

## VÝŠKOVÝ SYSTÉM Bpv

## SOUŘADNICOVÝ SYSTÉM S-JTSK

Číslo změny:	Obsah změny:	Datum změny:
01	-	-
02	-	-
03	-	-

Objednatel:



Správa železniční dopravní cesty, státní organizace  
Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1

Stavební správa západ  
Sokolovská 278/1955, 190 00 Praha 9

Generální projektant:



SUDOP PRAHA a.s.  
Olšanská 1a  
130 80 Praha 3  
tel.: +420 267 094 111  
e-mail: praha@sudop.cz

Hlavní inženýr projektu:

ING. PAVEL LANGER

Garant profese:

ING. TOMÁŠ ZÍTKO

Středisko:

TUNELŮ

Vedoucí střediska:

ING. TOMÁŠ ZÍTKO

Odpovědný projektant SO, IO, PS:

ING. MICHAL GRAMBLIČKA

Vypracoval:

ING. MICHAL GRAMBLIČKA  
ING. JAN JEŽEK

Kontroloval:

ING. TOMÁŠ ZÍTKO

Název akce:

**KŘÍŽENÍ TRATI ČESKÉ BUDĚJOVICE - PLZEŇ  
SE SILNICÍ I/20 V ÚSEKU JASMÍNOVÁ - JATEČNÍ**

Číslo smlouvy:

16 409 201

Projektový stupeň:

TECHNICKÁ STUDIE

Část:

TECHNICKÁ ČÁST  
TUNELOVÝ OBJEKT

Datum:

03/2017

Číslo části:

B.2.2

Název přílohy:

**TECHNICKÁ ZPRÁVA**

Měřítko:

Počet formátů:

-

Číslo přílohy:

01

# ***TECHNICKÁ ZPRÁVA***

## ***TUNELOVÉHO OBJEKTU***

**PŘI KŘÍŽENÍ ŽELEZNIČNÍ TRATĚ 190  
A KOMUNIKACE I/20 PLZEŇ LOBZY - KOTEROV**

### **Obsah :**

Úvod

Popis souvislostí návrhu varianty hloubeného tunelu

Popis geologických a hydrogeologických poměrů

Konstrukce stěn hloubeného tunelu

Návrh realizace, etapy ( plán organizace ) výstavby

## **Úvod**

Tato část projektové dokumentace popisuje konstrukci a souvislosti / etapy výstavby podzemního objektu, hloubeného tunelu při křížení trasy komunikace I/20 a tratě číslo 190 Plzeň – České Budějovice v městské části Plzně – Koterov a Lobzy.

### **Popis souvislostí návrhu varianty**

Křížení tras dvoukolejné železniční tratě a silniční komunikace I/20, čtyřpruhové silnice v šířkovém uspořádání mimo tunel MSd-/17/70, v „tunelové variantě“ T7,5/70 navrhováno vybudováním podchodu stávající železnice silnicí, při úhlu křížení cca 13°.

Konstrukce hloubených tunelů navrhujeme vytvořit svislými podzemními stěnami a stropními nosníkovými rozpěrami, po kterých bude převedena železniční trať ve své dočasné i trvalé poloze. Celková délka hloubeného úseku tunelů je 200 m, z toho pravý tunel má dl. 180 m a levý 130 m. Vzájemný posun východních portálů je 70 a 20 50 m.

Situování hloubených tunelů respektuje polohovou i výškovou úroveň stávající dvoukolejné železniční tratě, která je vedena mezi plzeňskými městskými částmi Východní Předměstí a Božkovem, přibližně ve směru západ - východ.

Severně, těsně vedle stávajícího silničního nadjezdu Sušické ul. nad železniční tratí je vedení trasy nově navrhované silnice v takové poloze, aby stávající silniční nadjezd nebyl stavební činností narušen nebo zničen. Avšak při vlastní stavbě zahloubeného úseku nebude možné, vzhledem k technologiím provádění skoro všech prací ze stávajícího povrchu, po dobu max. několika týdnů silniční trasu využívat.

### **Popis geologických a hydrogeologických poměrů**

Zájmové území náleží morfologicky do systému Hercynského, provincie Česká vysočina, subprovincie Poberounská soustava, do oblasti Plzeňská pahorkatina, celku Plaská pahorkatina, podcelku Plzeňská kotlina a okrsku Touškovská kotlina. Jedná se o mírně členité území, s významnými erozními bázemi místních hlavních vodotečí Úslava, Úhlava a Radbuza. Morfologickou stavbu širšího zájmového území, částečně určují i geologické poměry. Dnešní reliéf je výsledkem geologické stavby, různé odolnosti hornin vůči zvětrávacím procesům, erozivní činnosti vodních toků a zejména uložení kvartérních sedimentů, které vyrovnaly členitější povrch území. Na stavbě území se v neposlední řadě podílí i poměrně rozsáhlá antropogenní činnost.

Plánovaný tunel na křížení silnice I/20 se železniční tratí je umístěn v místě, kde železniční trať přechází postupně ze zářezu do levého odřezu. Území generelně klesá severně do erozní báze Úslavy. Nadmořská výška se v prostoru zájmového území pohybuje v rozmezí cca 328,0 až 334,0 m n. m. Z hlediska klimatické

klasifikace podle Atlasu podnebí Česka (2007) leží zájmové území v okrsku B2 (mírně teplý, mírně suchý, převážně s mírnou zimou).

Předkvartérní pokryv. Z geologického hlediska je zájmové území budováno proterozoickými horninami náležející regionálně-geologicky k plzeňské pánvi. V širším okolí se pak vyskytují svrchnoproterozoické vulkanogenní horniny ve formě efuzivních metabazaltů – spilitů, dále ojediněle také vápence, tvořené kalcitem s významným písčitým podílem a v denudačních zbytcích také terciární sedimenty. Stavbou tunelu budou zastiženy pouze svrchnoproterozoické sedimentární horniny.

Svrchní proterozoikum. Slabě metamorfované horniny svrchnoproterozoického vulkanicko-sedimentárního komplexu budují skalní podklad ve většině sledovaného širšího území. Horniny jsou budovány převážně šedými jílovitými až drobovými břidlicemi, drobami a prachovci, třískovitě se rozpadajícími podél puklin a málo zřetelné vrstevnatosti. Horniny jsou slabě metamorfované – fylitizované a zpravidla špatně vytríděné. Horninové typy do sebe navzájem postupně přecházejí a vyklíňují.

Terciární sedimenty. Terciární sedimenty (neogén) tvoří četné denudační zbytky fluvialních uloženin. Ve větší ploše se vyskytují západně od zájmového území a je pravděpodobné, že budou zastiženy v malých mocnostech také v západní části stavební jámy. Vzhledem k prakticky totožnému charakteru zemin neogénu a kvartéru je rozlišení těchto vrstev velmi obtížné. Jedná se převážně o pliocenní štěrkovité a písčité zeminy náležející nejvyššímu terasovému stupni.

Tektonika. Tektonický vývoj území probíhal v několika etapách. Vrásová stavba svrchního proterozoika vznikla převážně za kadomského vrásnění, kdy vznikly vrásové struktury o rozměrech různých řádů. Horniny svrchního paleozoika nejsou zvrásněny a jsou uloženy téměř horizontálně. Území je zároveň postiženo radiální tektonikou, kde směr zlomů je vícečetný. Poruchy jsou částečně vyplněny horninovými žilami.

Hydrogeologické poměry. Hydrogeologické podmínky zájmového území závisí na morfologii dané oblasti, vhodnosti horninového podloží k infiltraci a akumulaci podzemní vody, srážkovém režimu území, antropogenních vlivech a dalších faktorech prostředí. Dle Vyhlášky MZe č. 292/2002 Sb. o oblastech povodí ve znění pozdějších předpisů spadá posuzovaná lokalita do oblasti povodí řeky Labe, hlavní povodí „1-10-05 – Úslava“. Správce povodí: Povodí Vltavy, s. p. zájmové území spadá do hydrogeologického rajónu ID 6222 – Krystalinikum a proterozoikum v povodí Úhlavy a dolního toku Radbuzy, s volnou hladinou, s celkovou mineralizací méně než 0,3 g/l, nízkou transmisivitou ( $< 10^{-4} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ ) a chemickým typem Ca-Na-HCO<sub>3</sub>. V zájmovém území můžeme z hydrogeologického hlediska rozlišit dvě základní jednotky a to nezpevněné kvartérní sedimenty, v nichž můžeme počítat prakticky jen s propustností průlinovou, a předkvartérní horniny s propustností převážně puklinovou. Svrchní proterozoikum – jedná se o kolektor vázaný především na svrchní rozvolněnou a silně rozpukanou zónu hornin skalního podloží s puklinovou propustností. S ohledem na převážně méně sevřené a méně zajiřované puklinové systémy ve svrchní zóně se vytváří zpravidla souvislý horizont s malou až střední vydatností. Kvartér – v kvartérních sedimentech se vytváří průlinový kolektor

podzemních vod vázaný především na fluvialní písčitošterkovité sedimenty vyšších teras Úslavy. Fluvialní sedimenty vytvářejí místní hydrogeologický celek s volnou, místy však až s napjatou hladinou podzemní vody. Tyto vody se vyznačují poměrně velkou vydatností – horizont podzemní vody je zpravidla spojitý, vázaný na srážkové úhrny. Podzemní vody odtékají směrem na severozápad a severovýchod do erozní báze Úslavy. Vody u báze kvartérních (resp. terciérních) sedimentů a ve svrchní rozvolněné zóně hornin skalního podloží mívají zpravidla mírně zvýšenou celkovou mineralizaci a nízký stupeň agresivity – XA1 dle ČSN EN 206. Agresivita vodního prostředí bude zvýšená především ve svrchní zvětralinové zóně skalního podloží.

Při hodnocení základových poměrů podle údajů získaných při GT rešerši *(dle archivních geologických a mapových podkladů, předkládané výsledky jsou tak pouze orientačního charakteru a před realizací stavby je nutné provést řádný inženýrskogeologický průzkum, který upřesní geologickou stavbu v místě plánovaného tunelu a parametry základových půd a poskytne zpřesnění informací o hladině podzemní vody)*

Ize lokalitu hodnotit jako území s cca stejnorodým průběhem základových půd s hladinou podzemní vody. Z tohoto důvodu má lokalita složité základové poměry.

Předpokládá se výstavba tunelu pomocí hloubených podzemních stěn, jejichž založení je uvažováno v hloubce cca 12 – 13 m pod niveletou stávajících kolejí. Hloubení v tomto případě bude probíhat svrchu kvartérních deluviálních, fluvialních a eolických sedimentech, místně pak zároveň v navážkách. V úrovni od cca 329 m n. m. pak již bude zastíženo zcela a silně zvětralé skalní podloží. Předpokládáme, že skalní podloží je mírně ukloněno směrem k severu. Z toho vyplývá, že skalní podloží v severní části stavební jámy bude zastíženo pravděpodobně v úrovni cca 328 – 327 m n. m. Kvalita hornin skalního podloží narůstá s hloubkou, níže pak přecházejí horniny do poloh mírně zvětralých až navětralých. Přejechod mezi silně a mírně zvětralými horninami bude proměnlivý a postupný, lze ho předpokládat v hloubkách 2 – 10 m pod povrchem skalního podloží. Je tedy zřejmé, že podzemní stěny budou ve spodní části hloubené již v horninách mírně zvětralých až navětralých. Základová spára podzemních stěn lze předpokládat v prostředí geotechnického typu Pr2 s předpokládanou únosností  $R_p = 800 \text{ kPa}$ . Horniny mírně zvětralé až navětralé mají zpravidla střední, místy až vysokou pevnost – R3, resp. až R2 – a jsou středně až mírně rozpukané. Těžba tak bude závislá především na stupni rozpukání masivu a budou muset být použity speciální těžební stroje (např. hydrofréza). Zároveň těžbu bude komplikovat hladina podzemní vody, kterou lze předpokládat ve svrchní rozvolněné zóně skalního masivu.

V prostředí proterozoických hornin skalního podloží doporučujeme na základě zkušenosti z obdobných podmínek uvažovat s nízkou agresivitou vodního prostředí ve stupni XA1 dle ČSN EN 206. Konstrukce podzemních stěn doporučujeme ochránit před působením vodního prostředí.

Při hloubení stavební jámy doporučujeme její stěny zajistit vrtaným záporovým pažením, vetknutým do silně zvětralých hornin skalního podloží, spolu s kotvením. Stavební jámu doporučujeme zajistit proti přítokům podzemní vody z jejích stěn. Především v období se zvýšenými atmosférickými srážkami bude docházet k jejím

výronům u báze kvartérních sedimentů v prostředí svrchní rozvolněné zóny hornin skalního podloží. Podzemní vodu bude nutné organizovaně svést do jímek a čerpat.

### **Konstrukce hloubených tunelů a technologie jejich výstavby**

Dispoziční řešení profilů tunelů odpovídá požadavkům ČSN 73 7507/ 2006, průjezdný profil je výšky 4,50 m, šířka jízdních pruhů je 3,50 m, návrhová rychlost v trase 70 km/h a maximální sklon 2,5%.

Konstrukční uspořádání v příčném řezu hloubenými tunely představuje typickou masivní rámovou konstrukci působící jako spojitý rám o dvou polích se společnou střední stěnou. Soustavou tří svislých podzemních stěn má osovou vzdálenost 11,20 m. Výška stěn je proměnlivá, průměrně 12,5 až 13,0 m, tloušťku krajních podzemních stěn podle výsledků statického posouzení navrhujeme 1,20 m a prostřední 1,30 m.

Konstrukce svislých stěn a vodorovného stropu budou provedeny z betonu třídy C 30/37 XA1 XC4 XD2 XF3, výztuž je volná vázaná třídy B500B, doplněna svařovanými sítěmi KARI.

Realizace monolitických podzemních stěn začíná vybudováním vodících zídek, které určují jejich přesnou polohu. Vodicí zídky stabilizují horní část rýhy pod terénem, poskytují oporu pro hloubení a osazování prvků do rýhy. Při těžbě také slouží také jako zásobní prostor pro pažící suspenzi, pod jejíž ochranou je těžba podzemních stěn prováděna. Pažící suspenze je obvykle jílová a plní funkci hydraulického pažení stěn rýhy a zajišťuje její stabilitu. Rýha podzemní stěny se hloubí hydraulickým nebo lanovým drapákem, popřípadě hydrofrézou. Podzemní stěny budou hloubené po lamelách šířky převážně do 7 m. Vodotěsnost spár mezi jednotlivými lamelami je zajišťována těsnicími pásy, které jsou navlečeny do ocelových pažnic tvořících bednění pracovní spáry (tzv. waterstop).

Technologický postup provádění monolitické podzemní stěny : těžba jednotlivých záběrů a hrázky drapákem pod ochranou pažící suspenze; do vytěžené rýhy (lamely) je postupně osazen armokoš a zámkové pažnice s těsnicími pásy; betonáž lamely podzemní stěny probíhá odzdola pomocí kolon betonářských rour.

Po vyhloubení lamely je do rýhy vyplněné přečištěnou pažící suspenzí zasunut ocelový armokoš a zahájí se její betonáž kolonou betonářských rour. Betonová směs přitom vytěsňuje pažící suspenzi, která je odčerpávána. Kvůli dodržení potřebné kvality podzemní stěny je nutné, aby betonáž celé lamely proběhla vždy co nejrychleji a bez přerušení (současná betonáž pomocí kolon betonářských rour osazených v jedné lamele). Povrch monolitických stěn je možné po jejich odkrytí upravovat – např. stříkanými betony nebo frézováním. Monolitické podzemní stěny je možno použít jako konstrukční stěny hlubokých stavebních jam, zejména v případech, kdy dno stavební jámy je pod hladinou podzemní vody.

Po dokončení lamely / určeného úseku podzemních stěn a dostatečném vytvrzení betonu je možné jejich propojení stropem a ten následně opatřit hydroizolační a ochrannou vrstvou a po vybudování odvodnění celý úsek přesypat a realizovat přeložku železniční tratě. Vzhledem k extrémně úzkému koridoru pro



vedení trasy hloubených tunelů, doporučujeme uvažovat s vyztuženými betony podzemních stěn doplněných krystalizačními přísadami nebo některé z dalších modernějších technologií / přísad do betonů / např. polypropylenové vlákna, cca 2 kg PP vláken na 1m<sup>3</sup> s délkou vlákna 6 mm a průměrem 0,018 mm), zabezpečujících ochranu proti vlivu požáru na ztrátu únosnosti, resp. Odprýskávání betonu krycí vrstvy výztuže a také praktickou suchost podzemních prostor a tím omezit nutnost realizace dočasných stěn stavebních jam a pracné provedení hydroizolačních vrstev betonu. Při uvažování „klasického“ způsobu výstavby hloubených tunelů v plně otevřené stavební jámě zabezpečené záporovým pažením, by bylo nutné šířku stavebních jam rozšířit ještě o cca 2,5 m, co by nutně vyvolalo výrazný nárůst demolic.

Pro zabezpečení odvodnění podloží železniční tratě bude na stropě obou tunelů realizována ukloněná hydroizolační vrstva, která proniklou vodu odvede do bočních rýh a tyto se vyvedou na místo, kde je možné podzemní vodu bezpečně nechat vsáknout do podloží. Další možností je jejich napojení na stávající kanalizační systém, v nevhodných výšek je také možné uvažovat s přečerpáváním. Samotná hydroizolační vrstva je navržena na bázi izolačních bentonitových rohoží, doplněných o těsnění dilatačních a pracovních spar, PE folie tl. 2 mm, s ochranou geotextílií a betonovou mazaninou tl. 50 mm. Zpětný zásyp u hydroizolace je s ohledem na bezpečnost proti proražení navrhován z frakce o max. 32 mm.

Betonáž většinou probíhá proudovou metodou po sekcích do systémového bednění s délkou záběrů 12,0 m, tři až čtyři sekce jsou obvykle propojeny podélnou výztuží do dilatací s max. délkou do 40 m.

Stropní desku je s ohledem na její tloušťku chránit proti uvolňování hydratačního tepla a proto navrhujeme použití betonu s minimálním množstvím cementu.

Pro plynulý přechod mezi úseky se stropní deskou tunelů a širou tratí budou mezi nimi realizované betonové přechodové desky tl. až 60 cm a budou umístěny dle koordinační situace.

### **Postup výstavby, plán organizace výstavby POV**

Postup výstavby obou tubusů a zachování alespoň jedné provozované koleje železniční tratě umožní realizace podzemních stěn a stropu pouze po etapách. V první etapě bude zrušena jedna kolej stávající tratě a druhá bude posunuta do jižní polohy tak, že zabezpečí nejnutnější obslužnost železniční dopravy. V nejkritičtější etapě na dobu několika dní je nutné uvažovat s postrkem, jinak bude výstavba hlubokých podzemních stěn se železniční dopravou využívající elektrickou trakci v její bezprostřední blízkosti bezpečná. Jižní svahy odřezu - pro dočasnou polohu odsunuté koleje - bude nutné, především podél garáží, staticky zabezpečit, navrhujeme realizaci kotvených záporových stěn.

Rám hloubených tunelů bude cca 2,0 m pod budoucí kolejí železniční tratě opatřen stropem, deskou nosné výšky 1,20 m a hydroizolačním systémem a jeho ochranou. V takto připravených podzemních prostorech bude možné rozrušení a

odebírání horninového masivu, již pod ochranou stropu, tedy bez ovlivňování nadzemních činností, když jednou z těchto činností rozumíme i úpravu severního násypu nájezdu na silniční nadjezd.

Ve druhé etapě výstavby se dokončí „jižní“ část podzemních stěn a překryje se trvalými stropy.

Ve třetí etapě bude možné usadit železniční trať do její trvalé polohy a v podzemí vybudovat silniční komunikace a jejich odvodnění. Toto bude provedeno pomocí kombinace hloubené trubní trasy s raženou štolou, která by mohla být vedena z nejnižší části silniční komunikace, přibližně v km 0,500 a to buď do stávající kanalizace nebo po patřičné úpravě přímo do řeky Úslavy, která je od tohoto místa vzdálená asi 650 m.

Další pokračování ve výstavbě, tj. napojení oboustranných předzářezů v době realizace silniční komunikace tak bude možné již bez prostorového nebo časového omezení provozu stávající železniční tratě.

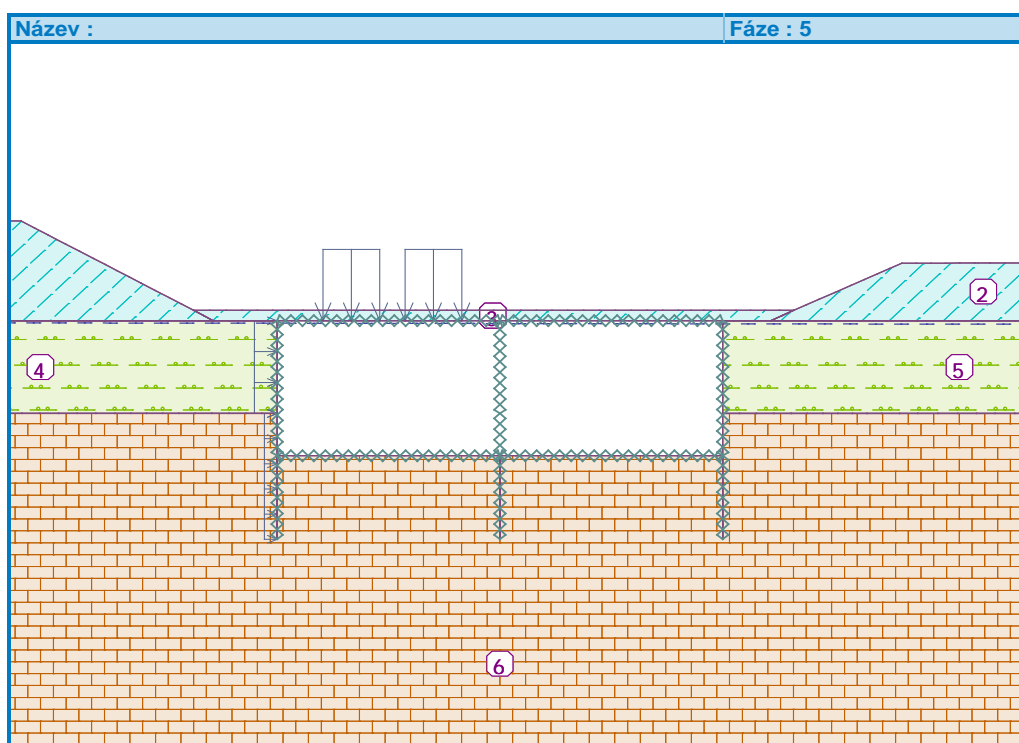
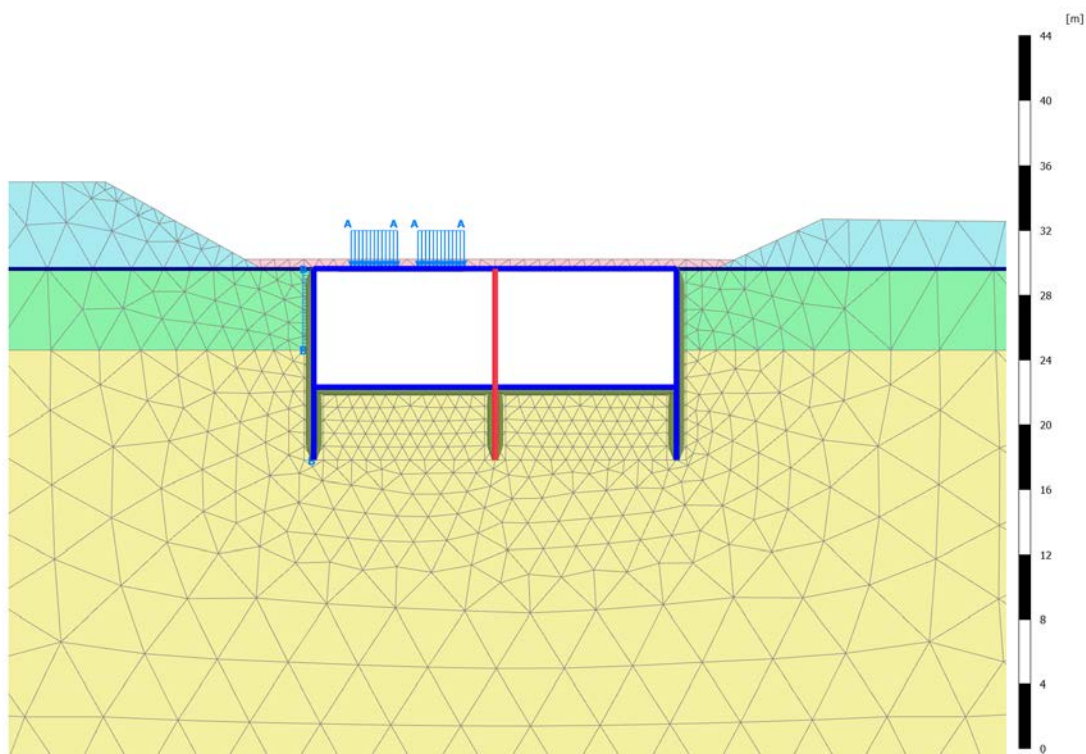
Vypracoval : ing. Michal Gramblička



# STATICKÝ VÝPOČET OBJEKTU KŘÍŽENÍ TRATĚ 190 A KOMUNIKACE I/20 PLZEŇ LOBZY - KOTEROV

Nejvyšší nadloží objektu z milánských stěn

Staničení I/20 km 0,500 000



## Obsah

<b>1</b>	<b>Úvod</b>	<b>5</b>
<b>2</b>	<b>Geologické a hydrogeologické poměry obecně</b>	<b>5</b>
<b>2.1</b>	<b>Předané podklady a metodika průzkumných prací</b>	<b>5</b>
<b>2.2</b>	<b>Přehled geologických a hydrogeologických poměrů</b>	<b>6</b>
2.2.1	Geomorfologické a klimatické poměry	6
2.2.2	Geologická stavba	6
2.2.2.1	Předkvartérní pokryv	6
2.2.2.2	Kvartérní pokryv	7
2.2.3	Tektonika	8
2.2.4	Poddolovaná území, ložiska nerostných surovin a sesuvná území	8
2.2.5	Hydrogeologické poměry	8
<b>2.3</b>	<b>Zhodnocení základových poměrů</b>	<b>8</b>
<b>2.4</b>	<b>Závěr</b>	<b>11</b>
<b>3</b>	<b>Výpočtový model</b>	<b>11</b>
<b>3.1</b>	<b>Postup výpočtu</b>	<b>11</b>
3.1.1	Návrhový přístup dle ČSN EN 1997-1	11
3.1.2	Popis fází výpočtu	13
3.1.3	Zkoumaný řez	13
3.1.4	Geometrie modelu	14
<b>3.2</b>	<b>Fyzikálně – mechanické vlastnosti horninového prostředí</b>	<b>15</b>
3.2.1	Parametry horninového masivu a pokryvných útvarů (Mohr - Coulomb)	15
3.2.2	Problematika zavodnění masivu	15
<b>3.3</b>	<b>Konstrukce podzemních stěn a stropní desky – prutový systém</b>	<b>15</b>
3.3.1	Úvod	15
3.3.2	Vstupní parametry betonu	16
3.3.3	Vstupní parametry betonářské výztuže	16
<b>3.4</b>	<b>Zatížení</b>	<b>16</b>
3.4.1	Úvod	16
3.4.2	Stálé zatížení	17
3.4.2.1	Vlastní váha	17
3.4.2.2	Štěrkové lože a zásyp konstrukce	17
3.4.2.3	Roznášecí šířka na stropní desku	17
3.4.2.4	Zemní tlak	18
3.4.3	Proměnné zatížení	18
3.4.3.1	Zatížení kolejovou dopravou a jiná zatížení specifická pro železniční mosty	18
3.4.3.2	Zvětšení zemního tlaku vlivem zatížení železniční dopravou	19
3.4.4	Problematika pohyblivého zatížení	20
3.4.4.1	Příčinková čára momentu na vetknutém nosníku	20
3.4.4.2	Umístění zatížení pro vyvolání maximálního účinku	21
<b>3.5</b>	<b>Kombinace výpočtu</b>	<b>23</b>
3.5.1	Úvod	23
3.5.2	Přehled zatěžovacích stavů	23
<b>3.6</b>	<b>Kontaktní prvky</b>	<b>23</b>

<b>4</b>	<b>Posouzení MSÚ konstrukce.....</b>	<b>24</b>
<b>5</b>	<b>Posouzení dílčích MSP konstrukce .....</b>	<b>25</b>
<b>5.1</b>	<b>Úvod .....</b>	<b>25</b>
<b>5.2</b>	<b>MS omezení napětí.....</b>	<b>25</b>
<b>5.3</b>	<b>MS omezení trhlin .....</b>	<b>25</b>
<b>5.4</b>	<b>MS omezení průhybu .....</b>	<b>26</b>
<b>6</b>	<b>Závěr výpočtů všech řezů.....</b>	<b>27</b>
<b>6.1</b>	<b>Úvod .....</b>	<b>27</b>
<b>6.2</b>	<b>Závěr .....</b>	<b>27</b>
<b>7</b>	<b>Použitá literatura .....</b>	<b>28</b>
<b>8</b>	<b>Seznam obecných příloh .....</b>	<b>30</b>
<b>9</b>	<b>Seznam příloh pro řez km 0 500 000 (staničení I/20).....</b>	<b>30</b>

## 1 Úvod

Statický výpočet je součástí projektové dokumentace k objektu křížení trasy komunikace I/20 a tratě číslo 190 Plzeň – České Budějovice v městské části Plzeň – Koterov a Lobzy. Samotný objekt je ve své provizorní formě součástí přestavby širšího úseku „Uzel Plzeň, 5. stavba - Lobzy – Koterov, DÚR“. Vlastní trasa komunikace I/20 je však navržena ve stádiu „studie“. Tunel (objekt budovaný technologií podzemních, tzv. „Milánských“ stěn) je navržen jako silniční dvoutubusový o projektované třídě komunikace **T 7,5/70**. Komunikace bude sloužit jako obchvat města, přičemž kategorie komunikace mimo objekt je **MS4d -/17/70**. Celková délka tunelu je **200** m, jednotlivé portály jsou vzhledem k nepříznivému úhlu křížení obou tras (cca 13,4°) výrazně odsazeny. Levá tunelová trouba (dále jen „LTT“) po směru staničení komunikace je dl. **130** m, a pravá tunelová trouba (dále jen „PTT“) je dl. **180** m. Podkladem pro návrh a statický posudek byla zpráva IGP. Geotechnická rešerše byla provedena za účelem získání a popisu základních geologických, hydrogeologických a geotechnických parametrů zemin a hornin v místě uvažovaného podjezdu – tunelu na plánované silnici I/20 v úseku Jasmínová – Jateční pod železniční tratí č. 190. Rešerše se věnuje především informacím získaným v Geofondu. Pro nynější stupeň dokumentace nebyl proveden žádný IG průzkum. Výpočet byl geometricky zvolen v místě staničení I/20 v km 0,500 000, které se z hlediska zásypu stropní desky jeví jako nejnepříznivější:

- 1) řez v km 0,500 000 – nejvyšší nadloží zásypu stropní desky tunelu

Výpočet je zaměřen na stavbu tunelu budovaného technologií podzemních stěn a byl proveden pomocí softwaru **Plaxis 2D AE (verze 2015)** a **GEO 5 MKP (verze 2016)** pro porovnání. Výsledkem tohoto výpočtu je určení **průběhu vnitřních sil** na prutový model tunelového ostění ze železobetonu vlivem zemního tlaku a pohyblivého zatížení vlakovou dopravou. Dalším cílem statického výpočtu je prognóza plastického přetváření masivu a změn jeho napjatosti. Je rovněž dokladován vývoj deformací konstrukce během exkavace masivu pod stropní deskou za plného provozu železnice (podobná konstrukce jako metoda „želva“). Součástí statického výpočtu je stanovení způsobu vyztužení nejvíce namáhaných průřezů konstrukce. Posouzení se týká **MSÚ** a některých částí **MSP**. Vliv teplot a smrštění bude posouzen až v dalších stupních, neboť vstupní údaje do výpočtu budou upřesněny na základě budoucího IGP.

Geotechnické parametry byly převzaty z doporučených hodnot z rešeršní zprávy inženýrsko-geologického průzkumu. Zevrubný popis geologie se nachází v kapitole 2.

## 2 Geologické a hydrogeologické poměry obecně

Převzato z: „I/20 Plzeň, Geotechnická rešerše“ – zhotovitel: SUDOP PRAHA a.s. (Mgr. Jakub Hruška), stř. 207 – Geotechniky [říjen 2016]. K jednotlivým bodům jsou v případě potřeby doplněny komentáře projektanta.

### 2.1 Předané podklady a metodika průzkumných prací

Jako podklady pro realizaci prací jsme od objednatele obdrželi v elektronické podobě koordinační situaci, s vyznačením zájmového území, se zákresem budoucího objektu tunelu.

Rešerše je vypracována na základě studia dostupných archivních materiálů, bez nových průzkumných prací. K zpracování geotechnické rešerše jsme využili, dostupnou archivní geologickou dokumentaci uloženou v archivu České geologické služby – Geofondu Praha.

V tabulce číslo 1 je přehled využitých archivních zpráv z registru Geofondu Praha.

Autor (rok vydání)	Název zprávy, zpracovatel, číslo posudku Geofondů
Beneš J. (1961)	Posouzení základových poměrů pro výstavbu čistírny a barvírny v Plzni – Slovanech, KPÚ Plzeň, číslo posudku Geofondů V45557
Follprecht L. (1991)	Plzeň – Božkov, označení vrtů J1 – J4, VPÚ Praha, číslo posudku Geofondů P74630
Holeček V. (2011)	Analýza rizik - ochrana podzemních vod Plzeň Libušín, závěrečná zpráva, AQUATEST a.s. Praha, číslo posudku Geofondů P132807
kolektiv autorů (1997)	Soubor geologických a účelových map ČR v měřítku 1 : 50 000, list 12-33 Plzeň, ÚÚG Praha

Tabulka 1: Využití archivní zprávy z registru Geofondů Praha

## 2.2 Přehled geologických a hydrogeologických poměrů

### 2.2.1 Geomorfologické a klimatické poměry

Zájmové území náleží morfologicky do systému Hercynského, provincie Česká vysočina, subprovincie Poberounská soustava, do oblasti Plzeňská pahorkatina, celku Plaská pahorkatina, podcelku Plzeňská kotlina a okrsku Touškovská kotlina. Jedná se o mírně členité území, s významnými erozními bázemi místních hlavních vodotečí Úslava, Úhlava a Radbuza.

Morfologickou stavbu širšího zájmového území, částečně určují i geologické poměry. Dnešní reliéf je výsledkem geologické stavby, různé odolnosti hornin vůči zvětrávacím procesům, erozivní činnosti vodních toků a zejména uložení kvartérních sedimentů, které vyrovnaly členitější povrch území. Na stavbě území se v neposlední řadě podílí i poměrně rozsáhlá antropogenní činnost.

Plánovaný tunel na křížení silnice I/20 se železniční tratí je umístěn v místě, kde železniční trať přechází postupně ze zářezu do levého odřezu. Území generelně klesá severně do erozní báze Úslavy.

Nadmořská výška se v prostoru zájmového území pohybuje v rozmezí cca 328,0 až 334,0 m n. m.

Z hlediska klimatické klasifikace podle Atlasu podnebí Česka (2007) leží zájmové území v okrsku B2 (mírně teplý, mírně suchý, převážně s mírnou zimou).

### 2.2.2 Geologická stavba

#### 2.2.2.1 Předkvartérní pokryv

Z geologického hlediska je zájmové území budováno proterozoickými horninami náležející regionálně-geologicky k plzeňské pánvi. V širším okolí se pak vyskytují svrchnoproterozoické vulkanogenní horniny ve formě efuzivních metabazaltů – spilitů, dále ojediněle také vápence, tvořené kalcitem s významným písčitým podílem a v denudačních zbytcích také terciérní sedimenty. Stavbou tunelu budou zatíženy pouze svrchnoproterozoické sedimentární horniny.

#### Svrchní proterozoikum:

Slabě metamorfované horniny svrchnoproterozoického vulkanicko-sedimentárního komplexu budují skalní podklad ve většině sledovaného širšího území. Horniny jsou budovány převážně šedými jílovitými až drobovými břidlicemi, drobami a prachovci, třískovitě se rozpadajícími podél puklin a málo zřetelné vrstevnatosti. Horniny jsou slabě metamorfované – fylitizované a zpravidla špatně vytríděné. Horninové typy do sebe navzájem postupně přecházejí a vyklíňují.



### Terciérní sedimenty:

Terciérní sedimenty (neogén) tvoří četné denudační zbytky fluvialních uloženin. Ve větší ploše se vyskytují západně od zájmového území a je pravděpodobné, že budou zastiženy v malých mocnostech také v západní části stavební jámy. Vzhledem k prakticky totožnému charakteru zemin neogénu a kvartéru je rozlišení těchto vrstev velmi obtížné. Jedná se převážně o pliocenní štěrkovité a písčité zeminy náležející nejvyššímu terasovému stupni.

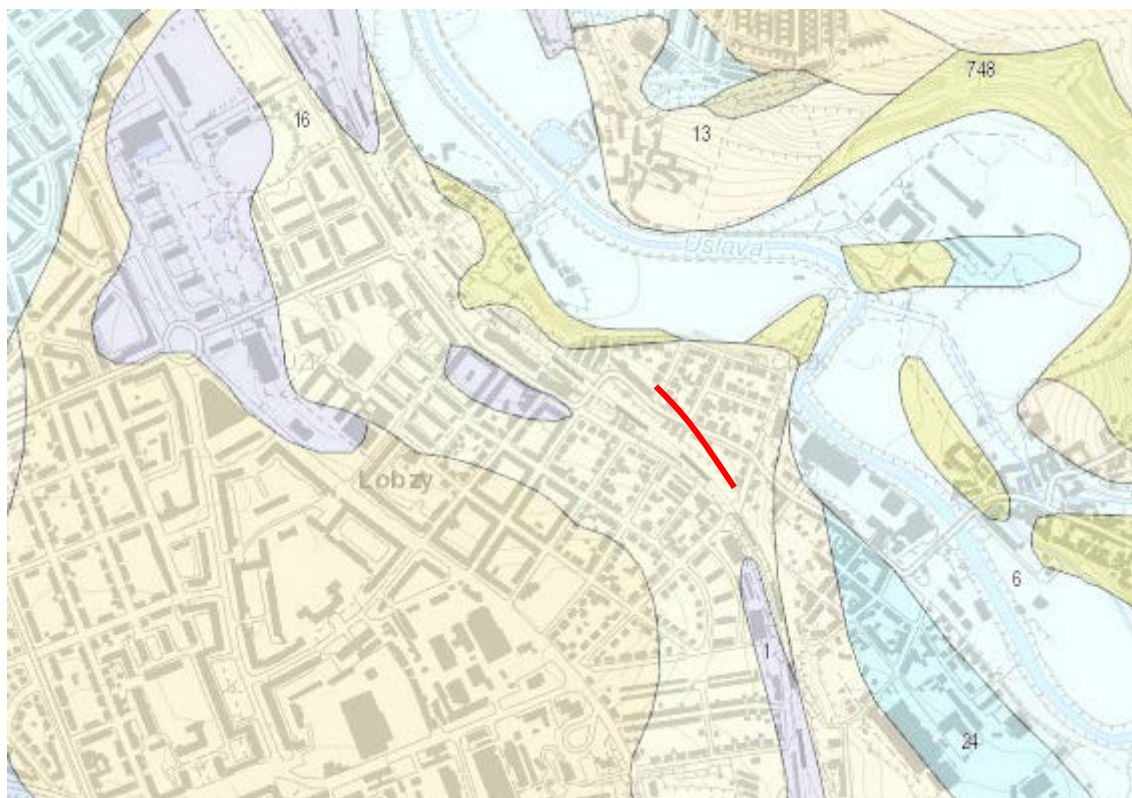
#### 2.2.2.2 Kvartérní pokryv

Kvartérní sedimenty jsou v zájmovém území budovány navážkami, eolickými, fluvialními a deluvialními sedimenty.

**Deluvialní sedimenty** mají v zájmovém území spíše menší rozšíření. Mohou být zastiženy ve východní části stavební jámy u hrany zářezu železniční trati. Jedná se převážně o písčitojilovité až štěrkovitojilovité zeminy.

**Eolické sedimenty** se vyskytují především v západní části území. Vyskytují se místy jako lokální překryv terasových sedimentů. Jsou zastoupeny sprašemi a sprašovými hlínami. Archivními průzkumnými pracemi nebyly tyto zeminy zastiženy.

**Výskyt fluvialních sedimentů** je v zájmovém území vázán na terasy řek. Pleistocenní písčité a štěrkovité terasové sedimenty jsou makroskopicky podobné uloženinám terciérním a proto obtížně identifikovatelné.



Obrázek 1: Geologická mapa 1 : 50 000, list 12-33 Plzeň

- |                          |   |                        |
|--------------------------|---|------------------------|
| 1 - navážky              | 6 - fluvialní sedimenty                   | 16 - eolické sedimenty |
| 130 - terasové sedimenty | 748 - proterozoikum, sedimentární horniny |                        |
| — - osa tunelu           |   |                        |

### 2.2.3 Tektonika

Tektonický vývoj území probíhal v několika etapách. Vrásová stavba svrchního proterozoika vznikla převážně za kadomského vrásnění, kdy vznikly vrásové struktury o rozměrech různých řádů. Horniny svrchního paleozoika nejsou zvrásněny a jsou uloženy téměř horizontálně. Území je zároveň postiženo radiální tektonikou, kde směr zlomů je vícečetný. Poruchy jsou částečně vyplněny horninovými žilami.

### 2.2.4 Poddolovaná území, ložiska nerostných surovin a sesuvná území

Podle námi získaných údajů z archivu Geofondy Praha – ložisek nerostných surovin a sesuvů – se v zájmovém území projektované stavby nenachází žádná potenciálně sesuvná území a zájmové území nezasahuje do chráněných ložiskových území.

### 2.2.5 Hydrogeologické poměry

Hydrogeologické podmínky zájmového území závisí na morfologii dané oblasti, vhodnosti horninového podloží k infiltraci a akumulaci podzemní vody, srážkovém režimu území, antropogenních vlivech a dalších faktorech prostředí.

Dle Vyhlášky MZe č. 292/2002 Sb. o oblastech povodí ve znění pozdějších předpisů spadá posuzovaná lokalita do oblasti povodí řeky Labe, hlavní povodí „1-10-05 – Úslava“. Správce povodí: Povodí Vltavy, s. p.

Zájmové území spadá do hydrogeologického rajónu ID 6222 – Krystalinikum a proterozoikum v povodí Úhlavy a dolního toku Radbuzy, s volnou hladinou, s celkovou mineralizací méně než 0,3 g/l, nízkou transmisivitou ( $< 10^{-4} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ ) a chemickým typem Ca-Na-HCO<sub>3</sub>.

V zájmovém území můžeme z hydrogeologického hlediska rozlišit dvě základní jednotky a to nepevněné kvartérní sedimenty, v nichž můžeme počítat prakticky jen s propustností průlinovou, a předkvartérní horniny s propustností převážně puklinovou.

Svrchní proterozoikum – jedná se o kolektor vázaný především na svrchní rozvolněnou a silně rozpukanou zónu hornin skalního podloží s puklinovou propustností. S ohledem na převážně méně sevřené a méně zájlované puklinové systémy ve svrchní zóně se vytváří zpravidla souvislý horizont s malou až střední vydatností.

Kvartér – v kvartérních sedimentech se vytváří průlinový kolektor podzemních vod vázaný především na fluvialní písčitošterkovité sedimenty vyšších teras Úslavy. Fluvialní sedimenty vytvářejí místní hydrogeologický celek s volnou, místy však až s napjatou hladinou podzemní vody. Tyto vody se vyznačují poměrně velkou vydatností – horizont podzemní vody je zpravidla spojitý, vázaný na srážkové úhrny.

Podzemní vody odtékají směrem na severozápad a severovýchod do erozní báze Úslavy. Vody u báze kvartérních (resp. terciérních) sedimentů a ve svrchní rozvolněné zóně hornin skalního podloží mívají zpravidla mírně zvýšenou celkovou mineralizaci a nízký stupeň agresivity – **XA1 dle ČSN EN 206**. Agresivita vodního prostředí bude zvýšená především ve svrchní zvětralinové zóně skalního podloží.

## 2.3 Zhodnocení základových poměrů

**Skalní podklad** zájmového území je tvořen proterozoickými slabě fylitizovanými břidlicemi, prachovci a drobami, které do sebe vzájemně přecházejí. Jedná se většinou o rytmicky zvrstvené sedimenty. Horniny se vyznačují deskovitou až lavicovitou odlučností, silným stupněm rozpukání a



nepravidelným rozpadem. Polyedricky odlučné droby jsou světlejší, středně až jemně zrnité, celkově mírně pevnější a odolnější vůči zvětřování.

Všeobecně lze říci, že směrem do hloubky velikost, množství a pevnost úlomků narůstá. Podle makroskopických popisů vzdálenějších archivních sond lze mírně zvětřalé až navětřalé horniny zařadit do pevnostní třídy R3, místy až R2 dle ČSN 73 6133. Slabě zvětřalé až navětřalé horniny řadíme do **geotechnického typu Pr2**.

Zcela a silně zvětřalé horniny skalního masívu představují nejsvrchnější zónu skalního podkladu – eluvium a svrchní rozvolněnou zónu. Mocnost zvětřalých hornin se liší, přičemž lze uvažovat s hloubkou cca 2 – 10 m v závislosti na stupni rozpukání a prokřemenění hornin. Ve zvětřalé formě jsou horniny střípkovitě až drobně úlomkovitě rozpukané, celkově s menší pevností, ve zcela zvětřalé formě pak nabývají většinou hlinitopísčitých zemin s hojnými střípkami matečné horniny. Podle makroskopických popisů archivních sond lze zcela zvětřalým horninám přiřadit dle ČSN EN ISO 14688-2 symbol saSi a saCl, při vyšším obsahu úlomků až grSi, respektive F3/MS a F4/CS, při vyšším obsahu úlomků až F1/MG podle ČSN 73 6133. Zcela a silně zvětřalé horniny řadíme do **geotechnického typu Pr1**.

Na základě dokumentace archivních kopaných sond a vzdálenějších archivních vrtů s přihlédnutím k morfologii terénu předpokládáme povrch skalního podloží v úrovni cca 329 m n. m., přičemž předpokládáme, že povrch skalního podloží mírně upadá směrem k severu, kde ho lze předpokládat v rámci části stavebního objektu v úrovni cca 328 – 327 m n. m.

**Zeminy kvartérního pokryvu** jsou v daném území zastoupeny především fluviálními sedimenty, deluviálními sedimenty, a ve svrchní části profilu pak eolickými sedimenty a navážkami. Zastiženy budou pouze ve svrchní části profilu ve svahu stávajícího zářezu železniční trati a přilehlém okolí v místech s plánovanými zemními pracemi v okolí uvažovaného tunelu do úrovně skalního podloží, tedy cca 329 m n. m.

Fluviální sedimenty jsou v zájmovém území zastoupeny převážně písčitými zeminami s proměnlivou příměsí jemnozrnné složky, středně zrnité – **geotechnický typ Q1**, které lze zařadit do třídy siSa a clSa dle ČSN EN ISO 14688-2, respektive do třídy S4/SM a S5/SC dle ČSN 73 6133. Zároveň lze předpokládat výskyt také štěrkovitých sedimentů – **geotechnický typ Q2**, které lze zařadit do třídy grSa až saGr, respektive do třídy G3/G-F dle příslušných norem. Zeminy jsou zpravidla středně ulehlé, k bázi ulehlé, místy až silně ulehlé.

Deluviální sedimenty budou zastiženy pouze omezeně. Předpokládáme, že se bude jednat především o svahově přemístěné zvětřaliny podložních hornin, které budou nabývat charakteru hlinitopísčitých zemin s příměsí střípků podložních hornin – **geotechnický typ Q3**. Makroskopicky lze tyto zeminy zařadit dle ČSN EN ISO 14688-2 do třídy saSi až saCl, resp. F3/MS až F4/CS dle ČSN 73 6133.

Eolické sedimenty budou zastiženy taktéž pouze v omezené míře. Tyto sedimenty nabývají zpravidla charakteru sprašových hlín, místy s vápnitými konkréty či cicváry – **geotechnický typ Q4**. Lze je zařadit do třídy Si či clSi dle ČSN EN ISO 14688-2, resp. do třídy F5/MI a F6/CI dle ČSN 73 6133.

Navážky v dané lokalitě vznikaly při výstavbě a urbanizaci širšího okolí. Mocnost navážek nebyla v zájmovém území archivními sondami ověřena. Lze předpokládat, že se bude jednat převážně o překopané místní zeminy charakteru odpovídajícímu výše uvedeným kvartérním zeminám s příměsí stavebního, částečně i komunálního odpadu, případně lomového kamene. Předpokládáme, že mocnost navážek v místě stavby mimo konstrukční vrstvy komunikací a železniční tratě a zásypu u stávajícího silničního mostu nepřesáhne cca 1 m.

V části území jsou zeminy překryty humózním horizontem. Jedná se zpravidla o tmavě hnědou písčitolinitou zeminu, proměnlivě humózní, svrchu mimo zastavěná území s drnem. Vzhledem k charakteru zájmového území a lidské činnosti nepředpokládáme s ohledem na zhoršené vlastnosti těchto půd jejich skrývku dle zákona č. 334/1992 Sb.

V následující tabulce uvádíme orientační předpokládané geotechnické vlastnosti zemin a hornin, které mohou být v zájmovém území zastíženy a přicházejí tedy v úvahu jako potenciální základové půdy.

Název zeminy / horniny (geotechnický typ)	ČSN 73 6133		ČSN EN ISO 14688-2	$\gamma$ (kg.m <sup>-3</sup> )	$E_{def}$ (MPa)	$C_{ef}$ (kPa)	$\Phi_{ef}$ (°)	$\nu$ (1)	$R_p$ (kPa)	$U_{v,t}$ (kN)	Těžitelnost ČSN 73 6133	Vrtatelnost VC 800-2
	třída	symbol										
Navážky (typ Y)	F3, S4, S5	MS, SM, SC+Y	sagrSi	17,5	-	-	-	-	-	-	I-II	I-II
Fluviální sedimenty (typ Q1)	S4 S5	SM SC	siSa clSa	18,5	12	4	28	0,32	200	480	I	I
Fluviální sedimenty (typ Q2)	G3	G-F	grSa saGr	19,0	80	0	34	0,25	600	800	I/II	II
Deluviální sedimenty (typ Q3)	F3 F4	MS CS	saSi saCl	18,5	8	5	25	0,35	200	630	I	I
Eolické sedimenty (typ Q4)	F5 F6	MI CI	Si, clSi	20,5	6	15	20	0,40	175	630	I	I
Zcel až silně zvětralé horniny (Pr1)	R6	MS,CS	(saSi, saCl)	21,0	15	15	25	0,32	250	700	I	II
	R5		-	23,0	50	80*	28*	0,25	300	1250	I-II	II
Mírně zvětralé až navětralé horniny (Pr2)	R3 / R2		-	26,0	2000	400*	40*	0,15	800	2500	III	III

Tabulka 2: Předpokládané geotechnické vlastnosti základových půd

Pozn: uváděné parametry byly stanoveny na základě dostupných informací z archivních průzkumných děl, z nichž některé se nacházejí ve větší vzdálenosti od plánované stavby, parametry proto mají pouze orientační charakter a mohou se lišit od skutečnosti v místě plánované stavby.

Při hodnocení základových poměrů lze, podle údajů získaných při GT rešerši, lokalitu hodnotit jako území s cca stejnorodým průběhem základových půd s hladinou podzemní vody. Z tohoto důvodu má lokalita složité základové poměry.

Dle předaných informací se předpokládá výstavba tunelu pomocí hloubených podzemních stěn, jejichž založení je uvažováno v hloubce cca 12 – 13 m pod niveletou stávajících kolejí. Hloubení v tomto případě bude probíhat svrchu kvartérních deluviálních, fluviálních a eolických sedimentech, místně pak zároveň v navážkách. V úrovni od cca 329 m n. m. pak již bude zastíženo zcela a silně zvětralé skalní podloží. Předpokládáme, že skalní podloží je mírně ukloněno směrem k severu. Z toho vyplývá, že skalní podloží v severní části stavební jámy bude zastíženo pravděpodobně v úrovni cca 328 – 327 m n. m. Kvalita hornin skalního podloží narůstá s hloubkou, níže pak přecházejí horniny do poloh mírně zvětralých až navětralých. Přejít mezi silně a mírně zvětralými horninami bude proměnlivý a postupný, lze ho předpokládat v hloubkách 2 – 10 m pod povrchem skalního podloží. Je tedy zřejmé, že

podzemní stěny budou ve spodní části hloubené již v horninách mírně zvětralých až navětralých. Základová spára podzemních stěn lze předpokládat v prostředí geotechnického typu Pr2 s předpokládanou únosností  $R_p = 800 \text{ kPa}$ .

Horniny mírně zvětralé až navětralé mají zpravidla střední, místy až vysokou pevnost – R3, resp. až R2 – a jsou středně až mírně rozpukané. Těžba tak bude závislá především na stupni rozpukání masivu a budou muset být použity speciální těžební stroje (např. hydrofréza). Zároveň těžbu bude komplikovat hladina podzemní vody, kterou lze předpokládat ve svrchní rozvolněné zóně skalního masivu.

V prostředí proterozoických hornin skalního podloží doporučujeme na základě zkušenosti z obdobných podmínek uvažovat s nízkou agresivitou vodního prostředí ve stupni **XA1** dle **ČSN EN 206**. Konstrukce podzemních stěn doporučujeme ochránit před působením vodního prostředí.

Při hloubení stavební jámy doporučujeme její stěny zajistit vrtaným záporovým pažením, vetknutým do silně zvětralých hornin skalního podloží, spolu s kotvením. Stavební jámu doporučujeme zajistit proti přítokům podzemní vody z jejích stěn. Především v období se zvýšenými atmosférickými srážkami bude docházet k jejím výronům u báze kvartérních sedimentů v prostředí svrchní rozvolněné zóny hornin skalního podloží. Podzemní vodu bude nutné organizovaně svést do jímek a čerpat.

## 2.4 Závěr

Předkládaná geotechnická rešerše pro plánovanou výstavbu tunelu na silnici I/20 v úseku Jasmínová – Jateční v Plzni podává projektantovi základní informace o geologických, hydrogeologických a geotechnických poměrech zájmového území.

Základové poměry v podloží budoucího objektu hodnotíme z důvodu předpokládané hladiny podzemní vody jako složité, v rozsahu staveniště předpokládáme výskyt relativně stejnorodých základových půd. Budoucí objekt bude založen hlubinně pomocí podzemních stěn.

Závěrem upozorňujeme, že se jedná pouze o rešerši archivních geologických a mapových podkladů. Předkládané výsledky jsou tak pouze orientačního charakteru. Před realizací stavby je nutné provést řádný inženýrskogeologický průzkum, který upřesní geologickou stavbu v místě plánovaného tunelu a parametry základových půd a poskytne zpřesnění informací o hladině podzemní vody.

## 3 Výpočtový model

### 3.1 Postup výpočtu

#### 3.1.1 Návrhový přístup dle ČSN EN 1997-1

Statický výpočet konstrukce byl proveden programem **Plaxis 2D AE (verze 2015)** od firmy Plaxis BV pro výpočet plastického přetvoření a pro kontrolu byl výpočet zopakován v programu **GEO 5 MKP (verze 2016)** od firmy FINE, s.r.o. V dvourozměrném modelu je masiv definován jako nehomogenní, izotropní pružně - plastický materiál podle **konstitučního vztahu Mohr - Coulomb**, nalézající se ve stavu rovinné deformace. Nastavení výpočtu v obou programech je nastaveno stejně.

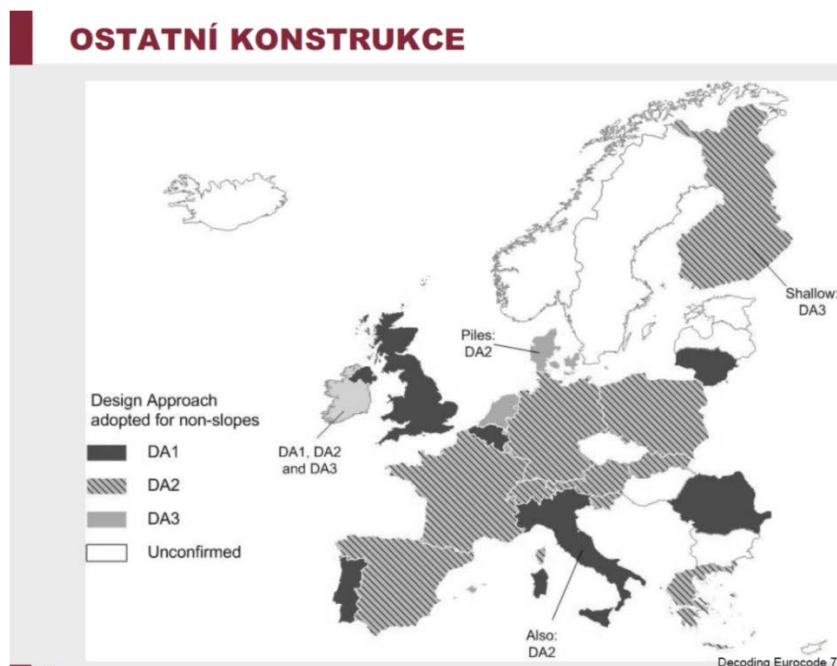
Při návrhu a posouzení konstrukce byl použit program **BETON 2D (verze EC)** od firmy FINE, s.r.o.

Program a jeho nastavení respektuje nařízení a doporučení stávajících norem – Eurokódu 7 (ČSN EN 1997-1). V ČR není prozatím schválen Národní aplikační dokument - příloha k evropské normě s ohledem na místní zkušenosti; proto se projektant odkazuje na zkušenosti okolních sousedních států.

Norma předkládá pro numerické výpočty geotechnických konstrukcí využít tzv. Návrhový Přístup číslo (Design Approach) 2; lze použít i NP 3, který je však vhodnější pro výpočty stability svahů. Bezpečnostní koeficient pro stálé zatížení  $\gamma_G = 1,35$  a  $\gamma_Q = 1,50$  pro vliv proměnného zatížení je zahrnut v posudku konstrukce v programu Atena či Scia Engineer, který se zabývá vlastním posudkem únosnosti a použitelnosti sekundárního ostění coby betonové konstrukce. Dle NP 2 se nepoužívají redukční koeficienty na geotechnické prostředí, do výpočtu zasahují součinitele redukce odporu (plošné založení) pro únosnost základu a usmýknutí. Únosnost základu je prověřena napětím na patě podzemní stěny s  $R_{dt}$  ( $R_p$ ) geotypu a usmýknutí se u této konstrukce neposuzuje. Na obr. č. 1 je patrná mapa s používanými Návrhovými Přístupy pro návrh geotechnických konstrukcí v různých zemích Evropy. Kombinace redukčních součinitelů dle NP 2 ČSN EN 1997-1 jsou uvedeny v tabulce v obrázku číslo 2. NP 2 byl použit pro celkový výpočet **MSÚ**. Pro výpočet některých hlavních stavů **MSP** (omezení napětí a trhlin v betonovém průřezu) byly použity charakteristické hodnoty zatížení, a tím pádem i charakteristické hodnoty průběhů vnitřních sil.

Dále však výpočet respektuje nařízení normy **ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí – Zatížení mostů dopravou** ve znění nejnovějších změn, jelikož je objekt spíše mostního typu než tunelového. Tato specifika jsou ve statickém výpočtu respektována.

Ve výpočtu v programu **Plaxis 2D** je nastavena jedna mezifáze, která pomocí  $\phi - c$  redukce ověřuje stupeň stability dočasných svahů nad úrovní. Stabilita svahu by měla být počítána dle NP 3, ale pro tento stupeň dokumentace je ověření podle NP 2 plně dostačující.



Obrázek 2: Návrhové přístupy EC 7 používané pro výpočty geotechnických konstrukcí v jednotlivých zemích Evropy (Horák, Miča, Račanský, FAST VUT Brno 2009)

NV2		A1	M1	R2
Stálé účinky	nepříznivé	1,35		
	příznivé	1,0		
Proměnné účinky	nepříznivé	1,5		
	příznivé	0,0		
Materiál			1,0	
únosnost základu				1,4
usmýknutí				1,1
Pasivní strana -paž. kce, (stab. svahu)				1,4 (1,1)

Obrázek 3: Tabulka znázorňující kombinace součinitelů dle Návrhového přístupu 2 ČSN EN 1997-1 (Horák, Miča, Račanský, FAST VUT Brno 2009)

### 3.1.2 Popis fází výpočtu

Statický výpočet ve všech modelovaných případech ve 2D modeluje výstavbu a exkavaci tunelu na 1bm konstrukce v několika zatěžovacích stavech. Výpočet je nastaven jako drénovaný s efektivními parametry pevnosti, avšak variantně s přítomností HPV a bez ní. Nebylo uvažováno s totálními parametry nedrénovaného výpočtu, jelikož je konstrukce dlouhodobé povahy a spíše se nachází ve skalním než v zeminovém prostředí, kde by se s tímto přístupem dalo uvažovat v rámci krátkodobé stability.

Vzhledem k tomu, že k exkavaci masivu bude docházet pod ochranou stropní desky, nebylo uvažováno v modelu s relaxací masivu ( $\beta$  – metoda čili metoda opěrných napětí).

V tabulce číslo 3 jsou popsány jednotlivé fáze výpočtu platné pro výpočty v obou programech.

Zatěžovací stav – fáze výpočtu	Poznámka
ZS 1	Primární napjatost horninového masivu – <b>K0 procedura</b>
ZS 2	Odkopání terénu pod úroveň stropní desky objektu
ZS 2a	Mezifáze: Určení stability dočasných svahů pomocí $\phi - c$ redukce parametrů
ZS 3	Aktivace prutů reprezentující konstrukci a aktivace zatížení vlakem dle LM 71, nulování deformací z předchozích fází
ZS 4	Exkavace masivu pod stropní deskou při zachování přitížení LM 71
ZS 5	Aktivace spodní desky (kloub-kloub) při zachování přitížení LM 71

Tabulka 3: Jednotlivé fáze výpočtu v programu Plaxis 2D a Geo MKP pro řez km 0,500 000

### 3.1.3 Zkoumaný řez

Schéma s naznačením zkoumaného řezu v podélném profilu z IGP je součástí grafických příloh této zprávy.

Zkoumaný řez v **km 0,500 000** (staničení komunikace I/20) byl zvolen v geologickém prostředí kvartérního povrchu s přechodem do zcela zvětralých proterozoických hornin – břidlic – pevnosti R5, pod kterým se nachází podklad z již mírně zvětralých hornin pevnosti R2/3.

Tento řez byl vybrán z následujících důvodů:

- 1) Řez se nachází v místě nemocnější vrstvy zásypu stropní konstrukce pod plání železničního spodku
- 2) Řez se nachází v blízkosti nejnižšího bodu trasy údolnicového oblouku nivelety komunikace I/20

Řez č.	Staničení [km]	ostění [m]; C 30/37	Výška nadloží nad kalotou [m]	Referenční vrt geologického rozhraní vrstev	Poznámka
1	0,500 000	1,00 -1,30	1,00 - 1,20	není	Nejvyšší nadloží zásypu

Tabulka 4: Přehled zkoumaného profilu ve výpočtu

### 3.1.4 Geometrie modelu

Na obrázku číslo 3 jsou doporučené hodnoty rozsahů velikosti 2D modelu dle příručky Prof. Wittkeho:

Šířka modelu u obou řezů byla zvolena 35 m ( $\approx 3,1D$  od okraje výrubu) od svislé osy. To odpovídá doporučené hodnotě 3-4D (viz: obr. č. 3). Vzdálenost je dostačující k tomu, aby okrajové podmínky modelu neovlivňovaly výpočet. Model postihuje výstavbu v předpokládané časové posloupnosti.

Geometrie byla namodelována jako prostředí se subhorizontálními vrstvami tak, aby přibližně interpolovaly jednotlivá rozhraní podle rešerše IGP poblíž zkoumaného řezu. Geostatická napjatost byla vzhledem k subhorizontálnímu uložení vrstev spočtena **K0 procedurou**. IGP **nepotvrdil** možnost zvýšené hodnoty K0 (překonsolidační stav, vliv tektoniky apod.), a to vzhledem ke genezi masivu.

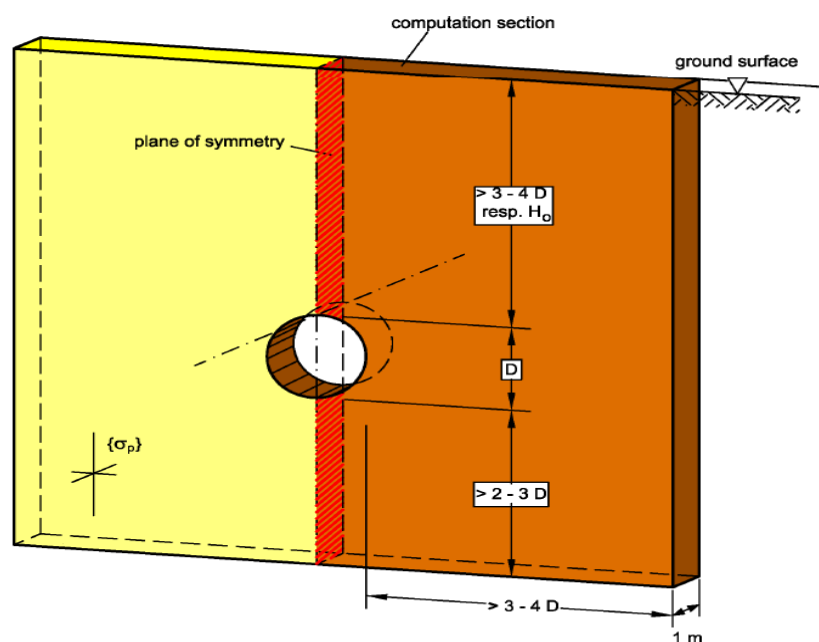


Fig. 3.21: Dimensions of the computation section, isotropic elastic ground, horizontal ground surface, loading due to self-weight (Wittke, 2000)

Obrázek 4: Doporučené rozměry modelu MKP pro simulaci ražby strojem TBM (Wittke, 2000)



## 3.2 Fyzikálně – mechanické vlastnosti horninového prostředí

### 3.2.1 Parametry horninového masivu a pokryvných útvarů (Mohr - Coulomb)

Ve výpočtu byly použity parametry horninového masivu a pokryvných útvarů, které byly určeny na základě vyhodnocení geomechanických vlastností doporučených ve zprávě - rešerši IGP. Vzhledem k rozsahu průzkumu byly k dispozici základní parametry Mohr - Coulombova konstitučního vztahu.

Program **Plaxis 2D** i **Geo MKP** používá vstupní charakteristiku pro Mohr-Coulombův model „referenční modul pružnosti“ označený jako  $E_{ref}$ . Modul pružnosti popisuje idealizovanou tuhost materiálu, která je v celém pružném oboru přetvoření konstantní. U nelineárních modelů po splnění podmínky plasticity (zplastizování zeminy) nemá na chování zeminy deformační modul  $E_{def}$  podstatný vliv. Projektant volil hodnotu  $E_{ref} = E_{def}$ . Je možné očekávat, že deformace mohou být mírně nadhodnocené, nicméně z hlediska rozptylu vstupních hodnot a z důvodu faktu, že úloha je ze své podstaty částečně i odlehčovacího typu, lze říci, že tento konzervativní přístup je na straně bezpečnosti.

V tabulce číslo 5 jsou uvedeny konkrétní vstupní parametry geomateriálů pro konstituční model Mohr - Coulomb použité ve výpočtu.

V tabulce číslo 4 je přehled použitých materiálových vlastností z IGP.

Materiál – označení		$\gamma$ (kNm <sup>-3</sup> )	$E_{ref}$ (MPa)	$\nu$ (-)	$c_{ef}$ (kPa)	$\varphi_{ef}$ (°)
Eolické sedimenty Q4	F4 – F6	20,5	6	0,40	15	20
Břidlice PR1 - zvětralá	R5	23,0	50	0,25	80	28
Břidlice PR2 - navětralá	R2/R3	26,0	2 000	0,17	400	40

Tabulka 5: Vstupní parametry do modelu Mohr-Coulomb použité ve výpočtu řezu 1 v km 0,500 000

### 3.2.2 Problematika zavodnění masivu

IGP uvádí hladinu podzemní vody vázanou na skalní rozhraní a předpokládá její souvislý horizont, který v proterozoickém prostředí břidlic má puklinový charakter. Její zahrnutí do výpočtu bylo zvoleno jako **variantní výpočet**, avšak oba programy uvažují s objemovou hmotností geomateriálu pod vodou  $\gamma_{su} = \gamma_{sat} - \gamma_w$ . V čistě skalním prostředí ve zdravějších polohách v nízkém nadloží je tento přístup diskutabilní. Tomuto tématu se bude muset věnovat podrobný IGP v rámci dalších stupňů dokumentace.

Projektant doporučuje v rámci dalších stupňů PD upřesnit tuto problematiku, především s ohledem na puklinový systém proudění podzemních vod a na přesnější určení uzavřených či propojených podzemních kolektorů vody. Tento faktor je zřejmě zásadním prvkem na filozofii návrhu.

## 3.3 Konstrukce podzemních stěn a stropní desky – prutový systém

### 3.3.1 Úvod

Konstrukce bude provedena z betonu třídy **C 30/37 XA1 XC4 XD2 XF3**. Tloušťka podzemní stěny je navržena na tloušťku **1,20 m, resp. 1,30 m**. Konstrukce byla namodelována pomocí prutových prvků. Do výpočtu vstupují hodnoty normálové tuhosti (EA) a ohybové tuhosti (EI), z nichž je pak dopočítávána tloušťka profilu betonu, kterou těmito vlastnostmi prut reprezentuje. Prutový prvek se chová jako lineárně pružný materiál, tudíž se jedná o pružný výpočet chování materiálu. Takto je tuhost prvku zadávána v programu **Plaxis 2D**. V programu **Geo 5 MKP** se explicitně zadává třída betonu a tloušťka prvku, ten hodnoty normálové tuhosti (EA) a ohybové tuhosti (EI) dopočítává.



Vlastnosti a kvalita zhotovení materiálu by měly odpovídat normám **ČSN EN 206-1**, **ČSN EN 1992-1-1** a **ČSN EN 13670**. Vlastní posudek MSÚ primárního ostění odpovídá nařízením **ČSN EN 1992-1-1**. Návrhové výpočtové hodnoty pevnosti stříkaného betonu jsou dopočítávány automaticky ve výpočtu posouzení softwarem **BETON 2D (verze EC)** od firmy FINE, s.r.o. Byly použity pro MSÚ dílčí součinitele pevnosti materiálů  $\alpha_{cc} = 0,85$ ;  $\gamma_c = 1,50$  a  $\gamma_s = 1,15$  podle **ČSN EN 1992-1-1** a dle mostařských zvyklostí.

V posudku **MSÚ** jsou posouzeny kritické průřezy konstrukce. Jedná se o tyto průřezy:

- 1) Polovina rozpětí pole stropní desky mezi podporami
- 2) Stropní deska před krajní podporou
- 3) Stropní deska před střední podporou
- 4) Styk krajní stěny se stropní deskou
- 5) Styk střední stojní stěny se stropní deskou

### 3.3.2 Vstupní parametry betonu

Ve výpočtech bylo uvažováno s parametry betonu třídy C 30/37. Není modelováno tuhnutí betonu v čase, beton je uvažován již jako vyzrálý.

Materiál	$\gamma$ (kNm <sup>-3</sup> )	$E_{cm}$ (MPa)	$G$ (MPa)	$f_{ck}$ (MPa)	$f_{ct}$ (MPa)	$v$ (-)
Beton C 30/37	25	33 000	13 750	30,00	2,90	0,20

Tabulka 6: Materiálové vstupní charakteristiky betonu C30/37 v programu Geo 5 MKP

Materiál	$\gamma$ (kNm <sup>-3</sup> )	$E_{cm}$ (MPa)	$G$ (MPa)	$E_{cmA}$ (kN/m)	$E_{cmI}$ (kNm <sup>2</sup> /m)	$v$ (-)
Beton C 30/37 tl. 1,00m	25	33 000	13 750	33 000	2 750,00	0,20
Beton C 30/37 tl. 1,20m	25	33 000	13 750	39 600	4 752,00	0,20
Beton C 30/37 tl. 1,30m	25	33 000	13 750	42 900	6041,75	0,20

Tabulka 7: Materiálové vstupní charakteristiky betonu C30/37 v programu Plaxis 2D

### 3.3.3 Vstupní parametry betonářské výztuže

Materiál	$\gamma$ (kNm <sup>-3</sup> )	$E_s$ (MPa)	$F_{yk}$ (MPa)
B 500B	78,5	200 000	500

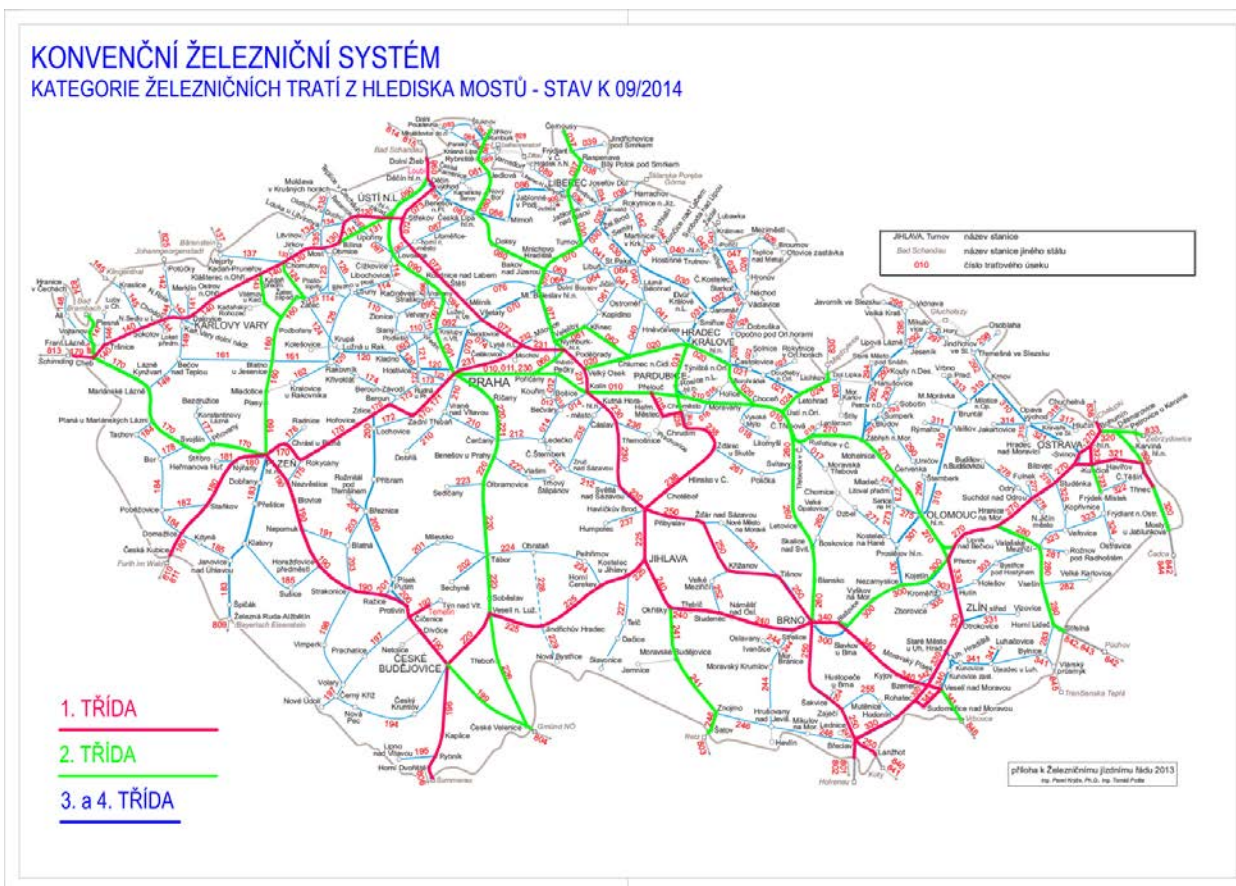
Tabulka 8: Materiálové vstupní charakteristiky výztuže B 500B

## 3.4 Zatížení

### 3.4.1 Úvod

Vzhledem k charakteristice objektu je nutno přistoupit k definici zatížení podle nařízení normy **ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí – Zatížení mostů dopravou** ve znění nejnovějších změn.

Podle kategorizace železničních tratí z hlediska mostů patří trať č. 190 do 1. Třídy, čili je nutno ověřit konstrukce podle zatěžovacího modelu **LM 71** a podle zatěžovacího modelu **SW/2**.



Obrázek 5: mapa kategorie železničních tratí z hlediska mostů

### 3.4.2 Stálé zatížení

Stále zatížení je zatížení, které obvykle působí po celou dobu referenční dobu, a jehož velikost má zanedbatelnou proměnlivost nebo se mění pouze v jednom smyslu (monotónně), než dosáhne určité mezní hodnoty. Stále zatížení je reprezentováno vlastní tíhou konstrukce, zatížením ostatním stálým, tedy celkovou tíhou nenosných částí konstrukce – železničního svršku a dále zemním tlakem. Smršťování a dotvarování betonu není prozatím v tomto stupni PD posouzeno. Hodnoty stálého zatížení objektu se stanoví na základě nominálních rozměrů nosné konstrukce mostu podle zásad uvedených v ČSN EN 1990 a podle ČSN EN 1991-1-1.

#### 3.4.2.1 Vlastní váha

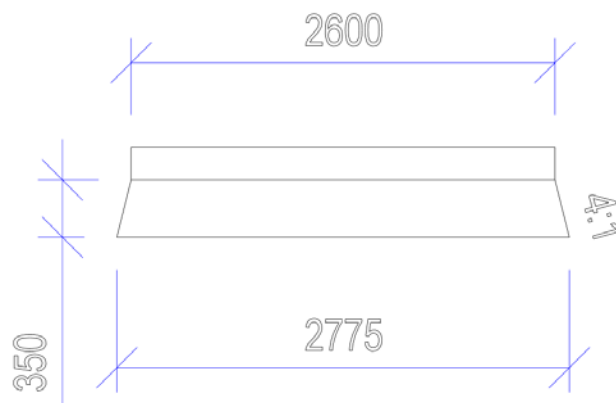
Vlastní váha nosné konstrukce je generována programem Plaxis 2D či Geo 5 MKP na základě zadaných tloušťek průřezů konstrukce. Objemová hmotnost zadaného betonu C30/37 je  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ .

#### 3.4.2.2 Štěrkové lože a zásyp konstrukce

Z důvodu zjednodušení výpočtu pro stupeň DÚR/Studie je stálé zatížení zásypem i vlastním železničním svrškem vč. prachů unifikováno jako zásyp zeminou o  $\gamma = 20,5 \text{ kN/m}^3$  o mocnosti 1,2m.

#### 3.4.2.3 Roznášecí šířka na stropní desku

Roznos zatížení je na mostě uvažován ve sklonu 4:1 ve štěrkovém loži. Na základě toho je uvažována roznášecí šířka nosné konstrukce, která vzdoruje zatížení z kolejového roštu uvažována hodnotou 2,855m, podle obrázku číslo 6. Je uvažováno s minimální možnou povolenou tloušťkou kolejového lože tl. 0,35m.



**Obrázek 6: Roznos zatížení na stropní desku konstrukce**

Pozn.: hodnota **2,775m** je pro případ, kdy zatížení 1 bm konstrukce v příčném řezu působí od směru železniční dopravy paralelní s podélným směrem konstrukce, pro náš případ (úhel křížení nivelet tratě a komunikace 13,4°) tato šířka činí **2,855m**.

#### 3.4.2.4 Zemní tlak

Zemní tlak je v programech dopočítáván na základě vypočtených deformací v síti konečných prvků. Vzhledem k technologii navrhovaného objektu a k tuhosti konstrukce v závislosti na její tloušťce se v podstatě jedná o **klidový zemní tlak (svislý i boční)**.

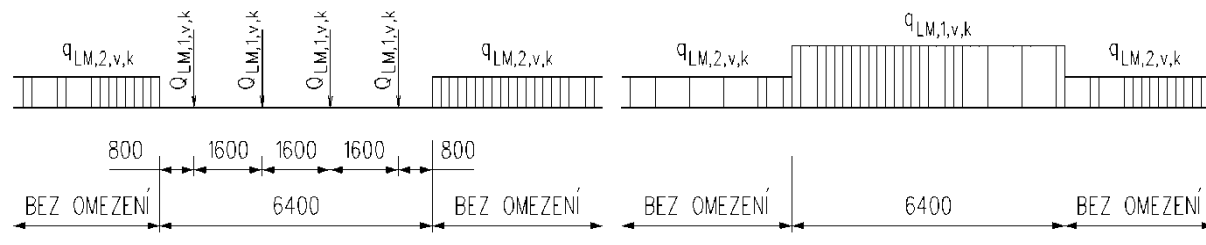
### 3.4.3 Proměnné zatížení

Proměnné zatížení je zatížení, jehož velikost má v čase nezanedbatelnou proměnlivost a není monotónní. K proměnným zatížením v tomto případě patří zatížení mostu kolejovou dopravou.

#### 3.4.3.1 Zatížení kolejovou dopravou a jiná zatížení specifická pro železniční mosty

Tato zatížení jsou definována normou **ČSN EN 1991-2**, kde pro zatížení od železniční dopravy jsou uvedena: svislá zatížení a svislé zatížení pro zemní těleso. Dynamické účinky, odstředivé síly, boční ráz, rozjezdové a brzdící síly, aerodynamické zatížení od projíždějících vlaků a zatížení od trakčního vedení a od jiné železniční infrastruktury a zařízení nejsou pro tento stupeň PD posuzovány.

Svislé zatížení je reprezentováno modelem zatížení **LM71** s klasifikačním součinitelem  **$\alpha = 1,21$**  (čl. 6.3.2). Modely zatížení SW/0 (pouze pro spojitě konstrukce) a SW/2 (pro náš případ vyvodí menší zatížení) se neuplatní.



**Obrázek 7: model zatížení vlakovou dopravou LM71**

Charakteristické hodnoty svislého zatížení pro model LM 71:

$Q_{LM,1,v,k} = 250 \text{ KN}$	
$q_{LM,1,v,k} = 250 * \frac{4}{6,4} = 156,25 \text{ kN/m}$	LM 71 (lokomotiva) převeden na účinky spojitého zatížení na 1 bm konstrukce (bez vlivu dynamického a klasifikačního součinitele)
$\alpha = 1,21$	klasifikační součinitel zatížení pro tratě v ČR
$\emptyset_3 = 1,37$	dynamický součinitel (výpočet viz níže)
$q_{LM,1,v,k} = 156,25 * 1,21 * 1,37 * \frac{1bm}{2,855} = 90,73 \text{ kN/m}^2$	charakteristická hodnota LM 71 (lokomotiva) s dynamickými účinky a klasifikačním součinitelem tratě
$q_{LM,2,v,k} = 80 * 1,21 * 1,37 * \frac{1bm}{2,855} = 46,46 \text{ kN/m}^2$	charakteristická hodnota LM 71 (vlak) s dynamickými účinky a klasifikačním součinitelem tratě
$q_{LM,1,v,d} = \gamma_q * q_{LM,1,v,k} = 1,5 * 90,73 = 136,10 \text{ kN/m}^2$	návrhová hodnota LM 71 (lokomotiva) s dynamickými účinky a klasifikačním součinitelem tratě
$q_{LM,2,v,d} = \gamma_q * q_{LM,1,v,k} = 1,5 * 46,46 = 69,69 \text{ kN/m}^2$	návrhová hodnota LM 71 (vlak) s dynamickými účinky a klasifikačním součinitelem tratě

Tabulka 9: výpočet charakteristických a návrhových hodnot zatížení LM71 spolu s dynamickým a klasifikačním součinitelem

Hodnota dynamického součinitele:

Dynamický součinitel  $\emptyset$  zvyšuje účinky statického zatížení. V tomto případě pro standardně udržovanou kolej platí:

$\emptyset_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\emptyset} - 0,2} + 0,73 = \frac{2,16}{\sqrt{13} - 0,2} + 0,73 = 1,37$	dynamický součinitel
$L_\emptyset = k * L_m = 1,4 * 9,29 = 13$	je náhradní délka [m] definovaná v tab. 6.2 ČSN EN 1991-2; pro uzavřený rám se uvažuje jako spojitý nosník o 4 polích
$k = 1,4$	pro $n = 4$ , $n$ – počet polí
$L_m = \frac{1}{n} * (L_1 + L_2 + L_3 + L_4)$	$L_i$ délka jednotlivých polí mezi styčníky
$L_m = \frac{1}{4} * (7,475 + 11,2 + 11,2 + 7,285) = 9,29$	

Tabulka 10: výpočet dynamického součinitele na rámu

### 3.4.3.2 Zvětšení zemního tlaku vlivem zatížení železniční dopravou

Ekvivalentní charakteristické hodnoty svislého zatížení od železniční dopravy na stěny rámu – zvětšení zemního tlaku – lze uvažovat jako odpovídající modelu zatížení 71 rovnoměrně rozdělenému na šířku 3,0 m (čl. 6.3.6.4). Pro toto rovnoměrné rozdělené zatížení se nemusí použít žádný dynamický součinitel nebo zvětšení.

$Q_{v,k} = 4 * 250kN = 1\,000\,kN$	
$\alpha = 1,21$	klasifikační součinitel zatížení pro tratě v ČR
$l = 6,4$	po délce (dáno normou)
$b = 3,066$	po šířce (vliv úhlu křížení)
$q_{v,k} = \frac{Q_{v,k}}{b * l} = \frac{1\,000}{3,088 * 6,4} = 50,60\,kN/m^2$	charakteristická hodnota přitížení zemního tlaku vlakem (bez vlivu klasifikačního součinitele)
$q_{v,k} = 1,21 * 50,60 = 61,23\,kN/m^2$	charakteristická hodnota přitížení zemního tlaku vlakem s vlivem klasifikačního součinitele

Tabulka 11: výpočet charakteristických hodnot zatížení LM71 pro vliv na zemní tlak

Zatížení je pásové na dlouhém pásu = předpoklad průběh napětí obdélníkový, přitížení vlastního zemního tlaku je konstantní a mění se jen s parametry zastiženého geotypu.

$K0_1 = 1 - \sin \varphi_1 = 1 - \sin 28 \cong 0,53$	koeficient bočního tlaku v klidu pro geotyp PR1/R5
$\Delta\sigma_{1,k} = q_{v,k} * K0_1 = 61,23 * 0,53 = 32,46\,kN/m^2$	charakteristická hodnota konstanty přitížení zemního bočního tlaku 1
$\Delta\sigma_{1,d} = \gamma_q * \Delta\sigma_{1,k} = 1,5 * 32,46 = 48,69\,kN/m^2$	návrhová hodnota konstanty přitížení zemního bočního tlaku 1
$K0_2 = \frac{\vartheta}{1 - \vartheta} = \frac{0,17}{1 - 0,17} \cong 0,2$	koeficient bočního tlaku v klidu pro geotyp PR2/R2-3
$\Delta\sigma_{2,k} = q_{v,k} * K0_2 = 61,23 * 0,2 = 12,25\,kN/m^2$	charakteristická hodnota konstanty přitížení zemního bočního tlaku 2
$\Delta\sigma_{2,d} = \gamma_q * \Delta\sigma_{2,k} = 1,5 * 12,25 = 18,38\,kN/m^2$	návrhová hodnota konstanty přitížení zemního bočního tlaku 2

Tabulka 12: výpočet charakteristických a návrhových hodnot přitížení zemního tlaku vlivem vlakové dopravy

### 3.4.4 Problematika pohyblivého zatížení

Vliv pohyblivého zatížení po nosníku je dáno tzv. „**příčinkovými čarami**“, které se sestojí pro jednoduché vozidlo v podobě jediné bezrozměrné jednotkové svislé bodové síly. Ty vyjadřují polohu, kde pohyblivé zatížení vyvoluje maximální účinky pro danou hledanou veličinu v zájmovém bodě konstrukce (např. moment nad podporou atp.).

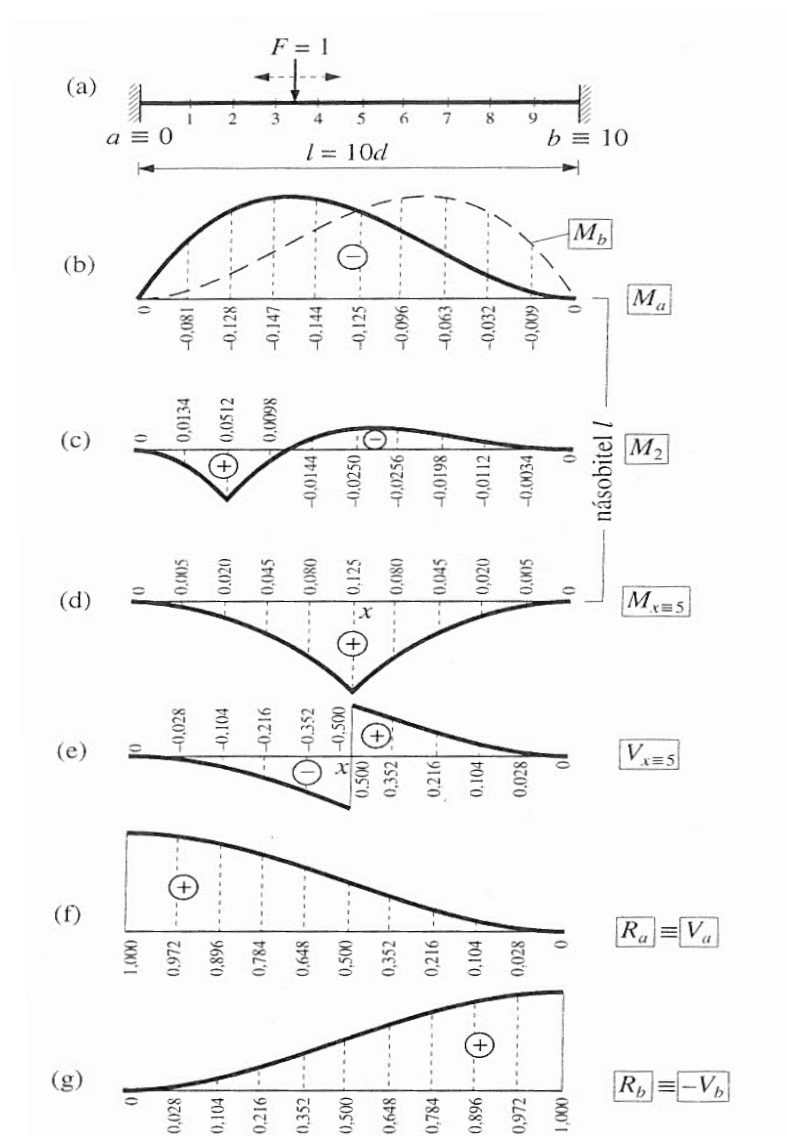
Pro náš případ uvažujeme stropní desku – jedno pole - vzhledem k charakteristice konstrukce jako vetknutý nosník. Protože je tunel uvažován jako symetrický, vliv zatížení je posuzováno na prvním poli konstrukce a jeho vliv na sousední pole je spočten ve variantách výpočtu a tím pádem lze považovat vliv zatížení v poloze druhého pole jako ekvivalentní na pole první.

#### 3.4.4.1 Příčinková čára momentu na vetknutém nosníku

Pro náš výpočet je důležitý průběh příčinkové čáry momentu a posouvající síly v průřezích:

- 1) Uprostřed pole (maximální mezi-podporový moment a mezi-podporová posouvající síla)
- 2) Ve styčnicích (maximální moment a posouvající síla nad podporou)

Příčinkové čáry na nosníku stropní desky jsou následující:



Obrázek 8: příčinkové čáry oboustranně vetknutého nosníku (Kadlčák, Kytýr: Statika stavebních konstrukcí II, Brno 2004)

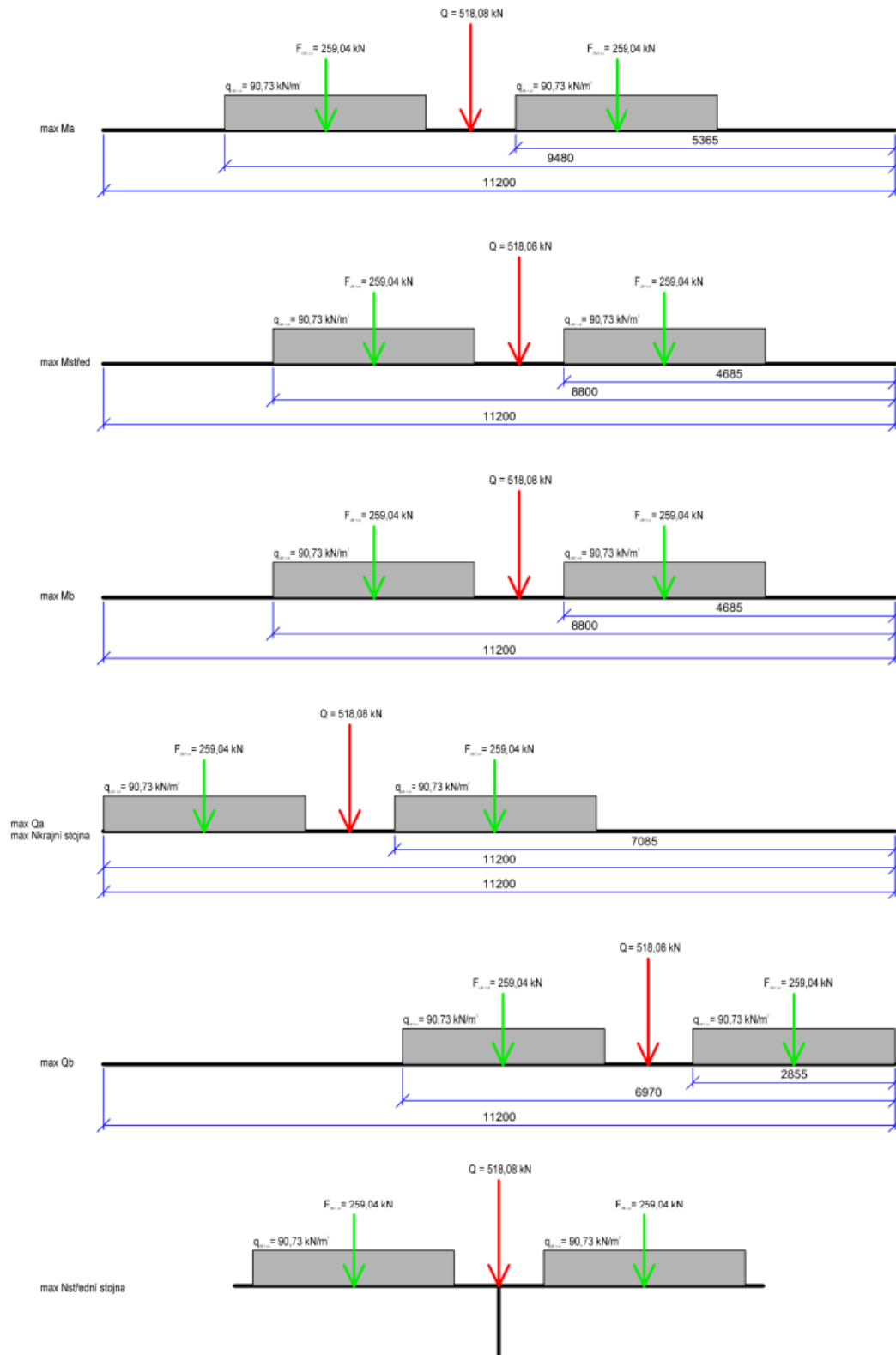
Z příčinkových čar je zřejmé, že největší účinek má pohyblivé zatížení na nosníku na kraji, ve třetině a v polovině nosníku v závislosti na zkoumané veličině. Přesto však je konstrukce rám, který je ovlivněn i jinými složkami zatížení, než je pohyblivé zatížení od vlakové dopravy. Proto pro ověření maximálního účinku bylo zatížení pomocí iterativního způsobu posouváno kolem zájmových bodů a poté kontrolován jeho vliv na maxima průběhu vnitřních sil na konstrukci.

### 3.4.4.2 Umístění zatížení pro vyvolání maximálního účinku

Zatížení v našem případě jsou dvě spojitá zatížení o délce  $L = 2,855\text{m}$ , mezi nimiž je mezera  $l = 1,26\text{m}$ . Tato zatížení představují vlakovou dopravu oběma směry. Jsou sobě navzájem tak vzdálené, že výslednice spojitého zatížení jednotlivých vlaků nebylo možno chápat jako jednu izolovanou soustavu sil, proto na ně nebylo možno přímo uplatnit Winklerovo (Břemenové, Šolínovo) kritérium. Za izolovanou soustavu sil bylo bráno zatížení od jednoho vlaku, a to bylo umístěno do kritického bodu tak, aby působilo na maximální plochu pod danou příčinkovou čarou zkoumané veličiny vnitřních sil na



vetknutém nosníku spolu se zatížením od vlaku druhého. Poté tato soustava byla iterativně posouvána po 5 cm od místa tak, aby vyvolala nejnepříznivější účinek na konstrukci v dané hledané veličině. Na obr. 9 jsou patrné polohy zatížení pro zájmové veličiny. Některé polohy vykazují maximální účinky pro více druhů vnitřních sil.



Obrázek 9: nejnepříznivější polohy zatížení pro zájmové vnitřní síly



## 3.5 Kombinace výpočtu

### 3.5.1 Úvod

Z obr. č. 9 je patrné rozložení pohyblivého zatížení. Výpočet byl nastaven v 6 základních kombinacích. Nadále byl těmto šesti kombinacím přidán vliv hydrostatického tlaku. Poté ke každému výpočtu byl zohledněn vliv přetížení zemního tlaku konstantou z kapitoly 3.4.3.2. a bylo ověřeno přetížení bočním zemním tlakem bez přítomnosti vlakové soupravy na stropní desce objektu.

### 3.5.2 Přehled zatěžovacích stavů

Poloha zatížení	Zatížení LM71	HPV	Přetížení $\Delta\sigma$
Poloha max $M_a$	x	-	-
Poloha max $M_{\text{střed}}, M_b$	x	-	-
Poloha max $Q_a, N_{\text{levá stojna}}$	x	-	-
Poloha max $Q_b$	x	-	-
Poloha max $N_{\text{střední stojna}}$	x	-	-
Přetížení $\Delta\sigma$	-	-	x
Poloha zatížení	Zatížení LM71	HPV	Přetížení $\Delta\sigma$
Poloha max $M_a$	x	x	-
Poloha max $M_{\text{střed}}, M_b$	x	x	-
Poloha max $Q_a, N_{\text{levá stojna}}$	x	x	-
Poloha max $Q_b$	x	x	-
Poloha max $N_{\text{střední stojna}}$	x	x	-
Přetížení $\Delta\sigma$	-	x	x
Poloha zatížení	Zatížení LM71	HPV	Přetížení $\Delta\sigma$
Poloha max $M_a$	x	-	x
Poloha max $M_{\text{střed}}, M_b$	x	-	x
Poloha max $Q_a, N_{\text{levá stojna}}$	x	-	x
Poloha max $Q_b$	x	-	x
Poloha max $N_{\text{střední stojna}}$	x	-	x
Poloha zatížení	Zatížení LM71	HPV	Přetížení $\Delta\sigma$
Poloha max $M_a$	x	x	x
Poloha max $M_{\text{střed}}, M_b$	x	x	x
Poloha max $Q_a, N_{\text{levá stojna}}$	x	x	x
Poloha max $Q_b$	x	x	x
Poloha max $N_{\text{střední stojna}}$	x	x	x

Tabulka 13: Přehled ověřovaných kombinací

## 3.6 Kontaktní prvky

Kontaktní prvky mezi primárním ostěním a okolním horninovým masivem umožňují modelovat vliv styku dvou materiálů výrazně jiných tuhostí a přetvárných vlastností. Program Plaxis 2D je automaticky generuje s hodnotou „virtuální tloušťky (virtual thickness)“, která je defaultně nastavená na hodnotu **virtual thickness factor = 0,1**. Jedná se o součinitel, kterým je přenásobena globální průměrná velikost prvku sítě modelovaného horninového prostředí. Pokud je například průměrná velikost hrany konečného prvku sítě 1m v místě kontaktu, lze tím pádem definovat tloušťku kontaktního prvku jako 0,1 m. Tloušťka sítě je dána globální hustotou při jejím generování. Je potřeba zmínit, že generátor sítě

konečných prvků je automatický a proto velikost prvků sítě v těsné blízkosti kontaktů není konstantní. Proto je uvedena v tabulce č. 14 hodnota tloušťky kontaktních prvků jako „průměrná“. Proto je potřeba brát tloušťku kontaktů jako orientační hodnotu, jenž je závislá na jemnosti generované sítě MKP.

Kontaktní prvky pracují s materiálovým modelem vycházejícím z Mohr-Coulombovy podmínky plasticity. Kontaktní prvek umožňuje provést velmi malé pružné deformace na jeho malé tloušťce. Hlavním parametrem kontaktního prvku v programu Plaxis 2D je hodnota  $R_{inter}$  (**strenght reduction factor**), která se zadává přímo v materiálových vlastnostech horninového prostředí. Jedná se o součinitel, který v malé kontaktní vrstvě ponížíme zadané hodnoty soudržnosti  $c$ , tangens úhlu smykové pevnosti  $\varphi$  a úhlu dilatance  $\Psi$  okolního prostředí.

Redukovaný úhel vnitřního tření označujeme  $\delta$ . Je třeba zvážit, zda je konstrukce schopna přenášet svislé přetížení od tření zeminy na jejím rubu bez větší svislé deformace. V opačném případě je nutné  $\delta$  zmenšit, neboť může dojít pouze k částečné mobilizaci tření na rubu konstrukce. V případě nejistoty je bezpečnější uvažovat nižší hodnotu  $\delta$ . Je problém tuto redukci definovat, neboť tuto hodnotu lze jen těžko změřit. Vzhledem k tomu, že většina konstrukce se nachází v geologii geotypu PR2 (pevnosti R2/3), v prozatímní variantě výpočtu pro daný stupeň PD nebyly kontaktní prvky redukovány. Obecně se pro kontaktní prvky beton-prostředí ponížíme úhel smykové pevnosti v rozsahu cca:

$$\delta = \frac{1}{3}\varphi \div \frac{2}{3}\varphi$$

Program Geo 5 MKP chápe kontaktní prvky jako pružiny o normálové a smykové tuhosti. Kontakt má tudíž elastický materiálový model. Dalšími parametry modelu kontaktu jsou normálová tuhost  $k_s$  a smyková tuhost  $k_n$  kontaktního prvku vtažené na jednotku délky. Tyto veličiny si můžeme představit jako tuhost pružin v daném rozhraní. Vhodná volba těchto parametrů není jednoduchá a je patrná závislost této volby na řešeném problému. Vzhledem k tomu, že většina konstrukce se nachází v geologii geotypu PR (pevnosti R2/3), tuhosti pružin odpovídají předpokladu horninového prostředí.

Kontaktní prvky Plaxis 2D	tl. $d_o$ (m) – průměrná	$R_{inter}$ (-)	$\delta$ (°)
Břidlice PR1 - zvětralá	0,80	1,00	28
Břidlice PR2 - navětralá	0,80	1,00	40

Tabulka 14: Parametry kontaktních prvků pro řez v km 0 500 000 - program Plaxis 2D

Kontaktní prvky Plaxis 2D	tl. $d_o$ (m) – průměrná	$K_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$K_s$ (kN/m <sup>3</sup> )
Břidlice PR1 - zvětralá	1,50	300 000	150 000
Břidlice PR2 - navětralá	1,50	300 000	150 000

Tabulka 15: Parametry kontaktních prvků pro řez v km 0 500 000 - program Geo 5 MKP

Je zřejmé, že nastavení kontaktních prvků je optimistické, tyto hodnoty budou nadále upřesňovány v dalších výpočtech v následujících stupních PD na základě laboratorních testů zemin a hornin IGP.

## 4 Posouzení MSÚ konstrukce

Pro všechny zatěžovací stavy bylo provedeno posouzení ŽLB průřezů pro vypočtené kombinace **M, N, Q** dle ČSN EN 1992-1-1 po celé délce konstrukce. K posouzení bylo použito interakčních diagramů v programu **BETON 2D (verze EC)** od firmy FINE, s.r.o. Bylo uvažováno s dílčím součinitelem betonu v tlaku  $\gamma_c = 1,5$  pro beton a  $\gamma_s = 1,15$  pro ocel. Součinitel  $\alpha_{cc} = 0,85$  pro železobeton.

## 5 Posouzení dílčích MSP konstrukce

### 5.1 Úvod

Mezní stavy použitelnosti jsou posuzovány dle kapitoly 7 normy **ČSN EN 1992-1-1**. Cílem posouzení mezních stavů použitelnosti je ověřit, zda bude konstrukce během své životnosti schopna plnit funkci, pro kterou byla navržena.

Při posouzení mezních stavů použitelnosti je uvažováno s rozvojem trhlin při libovolném tahovém napětí v betonu. Uživatelskou volbou lze nastavit, aby s rozvojem trhlin bylo uvažováno až po překročení pevnosti betonu v tahu  $f_{ctm}$ .

Nebyly provedeny výpočty vlivem smrštění a teplotních změn, tyto budou dopočítávány v dalších stupních PD.

### 5.2 MS omezení napětí

Posouzení je založeno na kapitole 7.2. Mezní stav omezení napětí je ověřován pro "charakteristické" zatěžovací případy (kombinace).

Tlakové napětí v betonu má být omezeno z důvodu možného vzniku podélných trhlin případně nadměrného dotvarování. Maximální tlakové napětí v betonu je omezeno vztahem:

$$\sigma_{c,lim} = k_1 * f_{ck}, \text{ kde}$$

- $k_1$ .....součinitel = 0,6
- $f_{ck}$ .....válcová pevnost betonu ve stáří 28 dní

Tahové napětí v betonářské výztuži musí být omezeno, aby se zabránilo vzniku nepružných poměrných přetvoření, nepříjemných trhlin a deformací. V souladu se 7.2(5) je maximální tahové napětí omezeno vztahem:

$$\sigma_{s,lim} = k_3 * f_{yk}, \text{ kde}$$

- $k_3$ .....součinitel = 0,8
- $f_{yk}$ .....válcová pevnost betonu ve stáří 28 dní

### 5.3 MS omezení trhlin

Mezní stav omezení trhlin je posuzován dle kapitoly 7.3. Velikost trhlin má být omezena tak, aby nedošlo k narušení řádné funkce nebo trvanlivosti konstrukce, popř. k nepříznivému ovlivnění jejího vzhledu. Šířka trhlin je kontrolována pro zatěžovací případy (kombinace) typu "kvazistálé".

Výpočet šířky trhlin je proveden dle kapitoly 7.3.4. Šířka trhlin  $w_k$  je dána vztahem 7.8:

$$w_k = s_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}), \text{ kde}$$

- $s_{r,max}$ .....maximální vzdálenost trhlin
- $\epsilon_{sm}$  ..... průměrná hodnota poměrného přetvoření výztuže. Uvažuje se pouze přídavné tahové poměrné přetvoření od stavu nulového poměrného přetvoření betonu ve stejné úrovni
- $\epsilon_{cm}$  ..... průměrná hodnota poměrného přetvoření betonu mezi trhlinami

Vztah  $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$  lze stanovit vztahem 7.9:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}, \text{kde}$$

- $\sigma_s$ ..... napětí v tahové výztuži stanovené v průřezu porušeném trhlinou
- $\alpha_e$  ..... poměr návrhové hodnoty modulu pružnosti oceli a sečnového modulu pružnosti betonu
- $k_t$  ..... součinitel závisící na době trvání zatížení. Nabývá hodnoty 0,6 pro krátkodobé zatížení a 0,4 pro dlouhodobé zatížení

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}, \text{kde}$$

- $A_s$ ..... průřezová plocha betonářské výztuže
- $A_{c,eff}$ ..... účinná plocha taženého betonu obklopující betonářskou výztuž

Maximální vzdálenost trhlín  $s_{r,max}$  je dána vztahem 7.11:

$$s_{r,max} = k_3 c + \frac{k_1 k_2 k_4 d}{\rho_{p,eff}}, \text{kde}$$

- $k_1$ ..... součinitel, kterým se zohledňují vlastnosti soudržné výztuže, pro žebírkovanou ocel nabývá hodnoty 0,8
- $k_2$ ..... součinitel, kterým se zohledňuje rozdělení poměrného přetvoření, pro prostý tah nabývá hodnoty 1,0; pro ohyb hodnoty 0,5
- $k_3$ ..... součinitel, který nabývá hodnoty 3,4
- $k_4$ ..... součinitel, který nabývá hodnoty 0,425
- $c$ ..... krytí podélné výztuže
- $d$ ..... průměr vložek podélné výztuže. Pokud jsou v průřezu použity vložky různých velikostí, použije se ekvivalentní průměr výztuže

Ekvivalentní průměr výztuže  $d$  je dán vztahem 7.12:

$$d = \frac{n_1 d_1^2 + n_2 d_2^2}{n_1 d_1 + n_2 d_2}, \text{kde}$$

- $n_1$ ..... počet vložek průměru  $d_1$
- $n_2$ ..... počet vložek průměru  $d_2$

Maximální vzdálenost trhlín je nastavena na  $w_{max} = 0,300$  mm.

## 5.4 MS omezení průhybu

Z hlediska mezního stavu použitelnosti byl podjezd posouzen na mezní stav omezení průhybu. Hranice pro omezení průhybu nejsou v ČSN EN 1992-2 definovány. Odkaz v ČSN EN 1992-1-1 udává obecné limity tím, že deformace konstrukce či prvku nesmí nepříznivě ovlivnit jejich funkčnost nebo vzhled. Mezní hodnoty mají být stanoveny s přihlédnutím k povaze konstrukce, jejich povrchové úpravě, pevnému vybavení a funkci konstrukce. Dle publikace „Navrhování mostních konstrukcí podle eurokódů, kol. ČVUT pro Ministerstvo dopravy a ČKAIT“ plyne, že přípustné hodnoty průhybů by měly být doporučeny projektantem na základě jeho zkušenosti, popř. analogie s dříve navrhovanými konstrukcemi. Na základě toho posuzují průhyb dle dříve používaných zvyklostí jako zlomky rozpětí konstrukce.

$$\delta_{max} \leq \delta_{lim} = \frac{L}{650} + 0,2 * \frac{L}{650} = 20,67 \text{ mm}$$

## 6 Závěr výpočtů všech řezů

### 6.1 Úvod

Výsledkem statického výpočtu je (viz níže uvedené přílohy a jejich číslování):

- Stanovení průběhu a velikosti vnitřních sil v ostění podjezdu na 1 bm tunelu (M, N, Q)
- Tabulkový průběh (M, N, Q) vnitřních sil v ostění podjezdu
- Stanovení bočního napětí v horninovém masivu působícího na konstrukci v závěrečné fázi výstavby
- Stanovení napětí v horninovém masivu před započítáním výstavby
- Stanovení deformace systému před a po dokončení výstavby
- Zobrazení plastických zón v horninovém masivu
- Posouzení velikosti napětí pod patou podzemní stěny vzhledem k  $R_p$  masivu
- Stanovení stupně stability dle ČSN 73 6133 pomocí  $\varphi$ -c redukce

### 6.2 Závěr

Navržené dimenze konstrukce vyhovují ve všech fázích výstavby. Toto tvrzení platí, pokud budou splněny předpoklady, které vstoupily do výpočtu. Mezi ně patří:

- parametry betonu dosahují hodnot, se kterými bylo ve výpočtu uvažováno
- **charakteristické vlastnosti masivu budou odpovídat hodnotám, se kterými bylo ve výpočtu uvažováno. Pokud se zjistí zhoršené IG podmínky, je nutno na ně ihned operativně reagovat**
- rozhodující fáze pro únosnost objektu ve chvíli exkavace pod stropní deskou
- největší část deformace probíhá ve fázi otevření a následného zajištění dna výrubu
- **v dalších stupních PD bude nutno statický výpočet upravit/doplnit o další posudky dle ČSN EN ČSN EN 1992-1-1 a dle výsledků budoucího IGP**

Všechny zmíněné veličiny a výsledky jsou obsahem přílohové části výpočtu. Přílohy jsou seřazené dle zatěžovacích kombinací. Z celkového hlediska lze konstatovat:

•

V Praze dne 30. 11. 2016

Vypracoval: Ing. Jan JEŽEK  
středisko 203 - tunelů  
SUDOP PRAHA a.s.