ohybových momentů a normálových sil by se ocitla vně obálky přípustných stavů, musela by být učiněna opatření vedoucí k zvýšení únosnosti ostění. Základní opatření, které je možné provést, jsou tři a to:

- zlepšení kvality (třídy) stříkaného betonu
- zvýšení vyztužení primárního ostění (změna ocelových svařovaných sítí nebo rámu)
- zvětšení tloušťky stříkaného betonu.

Zlepšení třídy stříkaného betonu je opatření, které má obvykle z nabízených variant nejmenší vliv. Nezvětšuje se nutná plocha výrubu, a tedy ani náklady na vyražení, odvoz a skládkování rubaniny. Zlepšení třídy stříkaného betonu ale samozřejmě přináší větší nároky na kvalitu stříkaného betonu, což má svůj vliv na ekonomiku stavby. Také je vhodné vzít v úvahu, že pokud by došlo ke změně třídy stříkaného betonu, pravděpodobně by to bylo pro ostění jako celek. Těžko si představit, že by při realizaci primárního ostění kaloty a opěří (dna) docházelo v tunelu ke změně kvality stříkaného betonu.

Druhým opatřením je zvýšení vyztužení primárního ostění. Zvětšením plochy výztuže, která je důležitým vstupem do výpočtu interakčního diagramu, dochází ke zvýšení únosnosti průřezu. Cena 1 t stavební oceli neustále stoupá, a tak tato úprava má stále větší vliv na celkové náklady na realizaci podzemního díla. Navíc, v případě příliš intenzivního vyztužení mohou vznikat komplikace s řádným prostříkáním a homogenitou primárního ostění.

Posledním zmiňovaným opatřením ke zvýšení únosnosti primárního ostění je zvětšení jeho tloušťky. To se projeví na únosnosti ve dvou směrech. Jednak se v ostění nachází více materiálu (počítáno na 1 m běžný), který pomáhá přenášet působící zatížení, a jednak dojde k zvětšení ramen vnitřních sil v ostění, což vede zejména k výrazně větší ohybové únosnosti.

Pro zvětšení tloušťky stříkaného betonu je proveden výpočet zvýšení finančních nákladů na základě Cenové soustavy ÚRS. Výpočet byl proveden pro zvětšení tloušťky o 50 mm. To znamená, že bude potřeba více materiálu SB, ale i větší výrub, ve kterém bude primární ostění zhotoveno, tak aby byl zachován požadovaný průjezdný průřez.

Celý výpočet je proveden pro délku jednoho metru tunelu. Z příčného řezu bylo zjištěno, že přidaná tloušťka betonu znamená 1,552 m² výrubu navíc. S tím se váží náklady na vyrubání, převezení a skládkování rubaniny. Stejnou plochu zabere stříkaný beton, který se rovněž připočítá do nákladů.



Výsledkem je, že pokud se tloušťka ostění zvětší o 50 mm, bude to ve zvolených, konkrétních geologických podmínkách znamenat vícenásobky ve výši 18 901 Kč na jeden metr tunelu (viz tabulka 10). Pro srovnání byl pro daný průřez tunelu zhotoven obdobný výpočet nákladů s ostěním 300 mm a cena na jeden metr tunelu vyšla 349 884 Kč. V relativních číslech tedy zvětšení tloušťky ostění znamená zvýšení nákladů přibližně o 5 %.

Č.	Popis	MJ	Množství	J.cena [CZK]	Cena celkem [CZK]
1	Zemní práce				3 903,28
1a	RAŽENÍ TUNELU S TRHAVINAMI DOVRCHNĚ	m ³	1,552	1 640,00	2 545,28
1b	VODOROVNÉ PŘEMÍSTĚNÍ RUBANINY V PODZEMÍ PŘES 500 m DO 1000 m	m ³	1,552	370,00	574,24
1c	VODOROVNÉ PŘEMÍSTĚNÍ RUBANINY NA POVRCHU DO 20 km	m ³	1,552	505,00	783,76
2	Zakládání				0,00
2a	VRTY PRO SVORNÍKY A KOTVY V PODZEMÍ DO 12 m	m	0,000	678,00	0,00
2b	SVORNÍKY HYDRAULICKY UPÍNANÉ V PODZEMÍ ÚNOSNOSTI DO 150 kN, DÉLKY DO 4 m	kus	0,000	1 150,00	0,00
3	Konstrukce primárního ostění				11 438,24
3a	VÝZTUŽ PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ Z KARI SÍTÍ	t	0,000	28 500,00	0,00
3b	PRIMÁRNÍ OSTĚNÍ ZE STŘÍKANÉHO BETONU	m ³	1,552	7 370,00	11 438,24
5	Ostatní				279,36
5a	POPLATKY ZA SKLÁDKU - RUBANINA A NADVÝLOMY	m ³	1,552	180,00	279,36
Náklady soupisu celkem bez DPH					15 620,88
Náklady soupisu celkem včetně DPH (základní sazba daně 21 %)					18 901,26

Tabulka 10 Výpočet nákladů na zvětšení tloušťky ostění o 50 mm dle cenové soustavy ÚRS

Závěrem lze konstatovat, že **pokud se ve vhodných případech uvažuje se započtením lokální výztuže do celkové plochy výztuže ostění, lze oproti zvětšení tloušťky primárního ostění ušetřit cca 5 % nákladů**, v absolutních číslech 18 900 Kč na jeden metr, což u tunelu dlouhém 1 kilometr představuje úsporu ve výši 18,9 milionu Kč (vše platné pro zvolenou geometrii dvoupruhového tunelu).



7 Závěr

V rámci Bakalářské práce byl, v prostředí České republiky, zmapován přístup při uvažování lokální výztuže primárního ostění při statickém posouzení. Z konkrétních odpovědí oslovených zpracovatelů projektových dokumentací je patrné, že v této problematice neexistuje jednotný názor. S ohledem na její ekonomický aspekt je proto zvolené téma nanejvýš aktuální a má smysl se jím i nadále zabývat.

Stěžejní částí práce jsou tři numerické 3D modely s délkou záběru 1 metr, 1,5 metru a 2 metry, které ukazují, že úloha spočívající ve zkoumání vlivu výztužných rámu v primárním ostění je v třírozměrném prostředí řešitelná.

Modely potvrdily očekávatelné chování staticky neurčitých konstrukcí, že primární ostění v oblasti výztužných rámu na sebe váže větší vnitřní síly než v oblastech bez nich. Z výsledků je patrné, že čím menší je vzdálenost mezi výztužnými rámy (tedy délka záběru), tím menší jsou i rozdíly ve vnitřních silách mezi oblastí primárního ostění s výztužnými rámy a bez nich.

Dále byl zjištěn významný vliv rámu v modelu se záběrem 1 metr, kdy došlo k významně tužšímu chování ostění, což vedlo k poklesu deformací a zároveň ke zvýšení vnitřních sil. Tento výsledek odpovídá i analogii železobetonové desky s trémem uvedené v kapitole 3.2, kde spolupůsobící šířka (pro danou geometrii výrubu) také vycházela okolo jednoho metru. Toto porovnání lze však uvažovat jen jako orientační, protože tento způsob výpočtu dle EC 2 není určen pro tento typ konstrukce. I na základě provedených výpočtů se lze domnívat, že v případech, kdy se délka záběru pohybuje okolo 1 m, je bezpečně možné při statickém posouzení konstrukce uvažovat s lokálním vyztužením primárního ostění.

Tato práce nedává jednoznačnou odpověď, za jakých podmínek s výztužnými rámy počítat a kdy nikoliv. Nutno zdůraznit, že výsledky byly získány pouze ze tří modelů s velmi jednoduchými geologickými podmínkami, jednou geometrií podzemního díla a jednou výškou nadloží, a nelze je zobecnit.

Jak ale ukazuje kapitola o ekonomickém vlivu, stojí za to se danou problematikou i nadále zabývat. Pokud se ve vhodných případech uvažuje se započtením lokální výztuže do celkové plochy výztuže ostění, může se ušetřit až 5 % nákladů na ražbu tunelu, což obvykle představuje desítky milionů korun.

Další výzkum by měl ověřit průběh sil v primárním ostění v jiných horninách, s různou geometrií výrubu a výškou nadloží. Znovu by se měly probádat průběhy ohybových momentů v primárním ostění, jak u délek záběru spočtených v této práci, tak i jiných. Zůstává otázkou, jaký bude vývoj vnitřních sil i za jiných podmínek. Například by bylo možné zkoumat, zda díky částečnému vázání vnitřních sil lokální výztuží, nedochází ke zvětšení celkové únosnosti primárního ostění i u záběrů s větší délkou.



8 Použité zdroje

8.1 Bibliografie

1. Ing. Aleš Zapletal, DrSc. *Statika degradovaného primárního ostění spolupůsobícího s ostěním sekundárním 1. část.* [Časopis Tunel 3/2019] místo neznámé : Tunel, Česká tunelářská asociace.
2. Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc. a Doc. Dr. Ing. Jan Pruška. *Podzemní stavby.* Česká technika, 2011. ISBN 978-80-01-04789-7.
3. Gotthard-Tunnel. *AlpenTunnel.* [Online] [Citace: 27. 2 2022.] http://www.alpentunnel.de/10_Epochial/30_Gotthard/frame_epochial_Gotthard.htm.
4. Simplon-Tunnel. *AlpenTunnel.* [Online] [Citace: 27. 2 2022.] http://www.alpentunnel.de/10_Epochial/40_Simplon/frame_epochial_Simplon.htm.
5. Ing. Matouš Hilar, MSc., PhD. a autorů, kolektiv. *Stříkaný beton v podzemním stavitelství.* Český tunelářský komitét ITA-AITES, 2008. ISBN 978-80-254-1262-6.
6. Grimm, Roland. Was ist Spritzbeton? *BaustoffWissen.* [Online] 4. červen 2019. [Citace: 27. 2 2022.] <https://www.baustoffwissen.de/baustoffe/baustoffknowhow/gartenlandschaftsbau-tiefbau/was-ist-spritzbeton/>.
7. Autorský kolektiv. *Zásady a principy NRTM jako převažující metody konvenčního tunelování v ČR.* místo neznámé : Český tunelářský komitét ITA/AITES, 2006.
8. Ing. Vlastimil Horák. *Královopolský tunel v Brně z pohledu projektanta.* [Časopis Tunel 1/2009] místo neznámé : Česká tunelářská asociace.
9. Kotvy a kotvení do hornin. *Učební texty.* [Online] https://geotech.fce.vutbr.cz/wp-content/uploads/sites/17/2018/09/mhig_13.pdf.
10. Ing. Libor Mařík. Ražené tunely Olbramovický a Tomický I. na trati Votice – Benešov u Prahy. *Silnice železnice.* [Online] 6. červen 2011. <http://old.silnice-zeleznice.cz/clanek/razene-tunely-olbramovicky-a-tomicky-i-na-trati-votice-benesov-u-prahy/>. ISSN 1803-8441.
11. Ing. Jiří Mosler, Ing. Václav Pavlovský, Ing. Libor Mařík a kolektiv autorů. *Uživatelská příručka pro konveční tunelování.* Česká tunelářská asociace ITA-AITES, 2019. ISBN 978-80-906452-4-0.
12. Doc. Ing. Ladislav Lamboj, CSc. *Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - část 1: Obecná pravidla.* Praha : Český normalizační institut, 2006. ČSN EN 1997-1.
13. Ing. Vítězslav Herle a Ing. Jiřím Herštusem, DrSc. *Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - část 2: Průzkum a zkoušení základové půdy.* Praha : Český normalizační institut, 2008. ČSN EN 1997-2.
14. Ing. Alexandr Butovič, Ph.D. *Numerické modelování a skutečnost, Návrhové přístupy.* 2021.
15. Prof. Ing. Jaroslav Procházka, CSc. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla pro pozemní stavby.* Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2019.
16. Ankra spol. s.r.o. *Příhradový výztužný nosník.* Ankra spol. s.r.o., 2001.



17. Dopravní podnik hlavního města Prahy, a.s. Metro D, členění projektu. [Online] 2022. [Citace: 5. 3 2022.] <https://www.dpp.cz/metro-d/popis-projektu/cleneni-projektu>.
18. Metroprojekt Praha a.s. Statický výpočet Doplnkový geologický průzkum úseku ID1a Úsek VO-OL - 20_Stavební část. Praha : autor neznámý, 2021.
19. Šindelář, Jan. Nová trať Sudoměřice – Votice se otevře v červnu po tříměsíční výluce. [Online] zdopravy.cz, 4. říjen 2021. [Citace: 15. 3 2022.] <https://zdopravy.cz/nova-trat-sudomerice-votice-se-otevře-v-cervnu-po-trimesicni-vyluce-93279/>.
20. Ing. Tomáš Just a Ing. Petr Čulík. *Nový železniční tunel Mezno budovaný v rámci modernizace trati v úseku Sudoměřie - Votice na 4. koridoru*. Česká tunelářská asociace ITA-AITES, 2020.
21. Ing. Tomáš Just. *Nové železniční tunely na IV. železničním koridoru*. Česká tunelářská asociace ITA-AITES, 2020.
22. Tunelový komplex Blanka v Praze. *Web České tunelářské asociace*. [Online] Česká tunelářská asociace ITA-AITES. [Citace: 16. 3. 2022] https://www.ita-aites.cz/cz/podzemni_stavby/podzemni_stavby_v_provozu/tunelovy-komplex-blanka-praze.html.
23. Satra, spol. s r. o. Městský okruh Myslbekova - Pelc-Tyrolka, Statický výpočet - část A. 2009.
24. Tunel Panenská. *Web České tunelářské asociace*. [Online] Česká Tunelářská asociace. [Citace: 16. 3 2022.] https://www.ita-aites.cz/cz/podzemni_stavby/podzemni_stavby_v_provozu/tunel-panenska.html.
25. Ing. Vlastimil Horák. *Dopravní řešení silnice I/42, VMO Dobrovského*. [Časopis tunel 1/2009] Česká tunelářská asociace ITA-AITES.
26. Tunel Klimkovice. [Online] Česká tunelářská asociace ITA-AITES. [Citace: 16. 3 2022.] https://www.ita-aites.cz/cz/podzemni_stavby/podzemni_stavby_v_provozu/tunel-klimkovice.html.
27. Ing. Michal Gamblička, a další. *Vítkovské tunely - součást stavby Nového spojení Praha Hl. n., Masarykovo nádraží, Libeň, Vysočany, Holešovice*. místo neznámé : Česká tunelářská asociace ITA-AITES, 1/2005.
28. Silniční tunel Mrázovka. *Web České tunelářské asociace*. [Online] Česká tunelářská asociace ITA-AITES. [Citace: 17. 3 2022.] https://www.ita-aites.cz/cz/podzemni_stavby/podzemni_stavby_v_provozu/silnicni-tunel-mrazovka-nrtm.html.
29. Satra, spol. s.r.o. stavba č.9543 - Tunel Mrázovka. *Statický výpočet v km 0,083 - větev B SO 8171.03a*. 2001.
30. Bentley Systems. Plaxis 3D. *Softwarové produkty Bentley*. [Online] Bentley Systems, 2022. [Citace: 14. 4 2022.] <https://www.bentley.com/cs/products/product-line/geotechnical-engineering-software/plaxis-3d>.
31. Micha van der Sloot. Mohr-Coulomb - PLAXIS. *Plaxis soilvision Wiki*. [Online] Bentley Communities, 18. 12 2019. [Citace: 28. 4 2022.] <https://communities.bentley.com/products/geotech-analysis/w/plaxis-soilvision-wiki/45460/mohr-coulomb>.
32. Mich van der Sloot. Modelling soil-structure interaction: interfaces. *Plaxis soilvision Wiki*. [Online] Bentley Communities, 24. 12 2019. [Citace: 28. 4 2022.] <https://communities.bentley.com/products/geotech-analysis/w/plaxis-soilvision-wiki/45944/modelling-soil-structure-interaction-interfaces>.



33. Micha van der Sloot. Is Plaxis 3D enabled for multicore? *Plaxis Soilvision Wiki*. [Online] Bentley Communities, 24. 12 2019. [Citace: 7. 5 2022.] <https://communities.bentley.com/products/geotech-analysis/w/plaxis-soilvision-wiki/45816/is-plaxis-3d-enabled-for-multicore>.
34. Satra, spol. s r. o. *MO Myslbekova - Pelc Tyrolka, Podrobný geotechnický průzkum, Závěrečná zpráva*.
35. Sudop Praha a.s. *Statický výpočet - ražby a primární ostění Tunel Kamenný vrch*. 2016.
36. Jakub Holan a Radek Štefan. InDiOn - Integrační Diagram Online. [Online] 2018. [Citace: 8. 5 2022.] <https://people.fsv.cvut.cz/~holanjak/software/indion/program/>.
37. Hradílek, Ludvík. Balet v tunelu. *Aktuálně.cz*. [Online] *Economia.cz*, 3. 4 2012. [Citace: 3. 4 2022.] <https://zpravy.aktualne.cz/domaci/metro-tunel-motol/r~i:gallery:26062/>
38. Milan, Ing. Kösser. Geomonitoring při výstavbě Vítkovských tunelů. *Silnice železnice*. [Online] *Konstrukce media, s.r.o.*, 28. 11 2008. [Citace: 13. 4 2022.] <http://old.silnice-zeleznice.cz/clanek/geomonitoring-pri-vystavbe-vitkovskych-tunelu/>.

8.2 Seznam obrázků

Obrázek 1 Příhradové výztužné rámy „Bretex“ (37)	13
Obrázek 2 Klínkový a šroubový svorník (9)	13
Obrázek 3 Schéma spolupůsobící šířky T-nosníků (15)	17
Obrázek 4 Geologický průzkum metra D (17)	19
Obrázek 5 Výztužné rámy „Hebrex“ (8)	21
Obrázek 6 Rozhraní křemenců a břidlic na čelbě Vítkovských tunelů (27).....	22
Obrázek 7 Model horninového prostředí před ražbou.....	23
Obrázek 8 Příčný řez tunelu s členěním výrubu.....	25
Obrázek 9 Řez konstrukcí primárního ostění.....	29
Obrázek 10 Vetknutý rám s různou tuhostí prvků	29
Obrázek 11 Normálové napětí v hornině, řez 10 m, konečný stav.....	30
Obrázek 14 Celkové deformace horniny, fáze 1	30
Obrázek 12 Ohybové momenty v ostění, příčný řez 10 m, konečný stav.....	30
Obrázek 13 Normálové síly v ostění, celkový pohled, konečný stav	30
Obrázek 15 Schéma ostění pro výpočet ohybové tuhosti	35
Obrázek 16 Schéma výztužného rámu.....	35
Obrázek 17 Interakční diagram, záběr 2 m	36
Obrázek 18 Model bez rámu, průběh momentů po ostění	37
Obrázek 19 Model s rámy, průběh momentů po ostění.....	37
Obrázek 20 Interakční diagram, záběr 1,5 m	40
Obrázek 21 Interakční diagram, záběr 1 m	43

8.3 Seznam tabulek

Tabulka 1 Geotechnické charakteristiky horninového prostředí	25
Tabulka 2 Změny modulu pružnosti a tloušťky SB	27
Tabulka 3 Maximální momenty v příčných řezech, záběr 2 m	34
Tabulka 4 Vnitřní síly zadané do interakčního diagramu, záběr 2 m.....	36



Tabulka 5 Maximální momenty v příčných řezech, záběr 1,5 m	39
Tabulka 6 Zadané síly do interakčního diagramu, záběr 1,5 m	40
Tabulka 7 Maximální momenty v příčných řezech, záběr 1 m	42
Tabulka 8 Zadané síly do interakčního diagramu, záběr 1 m	43
Tabulka 9 Přehled kombinací M+N pro interakční diagram	45
Tabulka 10 Výpočet nákladů na zvětšení tloušťky ostění o 50 mm dle cenové soustavy ÚRS	47

8.4 Seznam grafů

Graf 1 Nárůst modulu pružnosti SB v čase.....	27
Graf 2 Normálové síly ve vrcholu ostění, záběr 2 m	31
Graf 3 Svislé deformace ve vrcholu ostění, záběr 1 m.....	31
Graf 4 Ohybové momenty ve vrcholu ostění, porovnání	32
Graf 5 Ohybové momenty ve vrcholu ostění, záběr 2 m	33
Graf 6 Ohybové momenty na druhé hodině ostění, záběr 2 m	33
Graf 7 Svislé deformace ve vrcholu ostění, záběr 2 m.....	33
Graf 8 Porovnání průběhu momentů ve vrcholu ostění v modelu s rámy a bez rámy ..	38
Graf 9 Ohybové momenty ve vrcholu ostění, záběr 1,5 m	38
Graf 10 Ohybové momenty na druhé hodině ostění, záběr 1,5 m.....	39
Graf 11 Svislé deformace ve vrcholu ostění, záběr 1,5 m.....	39
Graf 12 Ohybové momenty ve vrcholu ostění, záběr 1 m.....	41
Graf 13 Ohybové momenty na druhé hodině ostění, záběr 1 m.....	41
Graf 14 Svislé deformace ve vrcholu ostění, záběr 1 m.....	42
Graf 15 Průběh svislých deformací ve vrcholu ostění, porovnání	44
Graf 16 Porovnání ohybových momentů na druhé hodině ostění ve zkoumané oblasti	44