



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

**Fakulta stavební
Katedra geotechniky**

Návrh silničního tunelu Stránov

Diplomová práce

Studijní program:	Stavební inženýrství
Studijní obor:	Konstrukce a dopravní stavby
Vedoucí práce:	Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.

Bc. Václav Novotný

Praha 2017



ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Bc. Novotný Jméno: Václav Osobní číslo: 396486
Zadávající katedra: Katedra geotechniky
Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Návrh silničního tunelu Stránov

Název diplomové práce anglicky: Design of the road tunnel Stránov

Pokyny pro vypracování:

Optimalizace průchodu silnice I/16 Jizerním Vtelnem je navrhována jako podzemní řešení hloubeným tunelem Stránov. V rámci zadání se požaduje vypracovat: 1./ Návrh situačního a výškového řešení trasy tunelu. 2./ Popis geologických poměrů a schematický geologický podélný profil. 3./ Návrh příčného řezu tunelového ostění. 4./ Zajištění stavebních jam. 5./ Statické řešení zajišťovacích i definitivních konstrukcí. 6./ Návrh technologie výstavby. 7./ Návrh geotechnického monitoringu po dobu výstavby i za provozu.

Seznam doporučené literatury:

Jméno vedoucího diplomové práce: prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.

**) 8.*

Datum zadání diplomové práce: 3. 10. 2016 Termín odevzdání diplomové práce: ~~3.~~ 1. 2017

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v diplomové 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“.

3. 10. 2016

Datum převzetí zadání

**) Opraven prof. Barták 1. 11. 2016*



Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem tuto diplomovou práci na téma „Návrh silničního tunelu Stránov“ vypracoval samostatně za odborného vedení prof. Ing. Jiřího Bartáka, DrSc.

Dále prohlašuji, že veškeré podklady, ze kterých jsem čerpal, jsou uvedeny v seznamu použité literatury.

Václav Novotný

V Praze dne 8. ledna 2017

.....

podpis



Poděkování

Rád bych poděkoval svému vedoucímu diplomové práce prof. Ing. Jiřímu Bartákovi, DrSc. za cenné rady, konzultace, připomínky a odborné vedení při zpracování mé diplomové práce, dále pak doc. Ing. Janu Masopustovi, CSc., Ing. Jiřímu Svobodovi a Ing. Tomáši Zítkovi za poskytnuté konzultace a rady při řešení diplomové práce.



ABSTRAKT

Obsahem diplomové práce je návrh zajištění stavební jámy a sekundárního ostění hloubeného tunelu Stránov, který je součástí stavby přeložky silnice první třídy procházející obcí Jizerní Vtelno. V úvodu je představen projekt, lokalita, geologie a samotný tunel včetně jeho návrhových prvků a technologického vybavení. Další části práce se zaměřují postupně na výpočty zajištění stavební jámy ve dvou charakteristických řezech s minimální a maximální hloubkou dna. V následujících částech diplomové práce je řešen návrh a výpočet definitivního ostění tunelu, popis technologie výstavby díla a návrh geotechnického monitoringu.

ABSTRACT

The content of this diploma thesis is design of securing of construction pit and secondary lining of cut-and-cover tunnel Stránov. This tunnel is included in construction of the new road route through Jizerní Vtelno. Introduction deals with the whole construction, location, geology and description of the tunnel. What follows is calculation of securing of construction pit in two characteristic profiles which represent minimal and maximal depth of construction pit. Following parts of the thesis deal with the design and calculation of secondary lining of tunnel, description of the construction process and design of geotechnical monitoring.

KLÍČOVÁ SLOVA

silniční tunel Stránov, hloubený tunel, zajištění jámy, záporové pažení, hřebíkový kotvený svah, tunelové ostění, metoda konečných prvků

KEYWORDS

road tunnel Stránov, cut-and-cover tunnel, securing of trench, lagging wall, anchored slope with dowels, tunnel lining, finite element method



BIBLIOGRAFICKÁ CITACE

NOVOTNÝ, Václav. *Návrh silničního tunelu Stránov*. Praha, 2017. Diplomová práce. České vysoké učení technické v Praze, Fakulta stavební, Katedra geotechniky. Vedoucí práce prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.



Obsah

1	Úvod.....	9
2	Údaje o stavbě a území	10
2.1	<i>Aktuální stav silnice I/16.....</i>	<i>10</i>
2.2	<i>Údaje o území</i>	<i>13</i>
2.2.1	Lokalizace.....	13
2.2.2	Geologické a hydrogeologické poměry území.....	15
2.3	<i>Údaje o stavbě</i>	<i>24</i>
2.3.1	Záměr a účel užívání stavby.....	24
2.3.2	Základní údaje o stavbě	24
2.4	<i>Silniční trasa tunelového úseku</i>	<i>25</i>
2.4.1	Směrové řešení	25
2.4.2	Výškové řešení	26
2.4.3	Příčné uspořádání	26
2.4.4	Konstrukce vozovky tunelu.....	27
2.5	<i>Tunel Stránov</i>	<i>27</i>
2.5.1	Dopravně inženýrské údaje	28
2.5.2	Parametry tunelu dle ČSN 73 7507 a TP 98.....	28
2.5.3	Technické a technologické vybavení tunelu.....	29
2.5.4	Kanalizace a odvodnění v tunelu	32
2.5.5	Základní údaje o tunelu	32
2.5.6	Vzorový příčný řez tunelem	33
3	Zajištění stavební jámy	34
3.1	<i>Princip výpočtu a posouzení</i>	<i>34</i>
3.2	<i>Zajištění stavební jámy v km 0,721.....</i>	<i>35</i>
3.2.1	Návrh zajištění	35
3.3	<i>Výpočet záporového pažení v km 0,721</i>	<i>35</i>
3.3.1	Princip výpočtu záporového pažení.....	35
3.3.2	Příčný řez	36
3.3.3	Charakteristiky materiálů	37
3.3.4	Parametry zemin.....	38



3.3.5	Zatížení.....	38
3.3.6	Výpočet zajištění jámy vlevo v km 0,721.....	38
3.3.7	Výpočet záporového pažení vpravo v km 0,721.....	46
3.4	<i>Zajištění stavební jámy v km 0,900.....</i>	<i>52</i>
3.4.1	Návrh zajištění	52
3.5	<i>Výpočet záporového pažení v km 0,900</i>	<i>52</i>
3.5.1	Princip výpočtu záporového pažení.....	52
3.5.2	Příčný řez	52
3.5.3	Charakteristiky materiálů	53
3.5.4	Parametry zemin.....	54
3.5.5	Zatížení.....	54
3.5.6	Výpočet záporového pažení vlevo v km 0,900	55
3.5.7	Výpočet záporového pažení vpravo v km 0,900.....	61
3.6	<i>Výpočet zajištění svahu v km 0,900</i>	<i>67</i>
3.6.1	Příčný řez	67
3.6.2	Charakteristiky materiálů a prvků zajištění	67
3.6.3	Zatížení.....	69
3.6.4	Parametry zemin.....	69
3.6.5	Výpočet zajištěného skalního svahu v km 0,900	70
4	Definitivní konstrukce.....	82
4.1	<i>Schématický příčný řez ostěním.....</i>	<i>82</i>
4.2	<i>Materiálové charakteristiky.....</i>	<i>82</i>
4.2.1	Beton.....	82
4.2.2	Betonářská výztuž.....	82
4.2.3	Zásyp.....	83
4.3	<i>Výpočet ostění tunelu</i>	<i>83</i>
4.3.1	Modelování konstrukce ostění	83
4.3.2	Vliv podzemní vody.....	84
4.3.3	Zatížení a zatěžovací stavy.....	84
4.3.4	Kombinace zatížení.....	90
4.3.5	Výpočet vnitřních sil a nutné výztuže	91
4.3.6	Návrh výztuže	92



4.3.7	Posouzení mezního stavu únosnosti	93
4.3.8	Posouzení mezního stavu použitelnosti	94
4.4	Výpočet patky tunelu	96
4.4.1	Vlastnosti základové půdy	96
4.4.2	Posouzení 1. mezního stavu	96
4.4.3	Posouzení 2. mezního stavu	97
4.4.4	Návrh výztuže patky	98
5	Technologie výstavby	100
6	Geotechnický monitoring	103
6.1	Metody geotechnického monitoringu	104
7	Závěr	107
8	Seznam použitých zdrojů	109
9	Seznam obrázků	111
10	Seznam tabulek	114
11	Seznam příloh	117



1 Úvod

Současná trasa silnice I/16 procházející obcí Jizerní Vteln je z důvodu vysoké intenzity dopravy a nevhodného směrového i výškového řešení nevyhovující. Po vyhotovení záměru projektu v roce 2015 byla odsouhlasena varianta přeložky silnice s hloubeným tunelem Stránov situovaným na severním okraji obce, který bezpečně převede veškerou tranzitní dopravu mimo zastavěné území obce. Hloubený tunel, jímž se diplomová práce zabývá, se řadí svou délkou mezi krátké tunely a překonává svah pod zámkem Stránov v maximálním možném podélném sklonu 8 %.

Práce je rozdělena do celků zabývajících se posupně přiblížením území a stavby celé přeložky včetně silniční trasy v tunelovém úseku, na které navazuje popis konstrukčního řešení a technologického vybavení tunelu. Poté práce směřuje ke statickým výpočtům prvků zajištění stavební jámy i definitivního ostění hloubeného tunelu.

V rámci výpočtu zajištění jsou řešeny dva řezy charakterizující zajištění stavební jámy v blízkosti Mělnického portálu a v místě s největším nadložím projektovaného tunelu. Okolo portálu je předpokládáno zajištění zemin pouze záporovým kotveným pažením. V druhém posuzovaném řezu s maximálním nadložím tunelu se předpokládá stejně jako v prvním řezu zajištění pokryvných útvarů záporovým pažením a dále sesvahování, zahřebíkování a zastříkání pískovcového svahu betonem, které může být doplněno jednou řadou kotev.

V následující části věnované návrhu a posouzení definitivního ostění tunelu je popsán a názorně předveden postup návrhu betonového klenbového ostění hloubeného tunelu uloženého na patkách v charakteristickém řezu s maximálním nadložím. Výpočet ostění zahrnuje sestavení modelu konstrukce, stanovení zatížení a jejich kombinací, výpočtu vnitřních sil a nutné podélné výztuže včetně jejího posouzení. Práce se v kapitole definitivní ostění také věnuje zjednodušenému výpočtu a posouzení patky tunelu.

Po kapitolách věnující se statickému posouzení konstrukcí projektovaného tunelu je nastíněna problematika technologie výstavby tunelu Stránov a monitoringu před začátkem výstavby, v průběhu a po dokončení stavby.

Cílem práce je ukázání možné metody výpočtu zajišťujících konstrukcí a definitivních konstrukcí hloubených tunelů s předvedením postupů na příkladu výpočtu tunelu Stránov.

2 Údaje o stavbě a území

2.1 Aktuální stav silnice I/16

Silnice I/16 směřující ze západu na východ se za dobu svého využívání stala v celostátním měřítku důležitou dopravní spojnici mezi rychlostními silnicemi R6, R7, R10, R35 a dálnicí D8. V průběhu let začala silnice první třídy nevyhovovat pro stále zvyšující se dopravní zatížení, které bylo v době sčítání v roce 2010 na úseku procházející obcí Jizerní Vtelno 3 000 vozidel za den s třetinovým podílem těžkých nákladních vozidel. Jedním z ukazatelů nevyhovujícího řešení celé trasy silnice I/16 jsou časté dopravní nehody s vysokým podílem smrtelných nehod v rizikových úsecích, např. úsek silnice Řevničov – Slaný si v letech 2007-2009 vyžádal 15 vážných dopravních nehod [1,2,3].

Středem obce Jizerní Vtelno, ležící přibližně 7 km jihozápadně od Mladé Boleslavi, prochází předmětná silnice I/16, která při průchodu zástavbou překonává vysoký skalní masiv dvěma točkami (serpentinami) o minimálních poloměrech směrových oblouků. Komunikace v obci zcela nevyhovuje požadavkům intenzivní tranzitní dopravy svým šířkovým ani směrovým řešením. Nachází se zde několik nebezpečných oblouků s minimálními poloměry, které zcela nevyhovují průjezdu nákladních vozidel.



Obrázek 1 Nedostatečný poloměr oblouku pro průjezd nákladních vozidel [2]

Rohy domů v zatáčkách jsou od těžkých nákladních vozidel na mnoha místech poničené. Místní obyvatelé tak byli nuceni přistoupit k provizorním opatřením na svých domech, například přistavením betonových náliček na rozích budov k zabránění kontaktu návěsů s fasádou. Dalším příkladem provizorního opatření pro ochranění

domů jsou ocelová svodidla na vnitřních stranách oblouků, která nyní zajišťují funkci spíše vodící než bezpečnostní, jelikož je pracovní šířka svodidla téměř nulová a pásnice není vzdálena od rohu domů více než několik desítek centimetrů [2].



Obrázek 2 Nároží budovy s nedostatečným úzkým průjezdem [2]



Obrázek 3 Zdevastované nároží budovy [2]

Nevhodné řešení silnice průtahem obcí Jizerní Vtelo také dokumentuje vysoká nehodovost v zastavěném území, kdy od roku 2007 se zde událo 61 dopravních nehod, z toho 10 nehod s následky na zdraví. Podle statistik Policie České republiky se většinou nehoda stala za dobrých klimatických podmínek a viditelnosti. Nehody, které se udály, se mohou rozdělit na srážky s jiným dopravním prostředkem a na střety s pevnou

překážkou v poměru 33:27. Více než polovinou se na nehodách účastnila nákladní vozidla. [2]

Mezi hlavní příčiny podle statistik Policie České republiky lze zmínit zejména: [2]

- jízda po nesprávné straně, vjetí do protisměru (8 případů)
- nepřiměřená rychlosti dopravně technickému stavu vozovky – zatáčka, klesání, stoupání, šířka, atd. (8 případů)
- nepřiměřená rychlosti stavu vozovky – náledí, výtluky, bláto, mokro, atd. (11 případů)
- jiný druh nesprávného způsobu jízdy (5 případů)
- řidič se plně nevěnoval řízení vozidla (15 případů)

Dispoziční řešení současné silnice ovlivňuje také bezpečnost pohybu pěších, jelikož zde chodník úplně chybí anebo je zde příliš úzký, nevyhovující normovým šířkám a je nebezpečný pro pohyb osob. [2]

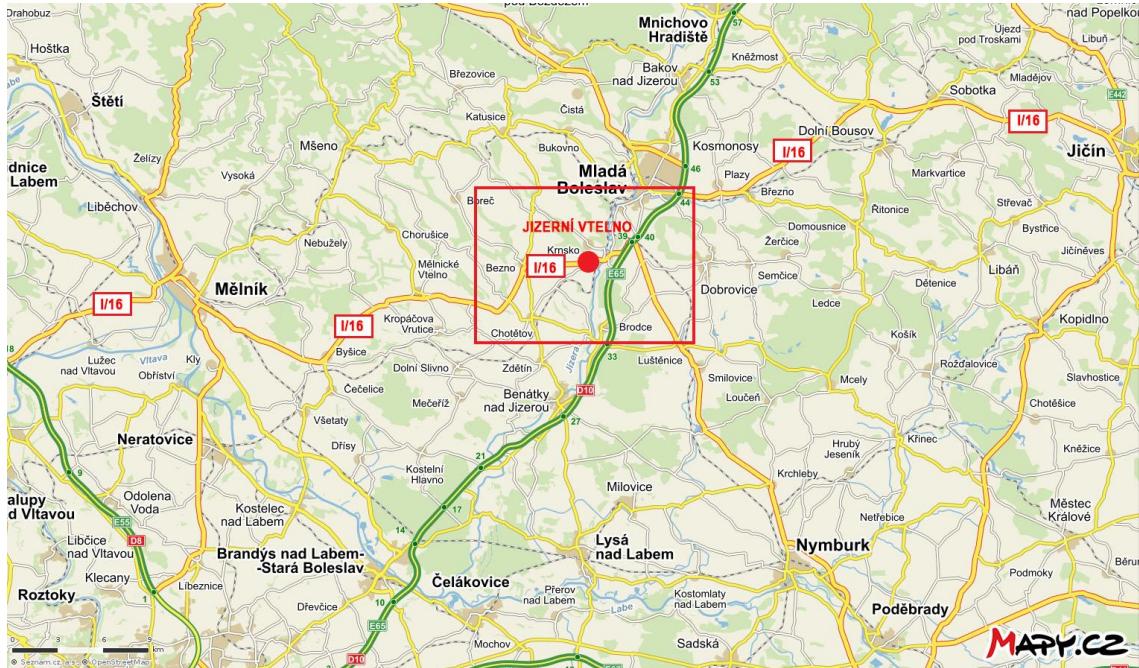
Ze všech popsaných skutečností lze konstatovat, že stávající průtah obcí Jizerní Vtelno je nebezpečný pro všechny účastníky provozu, a to vzhledem k nevyhovujícímu dopravně technickému stavu komunikace. [2]



Obrázek 4 Zákres míst dopravních nehod na silnici I/16 v obci Jizerní Vtelno [2]

2.2 Údaje o území

2.2.1 Lokalizace



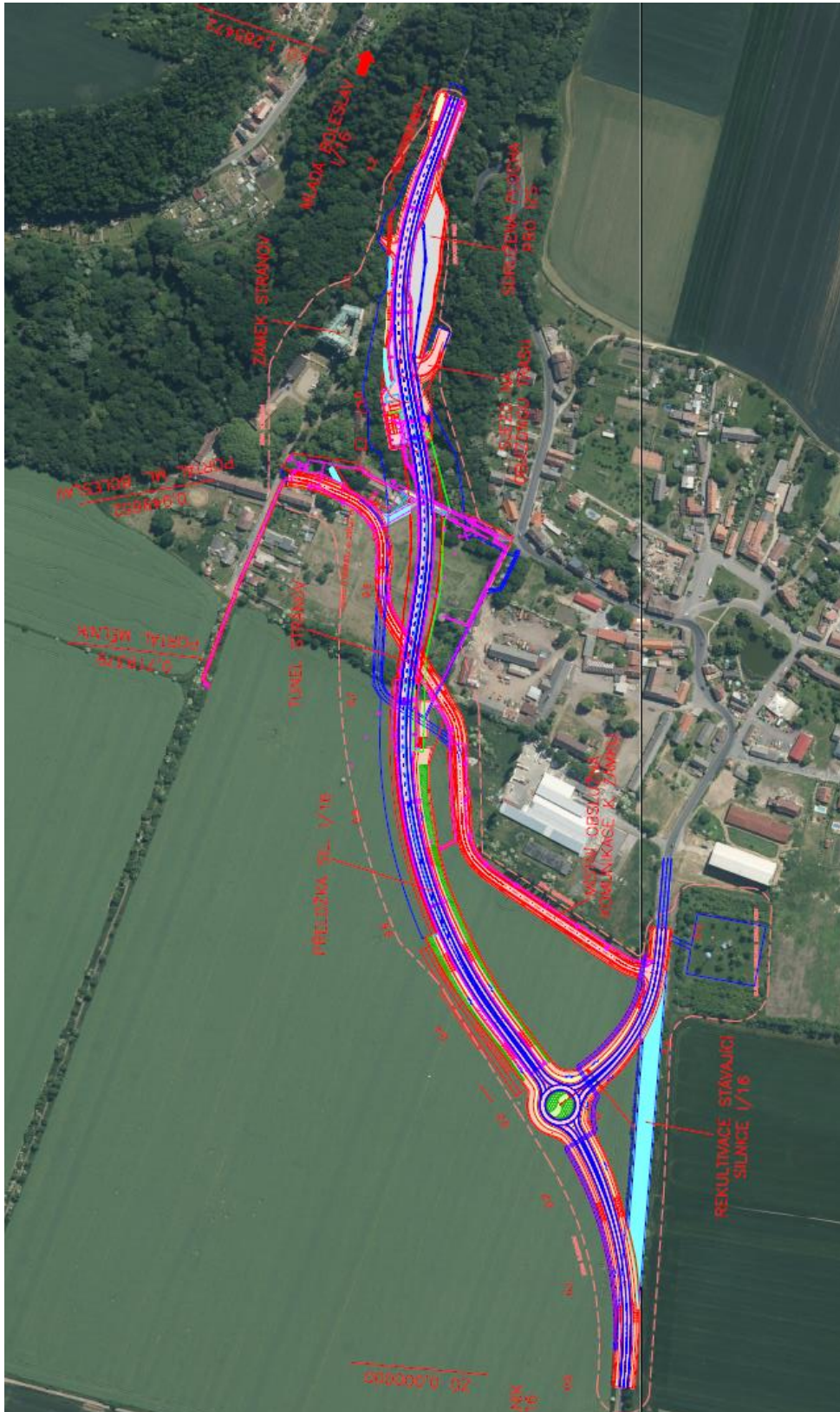
Obrázek 5 Širší mapa okolí s vyznačením silnice I/16 a obce Jizerní Vtelno [4]

Obec Jizerní Vtelno se nachází ve Středočeském kraji na silnici I/16 mezi městy Mělník a Mladá Boleslav. Celá stavba přeložky spadá do katastru obce Jizerní Vtelno.



Obrázek 6 Mapa okolí obce Jizerní Vtelno [5]

Stavba přeložky začíná před západním okrajem obce Jizerní Vtelnno, trasa poté prochází tunelem dlouhým 230,27 m pod nezastavěnou západní částí obce a je ukončena ve vzdálenosti cca 200 m před západním okrajem zastavěného území. Celková délka přeložky hlavní trasy je přibližně 1 285 m. [5]



Obrázek 7 Výřez z celkové situace stavby I/16 Jizerní Vtelnno – přeložka [5]



2.2.2 Geologické a hydrogeologické poměry území

Kapitola o geologických a hydrogeologických poměrech vychází ze zpracované rešerše předběžného geotechnického průzkumu, která je součástí dokumentace pro územní rozhodnutí stavby I/16 Jizerní Vtelno – přeložka [5].

2.2.2.1 Geomorfologické poměry

Zájmové území podle geomorfologického členění spadá do geomorfologických útvarů:

Soustava:	Česká tabule
Podsoustava:	Středočeská tabule
Celek:	Jizerská tabule
Podcelek:	Středo-jizerská tabule
Okres:	Skalská tabule

Morfologicky je trasa přeložky situována v členitém území. Nejprve přeložka od západu prochází mírně zvlněným územím, kde se nadmořská výška pohybuje mezi 265 až 270 metry. Ve východní části terén strmě upadá k východu a trasa prochází podélně erozním údolím a následně je vedena po jižním úbočí erozního údolí Skaleckého potoka. Terén se v této části trasy pohybuje v úrovni 265 až 220 m. n. m.. Celkové převýšení trasy činí 45 m.

2.2.2.2 Geologické poměry

Stanovení geologických, inženýrsko-geologických a hydrogeologických poměrů v zájmového území vycházelo z rešerše archivních vrtů a dále bylo ověřeno průzkumnými jádrovými vrty a provedeným geofyzikálního průzkumem.

Horniny předkvartérního podkladu

Zájmové území spadá pod Jizerskou faciální oblast České křídové pánve, uloženy svrchní křídly budují ve značné mocnosti horninový masiv, který svou hloubkou přesahuje hranici aktivní zóny a není nutné se jím dále zabývat.

Svrchnokřídové sedimenty v oblasti jsou stratigraficky řazeny ke střednímu turonu až coniacu a zastoupeny jsou zde horninami teplického a jizerského souvrství. Litologicky zde dominují pískovce s vápnitójílovitým tmelem (jizerské souvrství) v různém stupni zvětrání a rozpuštění. V západní části území jsou překryty slíny (teplické souvrství), charakteru vysoce plastických jílu, pevné konzistence, o mocnosti do 3 m. Ve východní části území byly slíny erodovány.



Kvartérní pokryvné útvary

Z pokryvných útvarů v trase přeložky jsou zastiženy svrchní humózní horizont, antropogenní sedimenty, eolické sedimenty, fluviální sedimenty a deluviální sedimenty. Celková mocnost pokryvných útvarů v oblasti se pohybuje od 0,5 m (svahy erozního údolí) do 9,3 m.

Antropogenní sedimenty jsou tvořeny konstrukčními tělesy stávajících komunikací, převážně násypy.

Humózní horizont je v trase přeložky zastoupen humózními hlínami sestávající se vesměs z tmavohnědých jílu se střední plasticitou o mocnosti do 1,1 m.

Eolické sedimenty pokrývají téměř celou plochu sledované lokality, chybí pouze v západní části trasy, kde trasa prochází erozním údolím. Nejvíce zastoupeny jsou spraše a sprašové hlíny světle hnědé barvy, svrchu narezavěle hnědé, charakteru hlín a jílu s nízkou plasticitou. Vyskytují se v horizontu cca od 0,5 m do 7,8 m. Maximální mocnosti dosahují v místě projektovaného tunelu. Eolické sedimenty jsou pleistocenního stáří a byly vyvíjeny v poslední době ledové.

Fluviální sedimenty byly provedenými vrtnými pracemi zastiženy v místě projektovaného tunelu ve vrstvě pod eolickými sedimenty. Zastižené sedimenty měly charakter jílovitopísčitých a jílovitoštěrkovitých zemin převážně rezavohnědé barvy. Fluviální sedimenty jsou pleistocenního stáří, pravděpodobně relikt starých náplav řeky Jizery. Mocnost se v místě projektovaného tunelu pohybuje do 1,2 m

Deluviální sedimenty tvoří bazální vrstvy pokryvných útvarů. Vrtnými pracemi byly zastiženy deluviální sedimenty charakteru hlinitopísčitých a jílovitopísčitých zemin a jílu s vysokou plasticitou. Dále se mohou vyskytovat v trase písčito–kamenité sutě, kde se předpokládá výskyt na bázi kvartérních sedimentů v erozních údolích v závěru trasy.

2.2.2.3 Hydrogeologické poměry

Lokalita spadá do povodí Labe, úsek Jizera od Kamenice pod Klenicí, a dále pod Strenický potok.

V rajónu jsou dva samostatné kolektory podzemních vod křídové pánve. Bazální kolektor A je vázán na křemité a jílovitoprachovité a pískovcové sedimenty perucko-korycanského souvrství spodního turonu. Kolektor C je vázán na pískovce, slínovce a prachovce jizerského souvrství středního a část svrchního turonu. Izolátor je tvořen slínovci a někdy i prachovci. Báze kolektoru C je tvořena nepropustnými slínovci spodní



části jizerského a bělohorského souvrství oddělující kolektor A a C. Kolektor C je drénován hlavně kvarténními sedimenty do říčního koryta Jizery. Propustnost kolektoru A i C je průlinově puklinová. Oběh podzemních vod je plynulý a není ovlivněn tektonickými prvky.

Podle archivního vrtu JV-1, který je mimo jiné zdrojem pitné vody pro obec Jizerní Vteln, se hladina podzemní vody v kolektoru C nachází v úrovni 203 m n. m. Jelikož se stavba přeložky silnice I/16 nachází v oblasti ochranného pásma zdroje pitné vody, je nutné zamezit propojení kvarterního kolektoru A a křídového kolektoru C během výstavby projektovaného tunelu.

Kromě křídových kolektorů se v trase plánované přeložky nachází kolektor vázaný na kvarténní terasové fluviální sedimenty. Kvarténní kolektor je od křídového kolektoru oddělen slínou teplického souvrství, které představují v zájmovém území hydrogeologický izolátor. Hladina podzemní vody v kvarténním kolektoru byla průzkumnými vrti zastižena ve vrtu HJ10 v místě projektovaného tunelu v úrovni cca 255 m n. m. a ve vrtu J6 v úrovni cca 252,9 m n. m.. V ostatních úsecích trasy nebyla hladina podzemní vody v kvarténní zvodni zastižena.

2.2.2.4 Ložiska nerostných surovin, seismicita území a svahové pohyby

V sledované lokalitě se nenachází žádná významná chráněná ložiska nerostných surovin, ani zde nejsou zaznamenána jakákoli důlní díla.

Území se podle ČSN EN 1998-1: Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení – Část 1: Obecná pravidla, seizmická zatížení a pravidla pro pozemní stavby [21] řadí mezi seizmicky neaktivní oblasti, referenční špičkové zrychlení podloží se nebere v úvahu.

Vzhledem k mírně zvlněnému reliéfu v západní části trasy přeložky zde nehrozí bezprostřední ohrožení stavby svahovými deformacemi. Naopak ve východní části, kde trasa prochází erozním údolím a vyskytují se zde přirozené i umělé skalní výchozy křídových pískovců náchylných k řícení, je riziko svahových deformací. Dále může docházet na bočních svazích erozních údolí k plouživému sesouvání deluviálních sedimentů.



2.2.2.5 Vrtné práce

V rámci předběžného GTP bylo na trase přeložky silnice I/16 provedeno 10 průzkumných vrtů bez vodního výplach, z toho devět jádrových vrtů a jeden hydrogeologický vystrojený vrt.

Označení vrtu	Souřadnice			Hladina podzemní vody (m p. t.)		Datum realizace	Realizovaná hloubka (m)
	Y	X	Z ter.	naražená	ustálená		
J1	708969,92	1015961,73	268,46	-	-	19.1.2016	4,0
J2	708724,82	1015947,94	268,22	-	-	19.1.2016	4,0
J3	708516,99	1015878,91	267,14	-	-	19.1.2016	4,0
J4	708278,05	1015790,36	265,88	-	-	20.1.2016	8,0
J5	708181,56	1015780,82	263,45	-	-	20.1.2016	15,0
J6	708057,59	1015794,24	259,67	6,9	6,7	27.1.2016	22,0
J7	707996,46	1015784,63	256,06	-	-	2.2.2016	22,0
J8	707754,75	1015759,30	222,05	-	-	28.1.2016	4,0
J9	707697,04	1015807,86	220,05	-	-	28.1.2016	4,0
HJ10*	708107,53	1015834,65	261,60	6,5	6,5	27.1.2016	9,0

*vystrojený hydrogeologický pozorovací vrt

Tabulka 1 Popis provedených průzkumných vrtů [5]

2.2.2.6 Geotechnické typy

Sestavení geotechnických typů zemin a hornin, které mají obdobné fyzikálně-mechanické vlastnosti, bylo provedeno na základě makroskopického popisu vrtných jader, stratigrafického a genetického zařazení jednotlivých typů zemin a výsledků terénních a laboratorních zkoušek. Ve sledované lokalitě v rámci předběžného geotechnického průzkumu se geologické prostředí rozděluje do deseti geotechnických typů.

Stratigrafické zařazení	Genetický původ zemin a stratigrafické zařazení hornin	Strukturní sloužení zemin a stupeň zvětrávání a rozpukání hornin	Zatřídění dle ČSN 73 6133	Označení geotypu
Kvartér	antropogenní	heterogenní složení	Y	An
	kulturní vstvy	humózní zeminy	C10, M10	Orn
	eolické sedimenty	hlinité, jílovité	F5, F6	Q1
	fluviální terasové sedimenty	jílovitoštěrkovité, jílovitopísčité	F2, F4	Q2
	deluviální sedimenty	jílovité hlinitopísčité, jílovitopísčité	F8 F3, F4	Q3 Q4
Mezozoikum	Svrchní turon až coniac teplického	slín	F8	K1
	Střední až svrchní turon jizerského souvrství	pískovec zcela zvětralý	R6	K2
		pískovec mírně zvětralý	R5	K3
		pískovec slabě zvětralý až	R4-R3	K4

Tabulka 2 Geotechnické typy v zájmovém území [5]



2.2.2.7 Přehled geotechnických typů

V následující přehledu jsou uvedeny jednotlivé geotechnické typy zemin a hornin a informace o jejich stáří, vzniku, předpokládaných mocnostech vrstev a vhodnostech využití zemin a hornin pro podloží a do násypu projektované komunikace podle ČSN 73 61330: Navrhování a provádění zemního tělesa pozemních komunikací [22].

Kvartérní sedimenty

Geotechnický typ:	An
stratigrafie, geneze:	kvartér, antropogenního sedimenty
výskyt:	v místech stávajících komunikací
makroskopický popis:	různorodé materiály
mocnost:	0,0 až 1,4 m
namrzavost:	mírně namrzavé až nebezpečně namrzavé
vhodnost pro podloží:	podmínečně vhodné až vhodné
vhodnost do násypu:	podmínečně vhodné až vhodné
Geotechnický typ:	Orn
stratigrafie, geneze:	kvartér, pokryvné humózní horizonty
výskyt:	svrchní část kvartérního pokryvu
makroskopický popis:	tmavě hnědé humózní jíly s nízkou a střední plasticitou, převážně tuhé konzistence
mocnost:	0,0 až 1,1 m
vhodnost pro podloží:	nepoužitelné
vhodnost do násypu:	nepoužitelné
Geotechnický typ:	Q1
stratigrafie, geneze:	kvartér, eolické sedimenty.
výskyt:	převládají v kvartérním pokryvu, tvoří podloží násypu a aktivní zónu v úseku 0,000 až 0840 km
makroskopický popis:	jemnozrnné zeminy o převládajícím charakteru jílu s nízkou plasticitou dále mohou nabývat charakteru hlíny s nízkou plasticitou, tuhé až pevné konzistence
mocnost:	0,0 až 6,8 m
zatřídění dle ČSN 73 6133:	F6 CL (převládají), F5 ML
namrzavost:	nebezpečně namrzavé



vhodnost pro podloží:	nevhodné
vhodnost do násypu:	podmínečně vhodné
Geotechnický typ:	Q2
stratigrafie, geneze:	kvartér, fluviální sedimenty
výskyt:	v západní části pod eolickými sedimenty, v místě projektovaného tunelu
makroskopický popis:	převážně rezavě hnědé jílovitopísčité a jílovitoštěrkovité zeminy, štěrk tvořen valouny křemene do 4cm, tuhé až pevné konzistence
mocnost:	0,0 – 1,1 m
zatřídění dle ČSN 73 6133:	F2 CG, F4 CS
namrzavost:	nebezpečně namrzavé
vhodnost pro podloží:	podmínečně vhodné
vhodnost do násypu:	podmínečně vhodné
Geotechnický typ:	Q3
stratigrafie, geneze:	kvartér, deluviální sedimenty
výskyt:	v oblasti projektovaného tunelu
makroskopický popis:	redeponované slíny teplického souvrství, převážně charakteru béžových vysoce plastických jíílů, místy rezavě smouhovaných, s vápnitými konkracemi, pevné konzistence
mocnost:	0,0-1,3 m
zatřídění dle ČSN 73 6133:	F8 CH
namrzavost:	nebezpečně namrzavé
vhodnost pro podloží:	podmínečně vhodné
vhodnost do násypu:	podmínečně vhodné
Geotechnický typ:	Q4
stratigrafie, geneze:	kvartér, deluviální sedimenty
výskyt:	na svazích erozních údolí
makroskopický popis:	hlinitopísčité a jílovitopísčité zeminy, hnědé, s proměnlivým obsahem úlomků a kamenů pískovců (až 30 %), měkké až tuhé konzistence



mocnost:	0,0 – 2,4 m
zatřídění dle ČSN 73 6133:	F3 MS, F4 CS
namrzavost:	namrzavé až nebezpečně namrzavé
vhodnost pro podloží:	podmínečně vhodné
vhodnost do násypu:	podmínečně vhodné

Mesozoikum

Geotechnický typ:	K1 – slíny
stratigrafie, geneze:	mořské sedimenty České křídové pánve, teplické souvrství
výskyt:	v západní části překrývají pískovce jizerského souvrství, ve východní části trasy zcela chybí
makroskopický popis:	slín, šedý, převážně charakteru jílu s vysokou plasticitou, pevné konzistence
mocnost:	0,0 - 1,3 m
zatřídění dle ČSN 73 6133:	F8 CH
namrzavost:	vysoce namrzavé.
vhodnost do podloží:	nevhodné
vhodnost do násypu:	nevhodné
Geotechnický typ:	K2 – zcela až velmi zvětralý pískovec
stratigrafie, geneze:	mořské sedimenty České křídové pánve, jizerské souvrství
výskyt:	tvorí předkvarterní podloží v celém území stavby
makroskopický popis:	zcela až velmi zvětralý pískovec s vápnitójílovitým tmelem, rezavě a žluto hnědý, v ruce drobitelný, drobně úlomkovitě rozpadavý, extrémě až velmi měkký
mocnost:	0,0 – 0,7 m
zatřídění dle ČSN 73 6133:	R6
vhodnost pro podloží:	neuplatní se
vhodnost do násypu:	podmínečně vhodný
Geotechnický typ:	K3 – mírně zvětralý pískovec
stratigrafie, geneze:	mořské sedimenty České křídové pánve, jizerské souvrství
výskyt:	tvorí předkvarterní podloží v celém území stavby, budou zastiženy v místě projektovaného tunelu, tvoří podloží komunikace v závěru trasy



makroskopický popis:	mírně zvětralý pískovec s vápnitójilovitým tmelem, bíložlutý, v ruce lámatelný, rozbitelný úderem kladiva, úlomkovitě až kusovitě rozpadavý, měkký
mocnost:	0,4 – 3,9 m
zatřídění dle ČSN 73 6133:	R5
vhodnost pro podloží:	vhodný
vhodnost do násypu:	sypanina z měkkých skalních hornin
Geotechnický typ:	K4 – slabě zvětralý až zdravý pískovec
stratigrafie, geneze:	mořské sedimenty České křídové pánve, jizerské souvrství
výskyt:	tvoří předkvarterní podloží v celém území stavby, budou zastiženy v místě projektovaného tunelu a zářezu před východním portálem
makroskopický popis:	slabě zvětralý až zdravý pískovec s vápnitójilovitým tmelem, bělošedý, převážně jemnozrnný, středně rozpukaný, balvanitě rozpadavý až masivní, rozbitelný na tři a více úderů kladiva, s velmi pevnými prokřeměnými polohami, středně pevný až pevný
mocnost:	více než 16,0 m
zatřídění dle ČSN 736133:	R4, R3
vhodnost pro podloží:	vhodný
vhodnost do násypu:	sypanina z měkkých skalních hornin

2.2.2.8 Geotechnické vlastnosti zemin a hornin

Geotechnické vlastnosti zemin a hornin vychází z nově provedených laboratorních a terénních zkoušek, z normových charakteristik základových půd a zároveň z archivních průzkumů v oblasti a jejich výsledků. Pro statické posouzení objektů bylo geologickou rešerší doporučeno pro jednotlivé typy zemin a hornin použít charakteristiky, které se nacházejí v následující tabulce [5].



Geologické složení	Popis	Konzistence (ulehlost zemín)	Geotechnický typ	ČSN 73 6133 třída symbol	Obj. tíha zeminy γ [kN/m ³]	Propustnost $[m \cdot s^{-1}]$	Deformační modul E_{def} [MPa]	Poissonovo číslo ν [-]	Efektivní soudržnost c_{ef} [kPa]	Totální soudržnost c_u [kPa]	Efekt. úhel vnitřního tření ϕ_{ef} [°]	Totální úhel vnitřního tření ϕ_u [°]	Těžitelnost dle ČSN 73 6133 / ČSN 73 3050
Kvartér													
Eolické sedimenty	Jemnozrné zeminy charakteru jílu, příp. hlíny	Tuhá až pevná	Q1	F6 CL F5 ML	20,0 21,0	$1 \cdot 10^{-7}$ $1 \cdot 10^{-8}$	2 6	0,40	8 16	25 50	18 22	0	I / 2
Fluviální sedimenty	Jílovitopísčité a jílovitošterkovité zeminy	Tuhá až pevná	Q2	F2 CG F4 CS	18,5 19,5	$1 \cdot 10^{-7}$	6 10	0,35	10 18	50 70	22 26	0	I / 3
Deluviální sedimenty	Slíny převážně char. vysoce plastických jílu	Pevná	Q3	F8 CH	20,0 21,0	$1 \cdot 10^{-9}$	4 8	0,42	6 14	60 80	14 18	0	I / 3
Deluviální sedimenty	Hlinitopísčité a jílovitopísčité zeminy	Měkká až tuhá	Q4	F3 MS F4 CS	18,0 19,0	$1 \cdot 10^{-7}$ $1 \cdot 10^{-8}$	6 10	0,35	10 18	60 70	22 26	0	I / 3
Mezozoikum													
Teplické souvrství	Slín, převážně charakteru jílu s vysokou plasticitou	Pevná	K1	F8 CH	20,0 21,0	$1 \cdot 10^{-9}$	4 8	0,42	6 14	60 50	14 18	0	I / 3
Jizerské souvrství	Zcela až velmi zvětralý pískovec		K2	R6	18,5 20,5	$1 \cdot 10^{-4}$ $1 \cdot 10^{-6}$	20 60	0,30 0,35	0 10	-	30 33	-	I / 3
Jizerské souvrství	Mírně zvětralý pískovec		K3	R5	20,5 22,5	$1 \cdot 10^{-4}$ $1 \cdot 10^{-6}$	60 200	0,3	10 50	-	33 38	-	I / 4
Jizerské souvrství	Slabě zvětralý až zdravý pískovec		K4	R4 R3	21,0 23,5	$1 \cdot 10^{-4}$ $1 \cdot 10^{-6}$	200 800	0,25 0,30	50 150	-	34 42	-	II / 5-6

Tabulka 3 Geotechnické charakteristiky zastížených zemín a hornin dle GTP [5]



2.2.2.9 Schématický geologický podélný profil

Podélný geologický profil v trase tunelu je součástí výkresu podélného profilu tunelu, který se nachází v příloze č. 2: Podélný profil tunelu Stránov.

2.3 Údaje o stavbě

2.3.1 Záměr a účel užívání stavby

Účelem stavby přeložky silnice I/16 v obci Jizerní Vtelno je převedení tranzitní dopravy mimo zastavěné území obce. V současné době průtah obcí převádí dopravu mezi Mělníkem a Mladou Boleslaví a v širší návaznosti také mezi dálnicemi D8 a D10. Nynější nevyhovující řešení je nebezpečné pro všechny účastníky provozu. Vybudováním přeložky, která je navržena mimo problémový úsek v západní zástavbě obce, se minimalizují negativní dopady na životní prostředí, zvýší se bezpečnost průjezdu vozidel obcí a celkově se zlepší kvalita života místních obyvatel. [5]

2.3.2 Základní údaje o stavbě

Přeložka silnice I/16 se odpojuje od stávající silnice levostranným obloukem přibližně půl kilometru od začátku obce Jizerní Vtelno, po vzdálenosti cca 280 m je navržena okružní křižovatka s výjezdem do obce a výjezdem pro tranzitní dopravu ve směru silnice I/16, pokračování na Mladou Boleslav. Následující část trasy se nachází v zářezu, kde je po levé straně v km 0,480 navržena zárubní zeď směřující k Mělnickému portálu tunelu Stránov. Po pravé straně zářezu začíná zárubní zeď přibližně 60 m před tunelem. V tomto místě je z důvodu bezpečnosti uživatelů tunelu navrženo únikové schodiště, sdružená plocha integrovaného záchranného systému se sjezdem k tunelu z provizorní komunikace, která v době výstavby tunelu Stránov bude zajišťovat příjezd k blízkému zámku, podzámčí a sloužit k dopravní obsluze severní zástavby obce. Po dokončení výstavby a provedení trvalé přeložky silnice vedoucí k zámku bude provizorní komunikace sloužit k dopravní obslužnosti tunelu v případě mimořádných událostí.

Hloubený tunel Stránov dlouhý přes 230 m začíná ve staničení km 0,719 a končí v km 0,950 hlavní trasy přeložky. Jelikož je tunel navržen v maximálním možném podélném sklonu 8 %, musel být přidán stoupající pruh pro pomalá vozidla o celkové délce cca 800 m začínající ve směru stoupání koncem úseku přeložky a končící před kruhovým objezdem. Tunelem se tedy převádí komunikace I. třídy se třemi pruhy.



Jáma pro vybudování hloubeného tunelu bude zajištěna záporovým kotveným pažením v pokryvných útvarech, ve větších hloubkách v oblasti výskytu pískovců bude svah výkopu zahřebíkován, zakotven a zastříkán stříkaným betonem.

Za Mladoboleslavským portálem je navržen po levé straně trasy provozně-technický objekt tunelu (dále PTO) a dostatečně rozlehlá plocha pro složky a údržbu tunelu. PTO a přilehlá zpevněná plocha se nachází v zářezu svahu, na němž se nachází zámek Stránov. Zámek včetně svahu se bude v době výstavby řádně sledovat geotechnickým monitoringem. Proti sesouvání svahu v blízkosti PTO je navržena zárubní zeď o délce přesahující 70 m. Po pravé straně trasy za výjezdem z tunelu se počítá s napojením a s možností využití stávajícího průtahu obcí po silnici I/16 jako objízdné trasy při mimořádné situaci v tunelu. Dále bude při mimořádné události využito navržené sdružené plochy se zpevněným povrchem jednak pro nouzové přistání helikoptéry, ale také pro otáčení kamionů při neplánované uzavírci tunelu.

Celková trasa přeložky dlouhá 1 285 m končí napojením na stávající komunikaci v podélném sklonu 4,91 %. Do stavby přeložky silnice I/16 jsou zahrnuty demolice a sanace stávajících objektů v zóně ovlivnění, hlavní trasa přeložky, příjezdové a provizorní komunikace, příportálové sdružené plochy, zárubní zdi, odvodnění a kanalizace, veřejné osvětlení, nová trafostanice, přeložky sítí, tunel Stránov včetně provizorního zajištění, definitivních konstrukcí, zásypu, provozně-technického objektu a potřebného technologického vybavení, v neposlední řadě vegetační úpravy a veškerý monitoring před i v průběhu stavby i po jejím skončení.

2.4 Silniční trasa tunelového úseku

Trasa přeložky silnice I/16 obcí Jizerní Vtelnو je z důvodu směrových a výškových limitů a tunelového úseku v trase navržena v kategorii S 9,5/60. Z důvodu velkého podélného sklonu komunikace v úseku zahrnující tunel Stránov byl přidán přídatný pruh ve stoupání pro pomalá vozidla.

2.4.1 Směrové řešení

Trasa v místě tunelu a předportálových částí se nachází ve třech navzájem protisměrných obloucích. Směrem od Mělníku se hlavní trasa dostává do pravostranného oblouku o poloměru 450,00 m se symetrickými přechodnicemi délky 60,00 m, v tunelu na oblouk navazuje bez mezipřímého úseku levostranný oblouk o poloměru 375,00 m, také se symetrickými přechodnicemi o totožné délce 60,00 m.

Oblouk vyvádí trasu z tunelu, kde na něj před Mladoboleslavským portálem navazuje opět protisměrný pravostranný oblouk o poloměru 375,00 m a symetrickými přechodnicemi dlouhé 60,00 m.

2.4.2 Výškové řešení

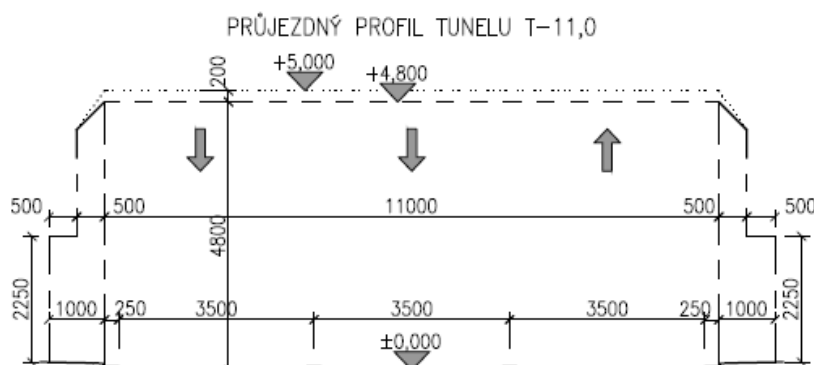
Výškové řešení trasa přeložky průtahu obcí je dáno napojením na stávající silnici I/16 v bodech začátek a konec úseku. Celý tunel se nachází v podélném sklonu 8,00 %, trasa klesá se vzrůstajícím staničením. Velký podélný sklon v tunelu je sice nepřilíš vhodný pro stavbu tohoto typu, avšak s rámci dispozičního řešení a zdolání celkového převýšení hlavní trasy dosahující až 52,56 m na 1 285 m trasy je nutný.

2.4.3 Příčné uspořádání

Trasa přeložky silnice I/16 je navržena v kategorii S 9,5/60. V místě tunelu jsou dva pruhy široké 3,50 m doplněny stejně širokým pruhem pro stoupání pomalých vozidel, celková šířka silnice v tunelu dosahuje včetně vodících proužků 11,00 m. Šířkové uspořádání vychází upravené šířkové kategorie tunelu T-9,5 doplněného o přídatný jízdní pruh podle ČSN 73 7507: Projektování tunelů pozemních komunikací [23], výsledná kategorie tunelu T-11,0.

Šířkové uspořádání v tunelu:

- 3x 3,50 m jízdní pruh
- 2x 0,25 m vodící proužek
- 2x 1,00 m nouzový chodník
- 11,00 m celkem mezi obrubníky
- 13,00 m celkem vč. chodníků



Obrázek 8 Průjezdový profil tunelu kategorie T-11,0



2.4.4 Konstrukce vozovky tunelu

Jelikož se jedná o krátký tunel do 300 m dle ČSN 73 7507: Projektování tunelů pozemních komunikací [23], je vhodné volit typ vozovky stejný v celém úseku přeložky. Vozovka se uvažuje podle TP 170: Navrhování vozovek pozemních komunikací - dodatek jako netuhá s intenzitou TNV 90 voz/24h, v tloušťce 470 mm o následující skladbě (D1-N-1, TDZ V, PIII) [24]:

ACO 11	40 mm
ACP 16+	60 mm
MZK	150 mm
<u>ŠD_B</u>	<u>200 mm</u>
CELKEM	450 mm

2.5 Tunel Stránov

Tunel Stránov je součástí stavby I/16 Jizerní Vtelno - přeložka. Jedná se o novou trvalou stavbu s navrhovanou životností 100 let. Technologické vybavení má omezenou životnost, zpravidla cca 15 – 20 let.

Vjezdový portál tunelu (Mělnický) je situován do zemědělsky obdělávané oblasti, na rozhraní polí a luk. V km 0,900 vede tunel pod stávající komunikací k zámku a v těsné blízkosti hospodářských obydlí, poté tunel vyústí Mladoboleslavským portálem v km 0,949 ve svahu erozního údolí. Trasa dále pokračuje k napojení na stávající silnici I/16 směrem na Mladou Boleslav.

Tunelový objekt dlouhý 230,27 m překonává 18,42 výškových metrů v podélném sklonu 8 %. Tunel je krátký, třípruhový s obousměrným provozem, bez nouzových zálivů a nouzového pruhu pro zastavení. Tunelová trouba se řadí do kategorie T-11,0/4,80. Šířkové uspořádání vychází z normové kategorie T-7,5 přidáním stoupajícího pruhu pro pomalá vozidla o šířce 3,5 m. Volná šířka mezi obrubníky je tedy 11,0 m, výška průjezdního profilu činí 4,80 m a světlá podjezdná výška v tunelu 5,00 m (rezerva 200 mm). Po obou stranách vozovky je navržen nouzový chodník o šířce 1,0 m [23].

Z hlediska technologického vybavení je tunel Stránov zařazen do kategorie TD dle TP 98 – změna 1: Technologické vybavení tunelů pozemních komunikací [25], tzn. málo zatížené krátké tunely do 300 metrů délky.

Celý tunelový úsek bude hloubený, stavební jáma provizorně zajištěné záporovým kotveným pažením a v oblasti pískovců v kombinaci se zastříkaným zahřebíkováním a



zakotveným svahem. Výstavba přeložky bude rozdělena na dvě etapy, kdy v rámci zachování přístupu na blízký zámek Stránov se nejprve vybuduje a „zasype“ hloubený tunel a dále bude stavba po opětovném přeložení komunikace k zámku pokračovat hloubením zářezu a budováním zdí před Mělnickým portálem.

Provozně technologický objekt (PTO) je navržen na spodním portálu (Mladoboleslavský). Objekt slouží pro umístění a řízení všech technologií používaných v tunelu a dále pak pro potřeby údržby při plánované uzavírce. PTO je propojeno s tunelem kabelovým kanálem, kterým prochází veškerá kabeláž k navrženému technologickému vybavení. Před PTO se nachází sdružená plocha pro zásah při mimořádné události a pro potřeby odstavení vozidel nebo pro parkování vozidel údržby při plánované uzavírce.

2.5.1 Dopravně inženýrské údaje

V roce 2014 proběhlo na úseku obsahující průtah obcí Jizerní Vtelno sčítání dopravy. Dopravním modelem byly stanoveny intenzity dopravy pro výhledový rok 2023, kdy je předpoklad zprovoznění úseku.

Roční průměr denních intenzit (RPDI) pro rok 2014:

Osobní automobily (OA)	4 113 voz/24 h	75,3 %
Lehká nákladní vozidla do 3,5 t (LNV)	415 voz/24h	7,6 %
<u>Ostatní nákladní vozidla nad 3,5 t (NV)</u>	<u>934 voz/24h</u>	<u>17,1 %</u>
Celodenní intenzita dopravy	5 721 voz/24h	

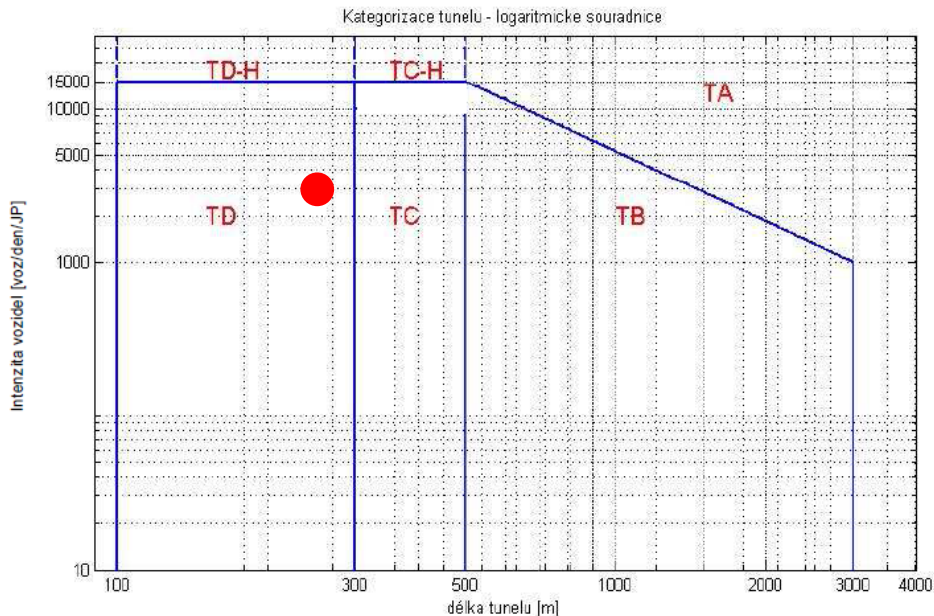
Vypočtený předpoklad RPDI pro rok 2023:

Osobní automobily (OA)	7 200 voz/24 h
Lehká nákladní vozidla do 3,5 t (LNV)	460 voz/24h
<u>Ostatní nákladní vozidla nad 3,5 t (NV)</u>	<u>940 voz/24h</u>
Celodenní intenzita dopravy	8 500 voz/24h

2.5.2 Parametry tunelu dle ČSN 73 7507 a TP 98

Tunel Stránov se dle ČSN 73 7507: Projektování tunelů pozemních komunikací [23] řadí svojí délkou 230,27 m mezi krátké tunely (od 100 m do 500 m), způsobem výstavby mezi tunely hloubené v celé své délce, druhem provozu mezi obousměrné a v závislosti na délce a intenzitě dopravy do kategorie TD – Málo zatížené krátké tunely do 300 metrů

délky (znázorněno na následujícím obrázku) dle TP 98 – změna 1: Technologické vybavení tunelů pozemních komunikací [25].



Obrázek 9 Kategorizace tunelů z hlediska bezpečnostního vybavení (logaritmické měřítko) s vyznačením tunelu Stránov [25]

Zařazení do tunelové kategorie má vliv na typ použitého technologického vybavení tunelu. Shodné vybavení tunelu se používá u shodných kategoriích bezpečnosti, které jsou dány přibližně stejnou mírou bezpečnosti danou podílem počtu nehod na počet vozidel a ujetou vzdálenost [25].

V závislosti na obousměrnosti provozu, extrémním podélném sklonu 8 % a směrových poměrech (protisměrné oblouky v tunelu) je technologické vybavení určené kategorií TD doplněno dodatečným vybavením. Veškeré technologické vybavení se podrobněji věnuje následující kapitola.

2.5.3 Technické a technologické vybavení tunelu

Tunel je opatřen technologickým vybavením ve smyslu TP 98 – změna 1: Technologické vybavení tunelů pozemních komunikací, jedná se o kategorii TD, ale z důvodů u obousměrnosti tunelu a podélného sklonu 8 %, je vybavení zčásti doplněno dle kategorie TC [25].

Větrání v tunelu je navrženo přirozené komínovým efektem. Přirozené větrání bude podporováno pístovým efektem především projíždějících nákladních vozidel. Tím, že je tunel obousměrný, je třeba technologické vybavení tunelu umístit tak, aby byl možný maximální rozsah údržby provádět za omezeného provozu, tzn. při uzavření pouze



příslušného krajního pruhu a svedení dopravy do středového a protilehlého krajního pruhu.

2.5.3.1 Osvětlení tunelu

V tunelu bude osazeno normální osvětlení tak, aby splňovalo podmínky TP 98 na rychlost 80 km/hod. Součástí osvětlení tunelu je také osvětlení příportálových úseků a plochy před PTO. Pro orientaci unikajících osob v tunelové troubě v případě mimořádné události bude sloužit vodící osvětlení napájené z UPS.

2.5.3.2 Radiové spojení

V tunelové troubě, PTO a prostorách v okolí portálů do vzdálenosti cca 150 m (včetně zářezu u západního portálu) bude zajištěna možnost analogového i digitálního rádiového spojení složek Integrovaného záchranného systému (IZS) a Ředitelství silnic a dálnic České republiky (ŘSD ČR).

2.5.3.3 Kamerový dohled (videodohled a videodetekce)

Tunel včetně portálových úseků bude vybaven systémem videodohledu (CCTV), který zabezpečí obrazovou informaci v maximální míře vypovídající o stavu:

- v tunelové troubě
- okolí vstupů do SOS kabin na portálech
- předpolí tunelové trouby včetně sdružených ploch PTO

Pomocí kamerového systému videodetekcí bude možné detekovat požár v tunelu a blízkém okolí jako alternativu k elektronické požární signalizaci (EPS).

2.5.3.4 EPS (elektrická požární signalizace)

Tunel se dělí na dva požární úseky - tunelová trouba pro obousměrný provoz a prostory v provozně technickém objektu. V tunelu a PTO bude použito následujících vyhrazených požárně bezpečnostních zařízení:

- elektrické požární signalizace
- zařízení dálkového přenosu (ZDP)
- požárních klapků (na rozhraní kabelové komory a PTO)

Detekce požáru v tunelu a PTO bude primárně zajištěna systémem EPS, v tunelu tlačítkovými hlásiči požáru v SOS kabinách před portály a videodetekcí. V PTO bude použito samočinných opticko-kouřových hlásičů požáru a tlačítkových hlásičů požáru.



2.5.3.5 SOS skříň

Po obou stranách Mělnického i Mladoboleslavského portálu jsou navrženy SOS kabiny, které představují uzavřený prostor hlásek pro tísňová volání.

Vybavení SOS kabin:

- Nouzový telefon pro spojení s operátorem Policie ČR, či jinou stálou službou
- Poplachová tlačítka (POLICIE, ZZS, silniční služba) pro rychlou základní informaci operátorům
- Tlačítkový hlásič požáru s přímou návazností na systém EPS
- Přenosné hasicí přístroje
- Základní vyprošťovací nástroje

2.5.3.6 Dopravní značení v tunelu

Dopravní značení osazené na portálech mimo tunel bude umožňovat okamžité uzavření tunelu, okamžitou reakci na výstup z meteostanice v případě nepříznivého počasí omezením rychlosti, nebo až uzavřením tunelu.

2.5.3.7 Napájení elektrickou energií

Hlavním zdrojem elektrické energie je transformační stanice napájená ze stávající veřejné distribuční sítě 22 kV dvěma přívody. Jako druhý nezávislý zdroj je navržena UPS.

2.5.3.8 Záložní zdroj elektrické energie (UPS)

UPS bude použita jako záložní zdroj elektrické energie pro napájení zařízení v případě výpadku napájení elektrickou energií. Zdrojem nepřerušené dodávky bude zajištěno napájení zejména řídicího systému tunelu, dopravního systému, zařízení pro požární signalizaci, systému videodohledu, SOS hlásek, spojovacích a dorozumívacích zařízení včetně vodícího osvětlení.

2.5.3.9 Měření dopravních přestupků

Tunel je sice krátký ale s obousměrným provozem a v maximálním možném podélném sklonu 8 %, ale z jednání u objednatel vyšel požadavek na osazení úsekového měření rychlosti na horním (Mělnickém) portálu. Řidiči tak budou „přinuceni“ dodržovat příslušnou rychlost v klesajícím pruhu, kde se předpokládá největší riziko nehody.



2.5.4 Kanalizace a odvodnění v tunelu

Odvodnění celého tunelu se řeší ve dvou úrovních. Při provozu tunelu se odvodňuje povrch vozovky a stékající kontaminované vody se svádějí šterbinovými žlaby navrženými po obou stranách (nachází se zde levostranný i pravostranný oblouk) do nádrže kontaminovaných vod. Kontaminovaná voda je dále určena k ekologické likvidaci. Dále se odvodňuje celé okolí tunelu drenážními trubkami DN 200 navrženými za rubem ostění a pod vozovkou. Pro možnost čištění systému drenáží jsou trubky zaústěny do šachet ve vzdálenosti 40 m. Šachty pro drenáž rubu ostění jsou přístupné zevnitř tunelu a umísťují se do výklenků. Naopak drenážní šachty pro odvodnění oblasti pod vozovkou jsou umístěny ve středu tunelu (střed stoupajícího pruh pro rychlá vozidla) z důvodu nejmenších intenzit těžkých nákladních vozidel. Voda z drenáží se po usazení nečistot v sedimentační nádrži použije k mytí tunelu a pro zásah jednotek HZS při případném požáru v tunelu.

Dále středem tunelu prochází kanalizace DN300 sloužící k odvodnění zářezu před Mělnickým portálem. Kanalizace vede souběžně se středovou drenáží a zaústuje se do kombinované šachty sloužící jak pro drenáž, tak pro kanalizaci.

2.5.5 Základní údaje o tunelu

Základní charakteristiky tunelu jsou stanoveny dle ČSN 73 7507: Projektování tunelů pozemních komunikací. 2013 [23] a TP 98 – změna 1: Technologické vybavení tunelů pozemních komunikací [25].

Délka tunelu:	Krátký tunel délky 230,27 m
Nadloží:	0,0 – 7,6 m
Kategorie tunelu:	TD (Málo zatížené krátké tunely do 300 metrů délky)
Technologie výstavby:	hloubený tunel
Tvar konstrukce:	podkovovitý tvar otevřený (na patkách)
Výška tunelu:	9,625 m (od základové spáry) 8,200 m (od vozovky)
Šířka:	15,385 m (vč. patek)
Ostění:	Beton C30/37- XF4, XC2, XA1, tl. 500 mm
Izolace:	hydroizolační fólie tl. min. 3 mm 2x Geotextilie 500 g/m ²
Ochrana izolace:	Stříkaný beton SB-A svařovaná KARI síť KH20 6/150/150

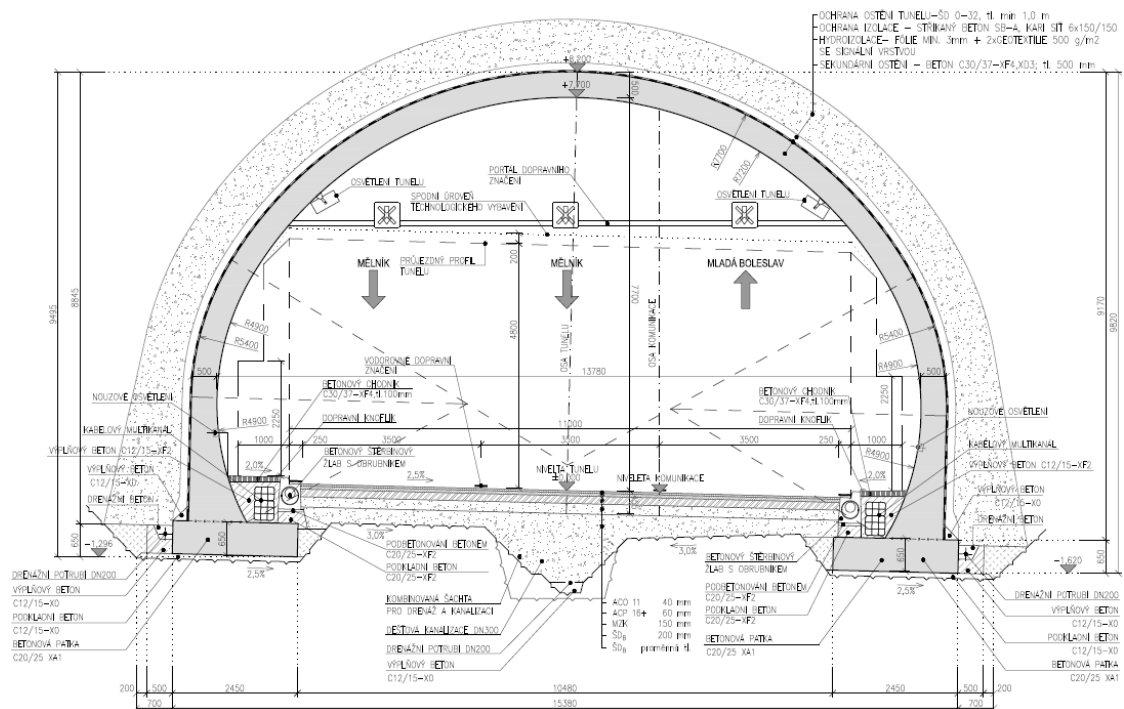
ŠD 0/32, tl. min 1,0 m

Patky: C25/30-XA1, šířka 2450 mm, výška 650 mm

Odvodnění vozovky: štěrbínové žlaby po obou stranách vozovky
(klopení vozovky na obě strany)

Odvodnění tunelu: drenáže za rubem ostění a středová drenáž vše DN 200
Voda svedena do sedimentačních nádrží k využití pro údržbu tunelu a zásah jednotek HZS.

2.5.6 Vzorový příčný řez tunelem



Obrázek 10 Vzorový příčný řez tunelem

Vzorový příčný řez tunelem se nachází v příloze č. 3: Vzorový příčný řez tunelu Stránov.



3 Zajištění stavební jámy

Návrh a posouzení provizorního zajištění stavební jámy pro hloubený tunel Stránov bylo provedeno pro dva charakteristické řezy - v km 0,721 a v km 0,900. První řez je charakteristický pro úsek tunelu v blízkosti Mělnického portálu s minimálním nadloží. Geologie je zde méně příznivá, základová spára tunelu se nachází ve slínech teplického souvrství. Předpokládá se výměna slínů v mocnosti 0,5 m pod základovým pasem tunelu za šterkový polštář. Svah zajišťuje ve třech úrovních kotvená stěna z válcovaných profilů HEB300 vetknutá do vrstev pískovců.

Řez ve staničení km 0,900 reprezentuje oblast s maximální nadloží v trase tunelu. Tunel je zde založen ve vrstvách slabě zvětralých až zdravých pískovců, nadloží má mocnost cca 6,5 m. Zajišťující konstrukce jsou navrženy jako kombinace záporového kotveného pažení se svahovaným zahřebíkováním, zastříkáním a kotveným skalním svahem opatřeným lavičkami šířky 0,5 m.

3.1 Princip výpočtu a posouzení

Při výpočtu záporového pažení se vychází ze skutečného působení zeminy, konstrukce, kotev a zatížení. Nejprve se vypočítají charakteristické vnitřní síly pro záporu a osově síly v kotvách, tlaky na záporovou stěnu a deformace podle 2. mezního stavu. Dále se návrhové vnitřní síly získají z charakteristických sil vynásobením jejich hodnoty bezpečně zvoleným součinitelem $\gamma_F = 1,4$. Hodnota součinitele γ_F byla obezřetně stanovena po konzultaci s doc. Ing. Janem Masopustem CSc. v závislosti na typu zajištění a geotechnických vlastnostech zemín v oblasti. Součástí posudku záporového pažení je dále posouzení vnitřní stability kotevního systému a vnější stability s případným uvážením následující etapy po vyhloubení záporového pažení, např. v řezu km 0,900 se uvažuje i fáze před instalací hřebíků a zastříkáním pískovcového svahu. Vnitřní stabilita byla posouzena programem GEO5 2017 - Pažení posudek a vnější stabilita programem GEO 2017 - Stabilita svahu. Výpočet vnější stability byl proveden Bishopovou metodou s optimalizací, při které byla analyticky vyhledána kruhová smyková plocha s nejmenším stupněm stability FS , která se následně posuzovala s hodnotou $SF_s = 1,50$.

Skalní, odstupňovaný, zahřebíkováný a zakotvený svah v km 0,900 byl posuzován nejprve na celkovou stabilitu v různých etapách výstavby. Dále pro výpočet tlaků, sil a deformací byla vypočtena rovinná napjatost ve všech etapách výstavby. Celková stabilita svahu se opět posuzovala s limitním $SF_s = 1,50$. Z výpočtu rovinné napjatosti získané



charakteristické vnitřní síly v hřebících, kotvách a průběhy sil na nosnících zastříkaného povrchu svahu byly násobeny koeficientem $\gamma_F = 1,4$ pro získání návrhových vnitřních sil, které byly dále posuzovány.

3.2 Zajištění stavební jámy v km 0,721

3.2.1 Návrh zajištění

Základním předpokladem výpočtu je hloubení jámy po úrovních a kotvení záporového pažení kotvami ve dvou úrovních. Počáteční návrh zajištění byl proveden v programu GEO5 2017 - Pažení návrh a poté optimalizován z hlediska vzniklých deformací, profilu zápor, počtu úrovní a druhu kotev v programu GEO5 2017 -Pažení posudek.

Za levým pažením bude v průběhu výstavby umožněna jízda mechanizace (do 25 t) podél záporové pažení ve vzdálenosti větší než 0,6 m od okraje jámy. Umožněním pohybu mechanizace u okraji bude možné urychlit výstavbu a např. při betonáži nebude nutná jízda přes celou délku vyhloubené jámy.

3.3 Výpočet záporového pažení v km 0,721

3.3.1 Princip výpočtu záporového pažení

Posouzení konstrukce kotveného záporového pažení bylo provedeno v programu GEO5 2017 - Pažení posudek. Postup hloubení a kotvení byl respektován zavedením fází výstavby. Pro výpočet modulu reakce podloží se použil vztah podle Schmitta [9]:

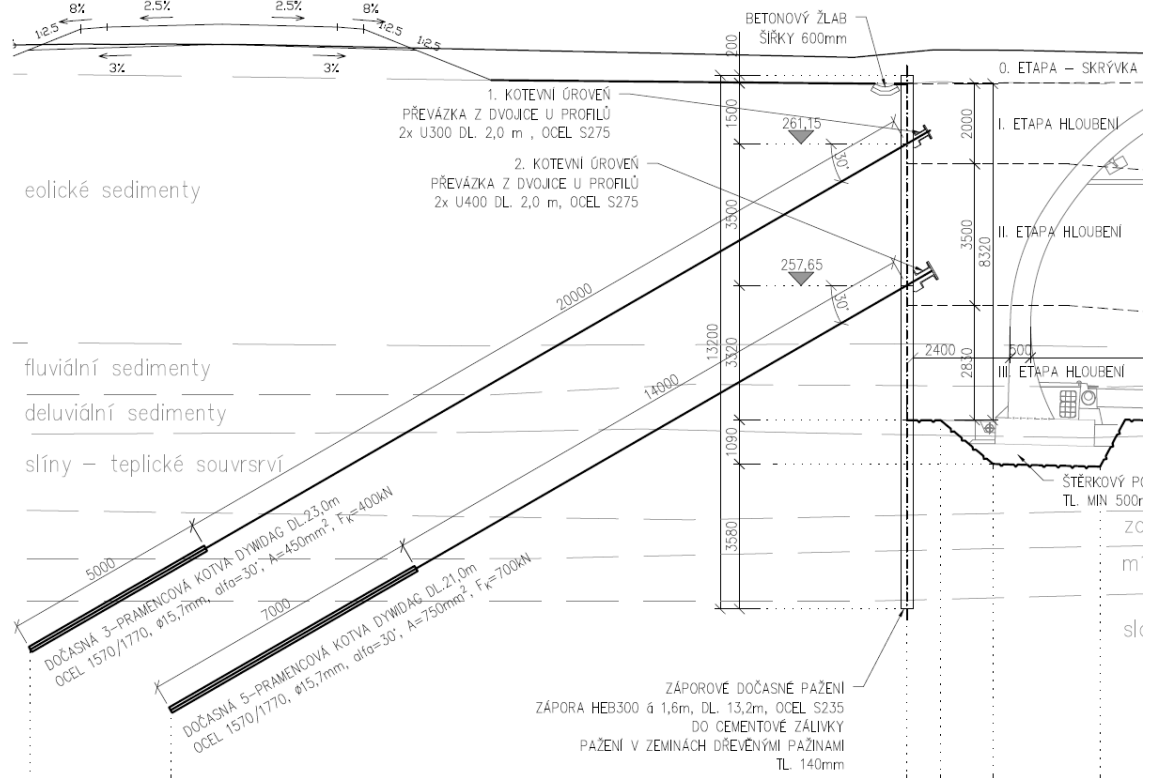
$$k_h = 2,1 \frac{E_{oed}^{4/3}}{EI^{1/3}}$$

, kde EI je ohybová tuhost konstrukce a E_{oed} je edometrický modul, který lze odvodit z deformačního modulu zeminy. [9]

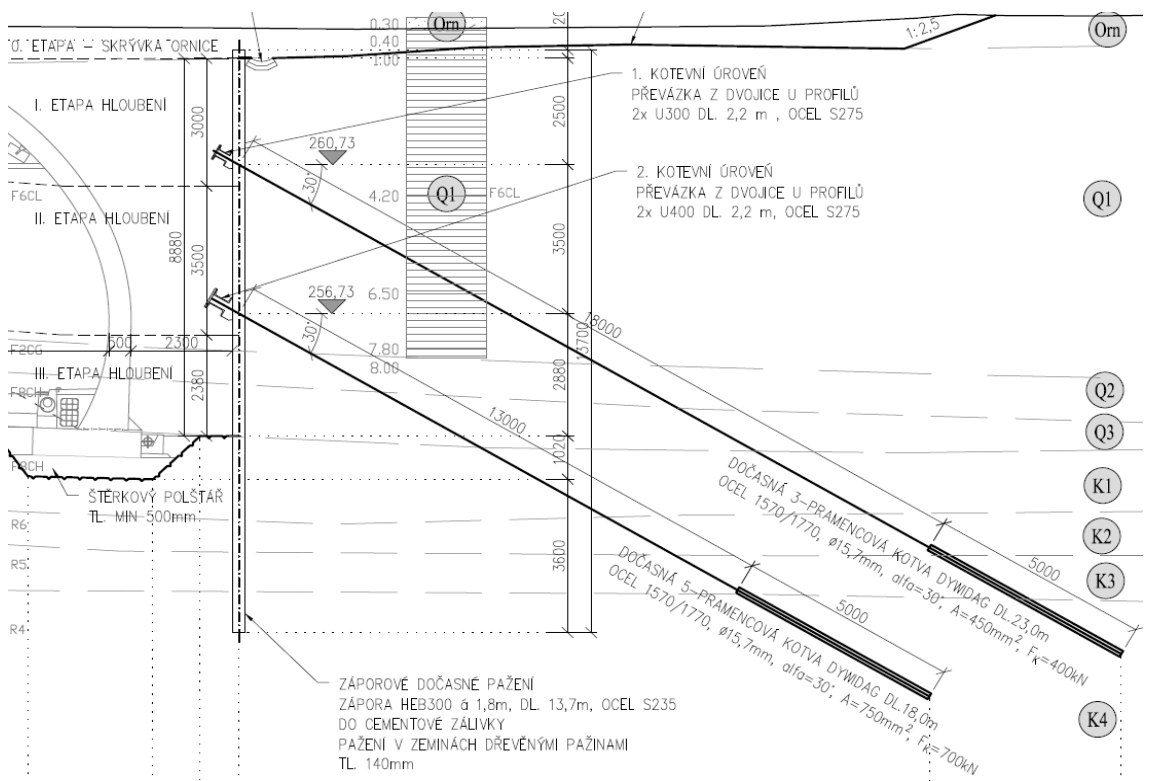
Výpočet záporového kotveného pažení je proveden metodou závislých tlaků. Metoda vychází z předpokladu, že se zemina v okolí záporové stěny chová jako ideální pružno-plastická Winklerova hmota, která je určena modulem reakce podloží k_h . Modul charakterizuje přetvoření v pružné oblasti a dále je charakteristický omezujícími deformacemi, po jejichž překročení se zemina chová plasticky. Výpočet je založený na iteračním postupu, kdy se nejprve všem prvkům přiřadí modul reakce podloží a konstrukce se zatíží tlakem v klidu, dále se provede výpočet konstrukce a proběhne kontrola splnění podmínek o velikosti tlaků. V místech, kde tyto podmínky nejsou

splněny, se přiřadí hodnota $k_h = 0$ a stěna se zatíží aktivním nebo pasivním zemním tlakem. Iterační postup probíhá do splnění všech podmínek [26].

3.3.2 Příčný řez



Obrázek 11 Záporové pažení po levé straně jámy v řezu km 0,721



Obrázek 12 Záporové pažení po pravé straně jámy v řezu km 0,721



Kompletní příčný řez zajištěním stavební jámy v km 0,721 se nachází v Příloha č. 4
Příčný řez zajištěním jámy v km 0,721.

3.3.3 Charakteristiky materiálů

3.3.3.1 Záporové pažení HEB 300

Značení oceli:	S 235 (EN 10025-2)
Mez kluzu:	$f_y = 235 \text{ MPa}$
Pevnost oceli:	$f_u = 360 \text{ MPa}$
Modul pružnosti:	$E = 210\,000 \text{ MPa}$
Modul pružnosti ve smyku:	$G = 80\,000 \text{ MPa}$
Průřezová plocha:	$A = 14\,910 \text{ mm}^2$
Smyková plocha:	$A_{v,z} = 4\,743 \text{ mm}^2$
Pružný průřezový modul:	$W = 1\,678 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$

3.3.3.2 Kotvy

Byly navrženy kotvy z oceli 1570/1770 od výrobce DYWIDAG, jejichž parametry jsou popsány níže [6].

Modul pružnosti:	$E = 195\,000 \text{ MPa}$
Charakteristická smluvní mez kluzu:	$f_{0,1k} = 1\,570 \text{ MPa}$
Charakteristická tahová pevnost:	$f_{tk} = 1\,770 \text{ MPa}$
Průměr:	$\varnothing_1 = 15,7 \text{ mm}$
Plocha 1 lana:	$A_1 = 150 \text{ mm}^2$

	počet lan	plocha průřezu A [mm ²]		Kvalita oceli St 1570/1770				Kvalita oceli St 1670/1860			
		0,6"	0,62"	síla-mez kluzu $F_{0,1k} = f_{0,1k} \cdot A$ [kN]		síla-mez pevnosti $F_z = f_{tk} \cdot A$ [kN]		síla-mez kluzu $F_{0,1k} = f_{0,1k} \cdot A$ [kN]		síla-mez pevnosti $F_z = f_{tk} \cdot A$ [kN]	
				0,6"	0,62"	0,6"	0,62"	0,6"	0,62"	0,6"	0,62"
•	2	280	300	440	471	496	531	468	501	521	558
•	3	420	450	659	707	743	797	701	752	781	837
•	4	560	600	879	942	991	1062	935	1002	1042	1116
•	5	700	750	1099	1178	1239	1328	1169	1253	1302	1395
•	6	840	900	1319	1413	1487	1593	1403	1503	1562	1674
•	7	980	1050	1539	1649	1735	1859	1637	1754	1823	1953
•	8	1120	1200	1758	1884	1982	2124	1870	2004	2083	2232
•	9	1260	1350	1978	2120	2230	2390	2104	2255	2344	2511
	10	1400	1500	2198	2355	2478	2655	2338	2505	2604	2790
	12	1680	1800	2638	2826	2974	3186	2806	3006	3125	3348
	15	2100	2250	3297	3533	3717	3983	3507	3758	3906	4185
	19	2660	2850	4176	4475	4708	5045	4442	4760	4948	5301
	22	3080	3300	4836	5181	5452	5841	5144	5511	5729	6138

• běžný typ jiný počet lan po dohodě

Tabulka 4 Základní parametry pramencových kotev DYWIDAG [6]

3.3.3.3 Dřevěné pažiny

Dřevo:	C 24
Charakteristická pevnost v ohybu:	$f_{m,k} = 24 \text{ MPa}$
Modifikační součinitel:	$k_{mod} = 0,7$
Dílčí součinitel rostlého dřeva:	$\gamma_M = 1,3$

3.3.4 Parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]	ν [-]	E_{def} [MPa]
2	Q1, eolické sedimenty		20,00	12,00	18,00	11,00	7,00	0,40	4,00
3	Q2, Fluviální sedimenty		28,00	10,00	19,00	10,00	9,50	0,35	8,00
4	Q3, deluviální sedimenty		20,00	10,00	20,50	11,00	6,50	0,42	6,00
5	K1, Slín		20,00	10,00	20,50	11,00	6,50	0,42	6,00
6	K2, zvětralý pískovec		30,50	5,00	21,00	11,00	10,50	0,32	40,00
7	K3, mírně zvětralý pískovec		31,50	10,00	21,50	11,50	10,50	0,30	120,00
8	K4, zdravý pískovec		33,00	20,00	22,50	12,50	11,00	0,27	300,00

Tabulka 5 Výpočtové parametry zemín řezu v km 0,721

3.3.5 Zatížení

Z důvodu nutnosti pohybu stavební mechanizace za rubem záporové zdi po levé straně výkopu bylo uvažováno s charakteristickou hodnotou pásového zatížení 40 kN/m², která představuje pohyb 24 t vozidla ve vzdálenosti 0,6 m od hrany stavební jámy. Pás byl uvažován šířky 3,0 m za rubem konstrukce a dále ve zbývající části pojezděné mechanizací byl povrch zatížen plošně 10 kN/m². [10]

Po pravé straně nebude možný pohyb mechanizace, uvažované zatížení povrchu bude pouze charakteristický s hodnotou 10 kN/m².

Pozn. autodomíhávač se zásobníkem na 8 m³ betonu má hmotnost právě 24 t.

3.3.6 Výpočet zajištění jámy vlevo v km 0,721

3.3.6.1 Popis konstrukce

Zápory:	S235, HEB 300 á 1,6 m, dl. 13,2 m (přesah 0,2 m nad terén)
Kotvy:	2 úrovně pramencových kotev DYWIDAG, ocel 1570/1770, á 3,2 m, Ø vrtu 150 mm



3.3.6.2 Popis fází hloubení a zajišťování

1. fáze – I. etapa hloubení

Vyhĺoubení stavební jámy na úroveň 2,0 m.

2. fáze

Kotvení stěny 1. řadou kotev v úrovni 1,5 m.

Dočasné kotvy DYWIDAG 1570/1770, celková délka 25,0 m, délka kořene $L_K = 5,0$ m, $\alpha = 30^\circ$, 3-pramence, $\varnothing 15,7$ mm, $A = 450$ mm², napínací síla 400 kN.

3. fáze – II. etapa hloubení

Hĺoubení stavební jámy na úroveň 5,5 m.

4. fáze

Kotvení stěny 2. řadou kotev v úrovni 5,0 m.

Dočasné kotvy DYWIDAG 1570/1770, celková délka 21,0 m, délka kořene $L_K = 7,0$ m, $\alpha = 30^\circ$, 6-pramenců, $\varnothing 15,7$ mm, $A = 900$ mm², napínací síla 800 kN.

5. fáze – III. etapa hloubení

Vyhĺoubení stavební jámy na finální úroveň 9,40 m.

3.3.6.3 Výpočet průběhů deformací, vnitřních sil, sil v kotvách a tlaků na stěnu

	Maximální deformace u_{\max} [mm]	Max. tlak ve vyhloubené části σ_{\max} [kPa]	Max. ohybový moment M_{\max} [kNm/m]	Maximální posouvající síla Q_{\max} [kN/m]	Síla v 1. řadě kotev [kN]	Síla ve 2. řadě kotev [kN]
1. fáze	15,30	23,09	34,98	24,82	-	-
2. fáze	12,50	53,50	50,26	70,26	400,00	-
3. fáze	13,10	51,19	55,99	70,04	407,75	-
4. fáze	12,70	90,52	63,13	140,40	407,03	800,00
5. fáze	26,90	72,77	143,51	139,71	405,46	821,22
MAX	26,90	90,52	143,51	140,40	407,75	821,22

Tabulka 6 Vypočtené deformace, tlak na pažiny, vnitřní síly a síly v kotvách levého záporového pažení v km 0,721

Maximální hodnoty z jednotlivých fází pro posouzení konstrukce

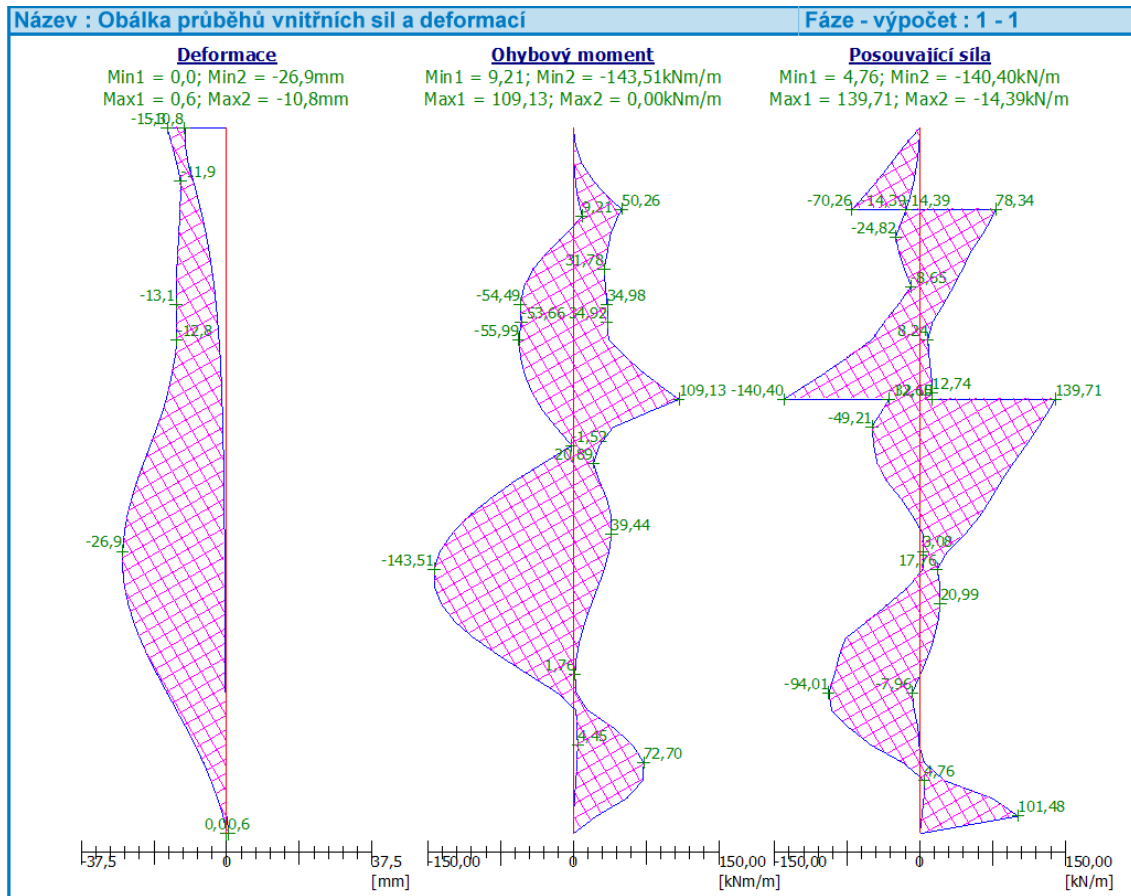
Maximální deformace u_{\max} :	5. fáze	26,90 mm
Max. tlak na ve vyhloubené části σ_{\max} :	4. fáze	90,52 kPa
Maximální ohybový moment M_{\max} :	5. fáze	143,51 kNm/m
Maximální posouvající síla Q_{\max} :	4. fáze	140,40 kN/m
Síla v 1. řadě kotev:	3. fáze	407,75 kN

Síla ve 2 řadě kotev:

5. fáze

821,22 kN

Obálka deformací a vnitřních sil

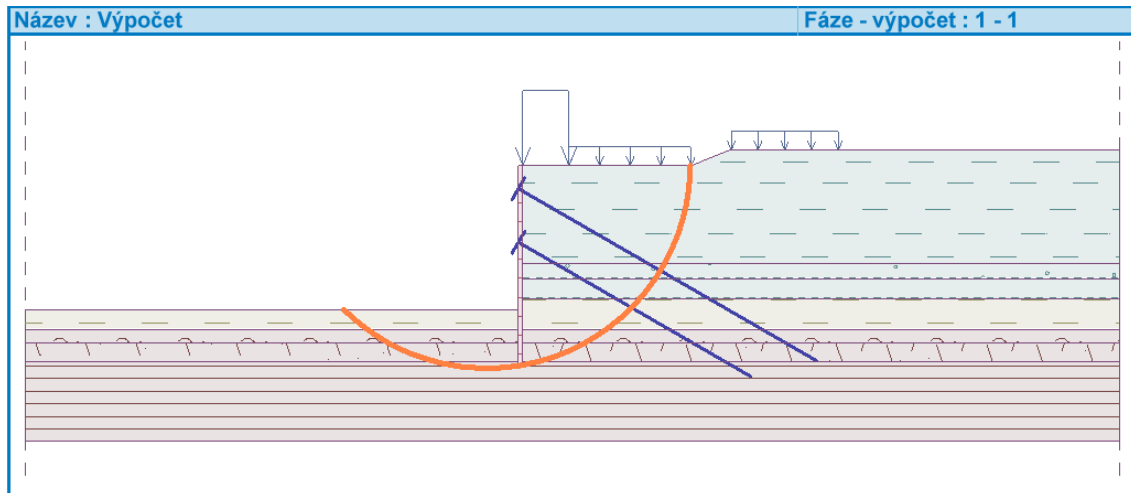


Obrázek 13 Obálka deformací a vnitřních sil levého záporového pažení v km 0,721

3.3.6.4 Posouzení konstrukce

Stabilita

Posouzení stability bylo provedeno programem GEO5 2017 - Stabilita svahu. Celkový stupeň stability při zadaní veškerých prvků zajištění, geologie a zatížení dosáhl $FS = 2,31 \geq 1,50$. Záporové pažení stabilně **VYHOVUJE**.



Obrázek 14 Znáznornění smykové plochy při finálním dohloubení pro levé záporové pažení v km 0,721

Zápory HEB 300

Posouzení zápor bylo provedeno podle ČSN EN 1993-1-1 Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby [8].

Únosnost průřezu

Únosnost v ohybu	$M_{c,Rd} = W \cdot f_y / \gamma_{M0} = 394,26 \text{ kNm}$
Únosnost na osovou sílu	$N_{c,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 3\,503,85 \text{ kN}$
Únosnost ve smyku	$V_{c,Rd} = I \cdot t / S \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 401,98 \text{ kN}$

Návrhové vnitřní síly

Návrhový moment a posouvající síla na jednotlivých záporách byla získána násobením momentu a posouvající síly (v kNm/m' a kN/m') roztečí zápor (1,6 m) a zvětšeným dílčím součinitelem účinku zatížení ($\gamma_F = 1,4$). Normálová síla charakterizuje svislé působení kotev násobenou opět dílčím součinitelem účinku zatížení. Pro posouzení byly vybrány kombinace maximálního momentu a maximální posouvající síly po stěně záporového pažení.

$M_{max} = 229,61 \text{ kNm};$	$Q = 14,30 \text{ kN};$	$N = 205,31 \text{ kN}$
$M = 101,01 \text{ kN};$	$Q_{max} = 224,63 \text{ kNm};$	$N = 205,31 \text{ kN}$

Posouzení max. momentu $M_{max} + Q + N$:

Posouzení ohybu:

$$M_{max} / M_{c,Rd} + N / N_{c,Rd} = 0,897 \leq 1$$

Vyhovuje

Posouzení smyku:

$$Q / V_{c,Rd} = 0,050 \leq 1$$

Vyhovuje



Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 196,10 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 5,78 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,698 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení max. posouvající síly $Q_{max} + M + N$:

Posouzení ohybu:

$M/M_{c,Rd} + N/N_{c,Rd} = 0,441 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q_{max}/V_{c,Rd} = 0,782 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 102,40 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 90,97 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,639 \leq 1$ **Vyhovuje**

Průřez HEB 300 S 235 á 1,6 m VYHOVUJE. Maximální využití 97,3%.

Kotvy

Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Posouzení vnitřní stability kotevního systému bylo provedeno programem GEO5 2017 - Pažení posudek, kde ve všech fázích výpočtu celková vnitřní stabilita vyhovovala. Největší využití 10,78 % bylo vypočteno ve fázi č. 4, kdy síla v kotvě dosáhla hodnoty 800,00 kN a vypočtená maximální dovolená síla měla hodnotu 7 454,62 kN.

Posouzení jednotlivých řad kotev

1. řada kotev

Kotvy DYWIDAG 1570/1770, celková délka 25,0 m, délka kořene $L_k = 5,0 \text{ m}$, $\alpha = 30^\circ$

3-pramence, $\emptyset 15,7 \text{ mm}$, $A = 450 \text{ mm}^2$, napínací síla $P_0 = 400 \text{ kN}$,

max. charakteristická síla $P_{max,k} = 407,75 \text{ kN}$, max. návrhová síla $P_{max,d} = 570,85 \text{ kN}$

Návrhová konstrukční únosnost

$R_{td} = f_{0,1k} * A / \gamma_s = F_{0,1k} / \gamma_s = 707 \text{ kN} / 1,15 = 614,78 \text{ kN} \geq 570,85 \text{ kN}$ **Vyhovuje**

Návrhová únosnost proti vytažení ze zeminy

min. plášťové tření $\tau_{min} = 300 \text{ kPa}$ pro poloskalní horniny, průměr kořene $d_k = 156 \text{ mm}$

$R_{ed} = \pi * d_k * L_k * \tau_{min} / \gamma_{a;p} = \pi * 0,150 * 5,0 * 400 / 1,0 = 942,48 \text{ kN} \geq 570,85 \text{ kN}$ **Vyhovuje**

Zaručená kotevní síla



$$P_0 \leq 0,6 F_{tk} = 0,6 * A * f_{tk}$$

$$P_0 = 400,0 \text{ kN} \leq 477,90 \text{ kN}$$

Vyhovuje

Zkušební síla

$$P_p = 1,25 P_0 = 1,25 * 400 \text{ kN} = 500,00 \text{ kN}$$

2. řada kotev

Kotvy DYWIDAG 1570/1770, celková délka 21,0 m, délka kořene $L_K = 7,0 \text{ m}$, $\alpha=30^\circ$
5-pramenců, $\varnothing 15,7 \text{ mm}$, $A = 750 \text{ mm}^2$, napínací síla 700 kN, max. síla $P_{\max} = 716,21 \text{ kN}$
Dále jsou úrovně kotev posuzovány souhrnně, výsledky jsou uvedeny v následujících tabulkách.

Posouzení konstrukční únosnosti kotev

	Max. charakter. síla $P_{\max,k}$ [kN]	Max. návrhová síla $P_{\max,d}$ [kN]	Počet pramenců [-]	Průřezová plocha A [mm ²]	Návrhová konstrukční únosnost R_{td} [kN]	Posouzení $R_{td} \geq P_{\max,d}$	Využití [%]
1. úroveň	407,75	570,85	3	450,00	614,35	VYHOVUJE	92,9%
2. úroveň	821,22	1 149,71	6	900,00	1 228,70	VYHOVUJE	93,6%

Tabulka 7 Posouzení konstrukční únosnosti kotev levého pažení v km 0,721

Posouzení únosnosti kotev proti vytažení ze zeminy

	Max. návrhová síla $P_{\max,d}$ [kN]	Průměr vrtu d_K [mm]	Délka kořene kotvy L_K [m]	Minimální plášťové tření τ_{\min} [kPa]	Návrhová únosnost proti vytažení ze zeminy R_{ed} [kN]	Posouzení $R_{ed} \geq P_{\max}$	Využití [%]
1. úroveň	570,85	150	5,00	400,00	942,48	VYHOVUJE	60,6%
2. úroveň	1 149,71	150	7,00	400,00	1 319,47	VYHOVUJE	87,1%

Tabulka 8 Posouzení únosnosti proti vytažení kotev ze zeminy levého pažení v km 0,721

Zaručená kotevní síla a zkušební síla kotev

	Napínací síla P_0 [kN]	Průřezová plocha A [mm ²]	$0,6 * F_{tk}$ [kN]	Posouzení $P_0 \leq 0,6 F_{tk}$	Využití [%]	Zkušební síla $P_p=1,25P_0$ [kN]
1. úroveň	400,00	450,00	477,90	VYHOVUJE	83,7%	500,00
2. úroveň	800,00	900,00	955,80	VYHOVUJE	83,7%	1 000,00

Tabulka 9 Zaručená kotevní síla a zkušební síla kotev levého pažení v km 0,721



Pažiny

Dřevo	C24
Tloušťka pažin	140 mm
Uvažovaná délka pro výpočet	1,45 m

Výpočet vnitřních sil působících na pažiny

$$M_{Ek} = 1/8 * p_{max} * L^2$$

, kde M_{Ek} je charakteristický moment uprostřed prostého nosníku, p_{max} je maximální tlak působící na konstrukci vztažený na 1 m' výšky a L představuje uvažovanou délku pažin.

Návrhová únosnost pažin

$$M_{Rk} = W * f_{m,k}$$

, kde M_{Rk} je charakteristická momentová únosnost, W je průřezový modul a $f_{m,k}$ je charakteristická pevnost dřeva v ohybu.

Posouzení

$$k_{mod} * M_{Rk} / \gamma_M = M_{Rd} \geq M_{Ed} = M_{Ek} * \gamma_F$$

, kde k_{mod} je modifikační součinitel dřeva, M_{Rd} je návrhová momentová únosnost, M_{Ed} je návrhový moment uprostřed prostého nosníku a γ_M a γ_F jsou dílčí součinitelé dřeva a účinku zatížení.

Úroveň	Maximální tlak na konstrukci p	Max. charakteristický moment na pažinách M_{Ek}	Max. návrhový moment na pažinách M_{Ed}
	[kPa]	[kNm]	[kNm]
0 - 9,4 m	90,52	23,79	33,31

Tabulka 10 Výpočet max. návrhového momentu na pažinách levého pažení v km 0,721

Úroveň	Charakteristický moment únosnosti M_{Rk}	Návrhový moment únosnosti M_{Rd}	Max. návrhový moment na pažinách M_{Ed}	Posouzení $M_{Rd} \geq M_{Ed}$	Využití
	[kNm]	[kNm]	[kNm]		
0 - 9,4 m	78,40	42,22	33,31	VYHOVUJE	78,89%

Tabulka 11 Posouzení pažin levého pažení v km 0,721

Převázky

Ocel	S275
------	------



1. úroveň	2x U300	$W = 2 * 535,5 * 10^3 \text{ mm}^3$
2. úroveň	2x U400	$W = 2 * 1\,018 * 10^3 \text{ mm}^3$

Výpočet vnitřních sil působících na převázky

$$M_{Ek} = 1/4 * P_{max} * L$$

, kde M_{Ek} je charakteristický moment uprostřed prostého nosníku, P_{max} je maximální kotevní síla v kotvě.

Návrhové napětí v krajních vláknech

$$\sigma_{Ed} = M_{Ed} / W$$

, kde σ_{Ed} je návrhové maximální napětí v krajních vláknech ocelového profilu převázky, M_{Ed} je návrhový moment na převázce, tj. charakteristický moment přenásobený dílčím součinitelem účinku zatížení, W je průřezový modul ocelového profilu ve směru namáhání.

Posouzení

$$f_{yd} \geq \sigma_{Ed}$$

, kde f_{yd} je maximální návrhové napětí v oceli $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0}$.

Posouzení převázek ve všech úrovních

Úroveň	Maximální kotevní síla P_{max}	Profil převázky	Průřezový modul	Max. charakteristický moment na převázce M_{ek}	Max. návrhový moment na převázce M_{Ed}	Max. návrhové napětí v krajních vláknech σ_{Ed}
	[kN]		[m ³]	[kNm]	[kNm]	[MPa]
1. úroveň	407,75	2x U300	0,00107100	183,49	256,88	239,85
2. úroveň	821,22	2x U400	0,00203600	369,55	517,37	254,11

Tabulka 12 Výpočet max. návrhového napětí v krajních vláknech převázek levého pažení v km 0,721

Úroveň	Max. návrhové napětí v oceli f_{yd}	Max. návrhové napětí v krajních vláknech σ_{Ed}	Posouzení $f_{yd} \geq \sigma_{Ed}$	Využití
	[kNm]	[MPa]		
1. úroveň	275,00	239,85	VYHOVUJE	87,22%
2. úroveň	275,00	254,11	VYHOVUJE	92,40%

Tabulka 13 Posouzení převázek levého pažení v km 0,721



3.3.7 Výpočet záporového pažení vpravo v km 0,721

3.3.7.1 Popis konstrukce

Zápory: ocel S235, HEB 300 á 1,8 m, dl. 13,7 m (přesah 0,2 m nad terén)

Kotvy: 2 úrovně pramencových kotev DYWIDAG, ocel 1570/1770, á 4,0 m,
Ø vrtu 150 mm

3.3.7.2 Popis fází hloubení a zajišťování

1. fáze – I. etapa hloubení

Vyhroubení stavební jámy na úroveň 3,0 m.

2. fáze

Kotvení stěny 1. řadou kotev v úrovni 2,5 m.

Dočasné kotvy DYWIDAG 1570/1770, celková délka 23,0 m, délka kořene $L_k = 5,0$ m,
 $\alpha = 30^\circ$, 3-pramence, Ø 15,7 mm, $A = 450 \text{ mm}^2$, napínací síla 400 kN.

3. fáze – II. etapa hloubení

Vyhroubení stavební jámy na úroveň 6,5 m.

4. fáze

Kotvení stěny 2. řadou kotev v úrovni 6,0 m.

Dočasné kotvy DYWIDAG 1570/1770, celková délka 18,0 m, délka kořene $L_k = 7,0$ m,
 $\alpha = 30^\circ$, 6-pramenců, Ø 15,7 mm, $A = 900 \text{ mm}^2$, napínací síla 800 kN.

5. fáze – III. etapa hloubení

Vyhroubení stavební jámy na finální úroveň 9,9 m.

3.3.7.3 Výpočet průběhů deformací, vnitřních sil, sil v kotvách a tlaků na stěnu

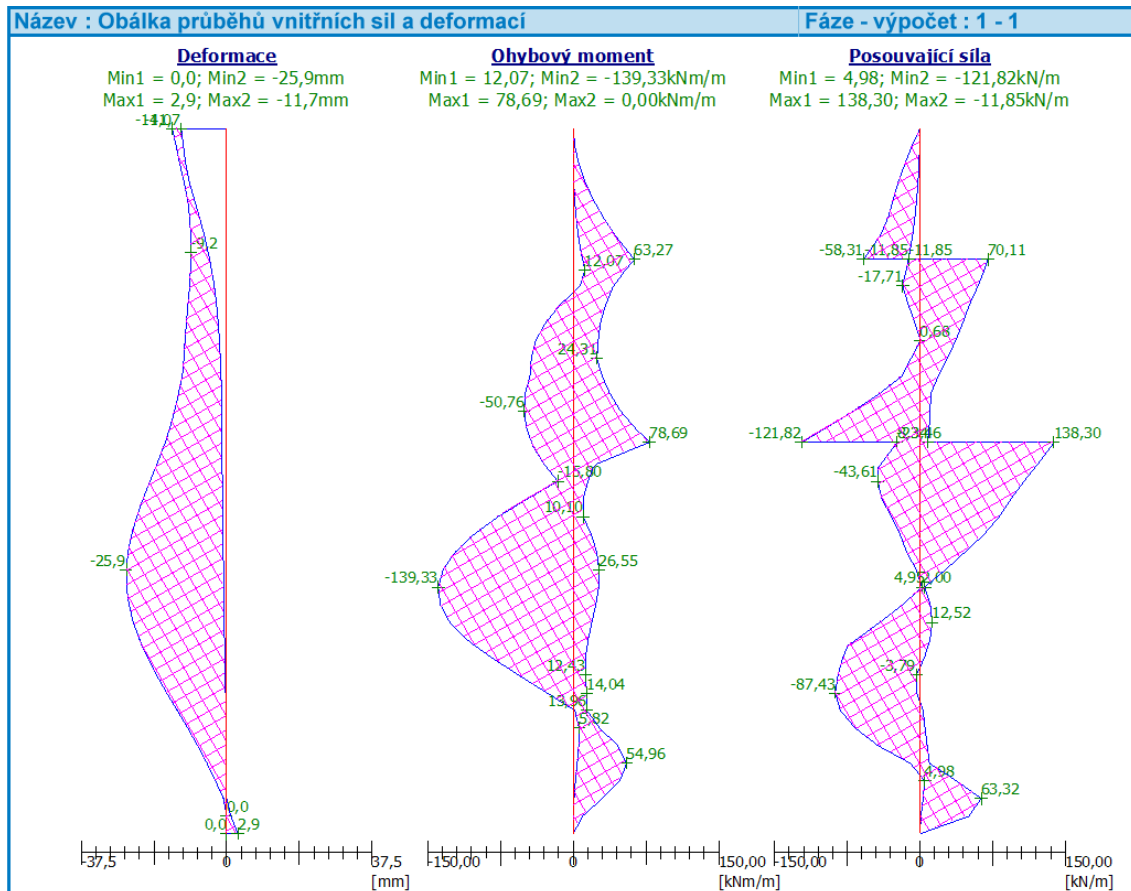
	Maximální deformace u_{\max} [mm]	Max. tlak ve vyhloubené části σ_{\max} [kPa]	Max. ohybový moment M_{\max} [kNm/m]	Maximální posouvající síla Q_{\max} [kN/m]	Síla v 1. řadě kotev [kN]	Síla ve 2. řadě kotev [kN]
1. fáze	14,00	13,57	25,66	17,71	-	-
2. fáze	13,70	38,47	53,87	58,31	400,00	-
3. fáze	11,70	41,52	54,89	63,86	407,87	-
4. fáze	12,30	84,35	43,69	121,82	407,31	800,00
5. fáze	25,90	75,77	139,33	138,30	406,16	828,15
MAX	25,90	84,35	139,33	138,30	407,87	828,15

Tabulka 14 Vypočtené deformace, tlak na pažiny, vnitřní síly a síly v kotvách pravého záporového pažení v km 0,721

Maximální hodnoty z jednotlivých fází pro posouzení konstrukce

Maximální deformace u_{\max} :	5. fáze	25,90 mm
Max. tlak ve vyhloubené části σ_{\max} :	4. fáze	84,35 kPa
Maximální ohybový moment M_{\max} :	5. fáze	139,33 kNm/m
Maximální posouvající síla Q_{\max} :	5. fáze	138,30 kN/m
Síla v 1. řadě kotev:	3. fáze	407,87 kN
Síla ve 2. řadě kotev:	5. fáze	828,15 kN

Obálka deformací a vnitřních sil

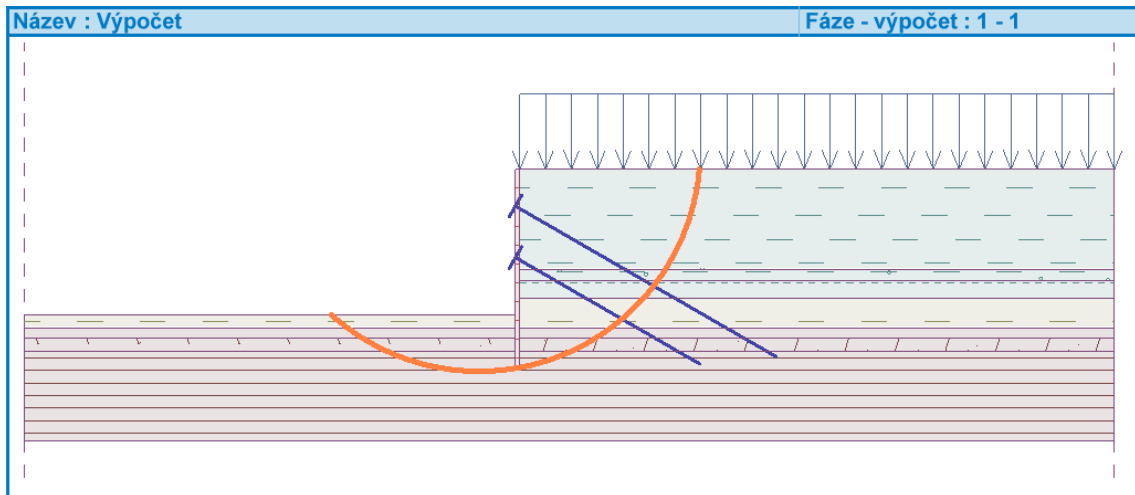


Obrázek 15 Obálka deformací a vnitřních sil pravého záporového pažení v km 0,721

3.3.7.4 Posouzení konstrukcí

Stabilita

Posouzení stability bylo provedeno programem GEO5 2017 - Stabilita svahu. Celkový stupeň stability při zadání veškerých prvků zajištění, geologie a zatížení dosáhl $FS = 2,34 \geq 1,50$. Záporové pažení stabilně **VYHOVUJE**.



Obrázek 16 Znárodnění smykové plochy při finálním dohloubení jámy pro pravé záporové pažení v km 0,721

Zápory HEB 300

Posouzení zápor bylo provedeno podle ČSN EN 1993-1-1 Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby [8].

Únosnost průřezu

Únosnost v ohybu	$M_{c,Rd} = W \cdot f_y / \gamma_{M0} = 394,33 \text{ kNm}$
Únosnost na osovou sílu	$N_{c,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 3\,503,85 \text{ kN}$
Únosnost ve smyku	$V_{c,Rd} = I \cdot t / S \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 401,98 \text{ kN}$

Návrhové vnitřní síly

Návrhový moment a posouvající síla na jednotlivých záporách byla získána násobením momentu a posouvající síly (v kNm/m' a kN/m') roztečí zápor (1,8 m) a zvětšeným dílčím součinitelem účinku zatížení ($\gamma_F = 1,4$). Normálová síla charakterizuje svislé působení kotev násobenou opět dílčím součinitelem účinku zatížení. Pro posouzení byly vybrány kombinace maximálního momentu a maximální posouvající síly po stěně záporového pažení.

$M_{\max} = 351,12 \text{ kNm};$	$Q = 12,47 \text{ kN};$	$N = 289,86 \text{ kN}$
$M = 198,30 \text{ kNm};$	$Q_{\max} = 348,52 \text{ kN};$	$N = 289,86 \text{ kN}$

Posouzení max. momentu $M_{\max} + Q + N$:

Posouzení ohybu a osově síly:

$$M_{\max} / M_{c,Rd} + N / N_{c,Rd} = 0,973 \leq 1$$

Vyhovuje

Posouzení smyku:

$$Q / V_{c,Rd} = 0,031 \leq 1$$

Vyhovuje



Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 202,19 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 3,61 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,741 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení max. posouvající síly $Q_{max} + M + N$:

Posouzení ohybu:

$M/M_{c,Rd} + N/N_{c,Rd} = 0,586 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q_{max}/V_{c,Rd} = 0,867 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 122,65 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 100,81 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,825 \leq 1$ **Vyhovuje**

Průřez HEB 300 S 235 á 1,8 m VYHOVUJE. Maximální využití 97,3%.

Kotvy

Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Posouzení vnitřní stability kotevního systému bylo provedeno programem GEO5 2017 - Pažení posudek, kde ve všech fázích výpočtu celková vnitřní stabilita vyhovovala. Největší využití 12,22 % bylo vypočteno ve fázi č. 4, kdy síla v kotvě dosáhla hodnoty 800,00 kN a maximální dovolená síla měla hodnotu 6 549,13 kN.

Posouzení jednotlivých řad kotev

1. řada kotev :

DYWIDAG 1570/1770, celková délka 23,0 m, délka kořene $L_k = 5,0 \text{ m}$, $\alpha = 30^\circ$

3-pramence, $\varnothing 15,7 \text{ mm}$, $A = 450 \text{ mm}^2$, napínací síla $P_0 = 400 \text{ kN}$,

max. charakteristická síla $P_{max,k} = 407,87 \text{ kN}$, max. návrhová síla $P_{max,d} = 571,02 \text{ kN}$

2. řada kotev :

DYWIDAG 1570/1770, celková délka 18,0 m, délka kořene $L_k = 7,0 \text{ m}$, $\alpha = 30^\circ$

6-pramenců, $\varnothing 15,7 \text{ mm}$, $A = 900 \text{ mm}^2$, napínací síla $P_0 = 800 \text{ kN}$,

max. charakteristická síla $P_{max,k} = 828,15 \text{ kN}$, max. návrhová síla $P_{max,d} = 1159,41 \text{ kN}$



Posouzení konstrukční únosnosti kotev

	Max. charakter. síla $P_{\max,k}$ [kN]	Max. návrhová síla $P_{\max,d}$ [kN]	Počet pramenců [-]	Průřezová plocha A [mm ²]	Návrhová konstrukční únosnost R_{td} [kN]	Posouzení $R_{td} \geq P_{\max,d}$	Využití [%]
1. úroveň	407,87	571,02	3	450,00	614,35	VYHOVUJE	92,9%
2. úroveň	828,15	1 159,41	6	900,00	1 228,70	VYHOVUJE	94,4%

Tabulka 15 Posouzení konstrukční únosnosti kotev pravého záporového pažení
v km 0,721

Posouzení únosnosti kotev proti vytažení ze zeminy

	Max. návrhová síla $P_{\max,d}$ [kN]	Průměr vrtu d_k [mm]	Délka kořene kotvy L_k [m]	Minimální plášťové tření τ_{\min} [kPa]	Návrhová únosnost proti vytažení ze zeminy R_{ed} [kN]	Posouzení $R_{ed} \geq P_{\max}$	Využití [%]
1. úroveň	571,02	150	5,00	400,00	942,48	VYHOVUJE	60,6%
2. úroveň	1 159,41	150	7,00	400,00	1 319,47	VYHOVUJE	87,9%

Tabulka 16 Posouzení únosnosti proti vytažení kotev ze zeminy pravého záporového pažení v km 0,721

Zaručená kotevní síla a zkušební síla kotev

	Napínací síla P_0 [kN]	Průřezová plocha A [mm ²]	$0,6 * F_{tk}$ [kN]	Posouzení $P_0 \leq 0,6 F_{tk}$	Využití [%]	Zkušební síla $P_p=1,25P_0$ [kN]
1. úroveň	400,00	450,00	477,90	VYHOVUJE	83,7%	500,00
2. úroveň	800,00	900,00	955,80	VYHOVUJE	83,7%	1 000,00

Tabulka 17 Zaručená kotevní síla a zkušební síla kotev pravého záporového pažení
v km 0,721

Pažiny

Dřevo	C24
Tloušťka pažin	140 mm
Uvažovaná délka pro výpočet	1,65 m



Úroveň	Maximální tlak na konstrukci p	Max. charakteristický moment na pažinách M_{ek}	Max. návrhový moment na pažinách M_{Ed}
	[kPa]	[kNm]	[kNm]
0 - 9,9 m	84,35	28,71	40,19

Tabulka 18 Výpočet max. návrhového momentu na pažinách pravého pažení v km 0,721

Úroveň	Charakteristický moment únosnosti M_{Rk}	Návrhový moment únosnosti M_{Rd}	Max. návrhový moment na pažinách M_{Ed}	Posouzení $M_{Rd} \geq M_{Ed}$	Využití
	[kNm]	[kNm]	[kNm]		
0 - 9,9 m	78,40	42,22	40,19	VYHOVUJE	95,20%

Tabulka 19 Posouzení pažin pravého pažení v km 0,721

Převázky

Ocel	S275		
1. úroveň	2x U300	$W = 2 * 535,5 * 10^3 \text{ mm}^3$	
2. úroveň	2x U400	$W = 2 * 1\,018 * 10^3 \text{ mm}^3$	

Posouzení převázek ve všech úrovních

Úroveň	Maximální kotevní síla P_{max}	Profil převázky	Průřezový modul	Max. charakteristický moment na převázce M_{ek}	Max. návrhový moment na převázce M_{Ed}	Max. návrhové napětí v krajních vláknech σ_{Ed}
	[kN]		[m ³]	[kNm]	[kNm]	[MPa]
1. úroveň	407,87	2x U300	0,00107100	183,54	256,96	239,92
2. úroveň	828,15	2x U400	0,00203600	372,67	521,73	256,25

Tabulka 20 Výpočet max. návrhového napětí v krajních vláknech převázek kotev pravého pažení v km 0,721

Úroveň	Max. návrhové napětí v oceli f_{yd}	Max. návrhové napětí v krajních vláknech σ_{Ed}	Posouzení $f_{yd} \geq \sigma_{Ed}$	Využití
	[kNm]	[MPa]		
1. úroveň	275,00	239,92	VYHOVUJE	87,24%
2. úroveň	275,00	256,25	VYHOVUJE	93,18%

Tabulka 21 Posouzení převázek pravého pažení v km 0,721

3.4 Zajištění stavební jámy v km 0,900

Celkové zajištění jámy v řezu v km 0,900 je kombinací záporového pažení a zahřebíkováného, zakotveného pískovcového svahu.

3.4.1 Návrh zajištění

Zajištění vrstev pokryvných útvarů a zcela až mírně zvětralých pískovců o celkové mocnosti od 5,1 m do 5,8 m je navrženo záporovým kotveným pažením s jednou nebo dvěma úrovněmi kotev. Vrstvy pískovce nacházející se níže jsou zesvahovány, odstupňovány po 5,0 m pomocí laviček, zahřebíkovány a zakotveny jednou řadou kotev. Zesvahování mírně navětralých až zdravých pískovců je navrženo postupně se vzrůstající hloubkou ve sklonu 1,5:1, 3:1 a 5:1. Každý jednotlivý svah je oddělen lavičkou délky 0,5 m. Nad lavičkou nejspodnějšího svahu se nachází kotva o celkové délce 12,0 m. Před lícem záporového pažení je navržena lavička o šířce 2,0 m.

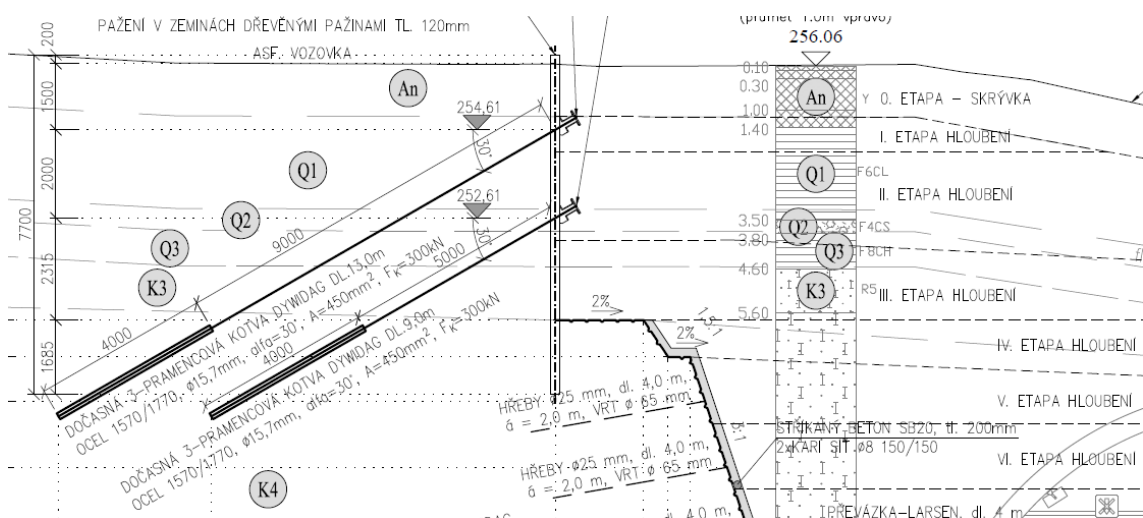
Za levým pažením bude v průběhu výstavby povolena jízda mechanizace a vozidel do 24 t od vzdálenosti 2,0 m od hrany stavební jámy.

3.5 Výpočet záporového pažení v km 0,900

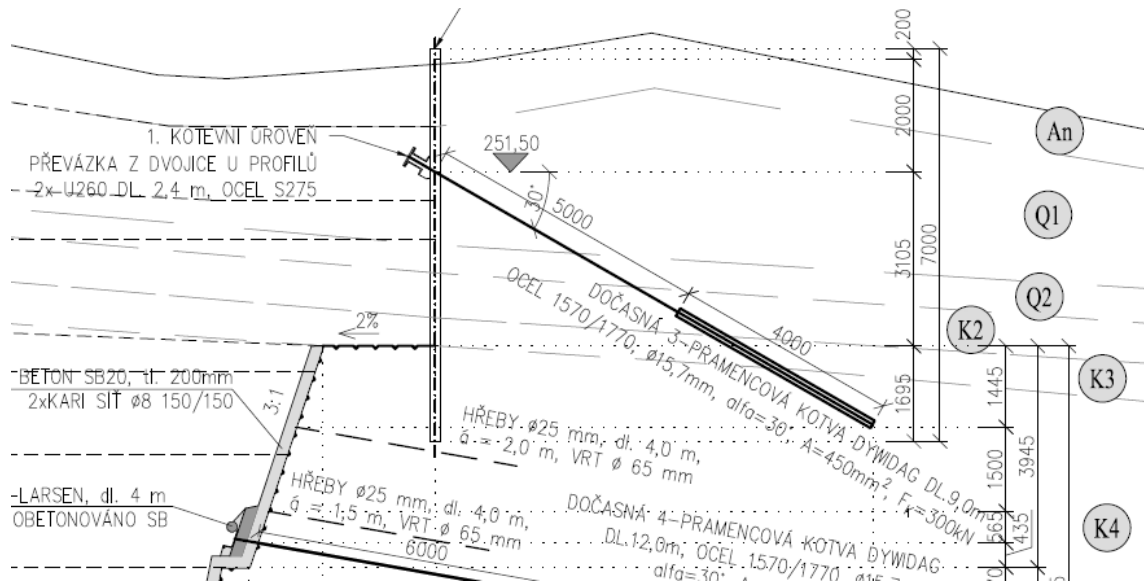
3.5.1 Princip výpočtu záporového pažení

Princip výpočtu záporového pažení je shodný s výpočtem v řezu km 0,721, popis se nachází v kapitole 3.3.1 Princip výpočtu záporového pažení.

3.5.2 Příčný řez



Obrázek 17 Záporové pažení po levé straně jámy v řezu km 0,900



Obrázek 18 Záporové pažení po pravé straně jámy v řezu km 0,900

Kompletní příčný řez zajištěním stavební jámy v km 0,900 se nachází v Příloha č. 5
Příčný řez zajištěním jámy v km 0,900.

3.5.3 Charakteristiky materiálů

3.5.3.1 Záporové pažení HEB 200

Značení oceli:	S 235 (EN 10025-2)
Mez kluzu:	$f_y = 235 \text{ MPa}$
Pevnost oceli:	$f_u = 360 \text{ MPa}$
Modul pružnosti:	$E = 210\,000 \text{ MPa}$
Modul pružnosti ve smyku:	$G = 80\,000 \text{ MPa}$
Průřezová plocha:	$A = 7\,808 \text{ mm}^2$
Smyková plocha:	$A_{v,z} = 2\,483 \text{ mm}^2$
Pružný průřezový modul:	$W = 569,6 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$

3.5.3.2 Kotvy

Pro kotvení záporové stěny bylo použito parametrů pramencových kotev z oceli 1570/1770 od výrobce DYWIDAG.

Modul pružnosti:	$E = 195\,000 \text{ MPa}$
Charakteristická tahová pevnost:	$f_{tk} = 1\,770 \text{ MPa}$
Charakteristická smluvní mez kluzu:	$f_{0,1k} = 1\,570 \text{ MPa}$
Průměr:	$\varnothing_1 = 15,7 \text{ mm}$
Plocha 1 lana:	$A_1 = 150 \text{ mm}^2$

Základní parametry jednotlivých použitých pramencových kotev DYWIDAG se nacházejí v předešlé tabulce č. 4 Základní parametry pramencových kotev DYWIDAG [6].

3.5.3.3 Dřevěné pažiny

Dřevo:	C 24
Charakteristická pevnost v ohybu:	$f_{m,k} = 24 \text{ MPa}$
Modifikační součinitel:	$k_{mod} = 0,7$
Dílčí součinitel rostlého dřeva:	$\gamma_M = 1,3$

3.5.4 Parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]	ν [-]	E_{def} [MPa]
1	navážky		23,00	5,00	18,00	8,50	6,00	0,40	2,00
2	Q1, eolické sedimenty		20,00	12,00	18,00	11,00	7,00	0,40	4,00
3	Q2, Fluviální sedimenty		28,00	10,00	19,00	10,00	9,50	0,35	8,00
4	Q3, deluviální sedimenty		20,00	10,00	20,50	11,00	6,50	0,42	6,00
6	K2, zvětralý pískovec		30,50	5,00	21,00	11,00	10,50	0,32	40,00
7	K3, mírně zvětralý pískovec		31,50	10,00	21,50	11,50	10,50	0,30	120,00
8	K4, zdravý pískovec		33,00	20,00	22,50	12,50	11,00	0,27	300,00

Obrázek 19 Výpočtové parametry zemin v řezu 0,900 km

3.5.5 Zatížení

Z důvodu povolení pohybu dopravy do hmotnosti 24 t za rubem levého i pravého zapažení jámy bylo vlevo uvažováno s charakteristickou hodnotou pásového zatížení 20 kN/m², která představuje pohyb 24 t vozidla ve vzdálenosti 2,0 m od hrany stavební jámy. Pás byl uvažován šířky 3,0 m za rubem konstrukce a dále ve zbývajících částech pojižděné mechanizací byl povrch zatížen plošně 10 kN/m². Za rubem pravého zajištění jámy bylo uvažováno pouze s dopravou o max. hmotnosti 24 t ve vzdálenosti větší než 3,0 m od hrany jámy, zatížení od dopravy je zavedeno charakteristickým plošným zatížením 10 kN/m². [10]



3.5.6 Výpočet záporového pažení vlevo v km 0,900

3.5.6.1 Popis konstrukce

- Zápory: ocel S235, HEB 200 á 1,8 m, dl. 7,7 m (přesah 0,2 m nad terén)
Kotvy: 2 úrovně pramencových kotev DYWIDAG, ocel 1570/1770, á 3,2 m,
Ø vrtu 150 mm

3.5.6.2 Popis fází hloubení a zajišťování

1. fáze – I. etapa hloubení

Vyhlobení stavební jámy na úroveň 2,0 m.

2. fáze

Kotvení stěny 1. řadou kotev v úrovni 1,5 m.

Dočasné kotvy DYWIDAG 1570/1770, celková délka 13,0 m, délka kořene $L_K = 4,0$ m,
 $\alpha = 30^\circ$, 3-pramence, Ø 15,7 mm, $A = 450 \text{ mm}^2$, napínací síla 300 kN.

3. fáze – II. etapa hloubení

Hloubení stavební jámy na úroveň 4,0 m.

4. fáze

Kotvení stěny 2. řadou kotev v úrovni 3,5 m.

Dočasné kotvy DYWIDAG 1570/1770, celková délka 9,0 m, délka kořene $L_K = 4,0$ m,
 $\alpha = 30^\circ$, 3-pramenců, Ø 15,7 mm, $A = 450 \text{ mm}^2$, napínací síla 300 kN.

5. fáze – III. etapa hloubení

Vyhlobení stavební jámy na úroveň 5,8 m.

6. fáze – IV. etapa hloubení

Vyhlobení stavební jámy na úroveň 8,14 m. Fáze před instalací první řady hřebíků včetně zastříkání povrchu stříkaným betonem.

3.5.6.3 Výpočet průběhů deformací, vnitřních sil, sil v kotvách a tlaků na stěnu

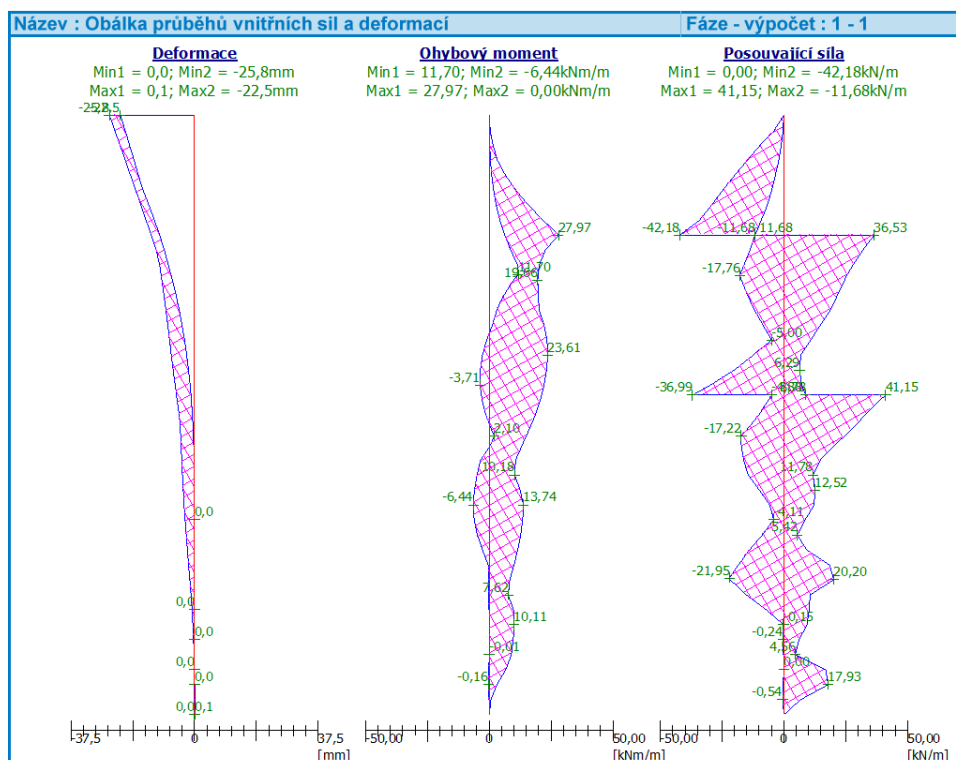
	Maximální deformace u_{\max} [mm]	Max. tlak ve vyhloubené části σ_{\max} [kPa]	Max. ohybový moment M_{\max} [kNm/m]	Maximální posouvající síla Q_{\max} [kN/m]	Síla v 1. řadě kotev [kN]	Síla ve 2. řadě kotev [kN]
1. fáze	25,80	15,81	23,61	17,76	-	-
2. fáze	24,80	35,34	27,16	42,18	300,00	-
3. fáze	22,50	34,89	27,97	38,58	305,40	-
4. fáze	23,30	54,54	26,63	36,99	305,11	300,00
5. fáze	23,00	40,79	27,59	41,15	304,52	305,35
6. fáze	23,00	40,54	27,62	41,03	304,49	305,54
MAX	25,80	54,54	27,97	42,18	305,40	305,54

Tabulka 22 Vypočtené deformace, tlak na pažiny, vnitřní síly a síly v kotvách levého záporového pažení v km 0,721

Maximální hodnoty z jednotlivých fází pro posouzení konstrukce

Maximální deformace u_{\max} :	1. fáze	25,80 mm
Max. tlak ve vyhloubené části σ_{\max} :	4. fáze	54,54 kPa
Maximální ohybový moment M_{\max} :	3. fáze	27,97 kNm/m
Maximální posouvající síla Q_{\max} :	2. fáze	42,18 kN/m
Síla v 1. řadě kotev:	3. fáze	305,40 kN
Síla ve 2 řadě kotev:	6. fáze	305,54 kN

Obálka deformací a vnitřních sil

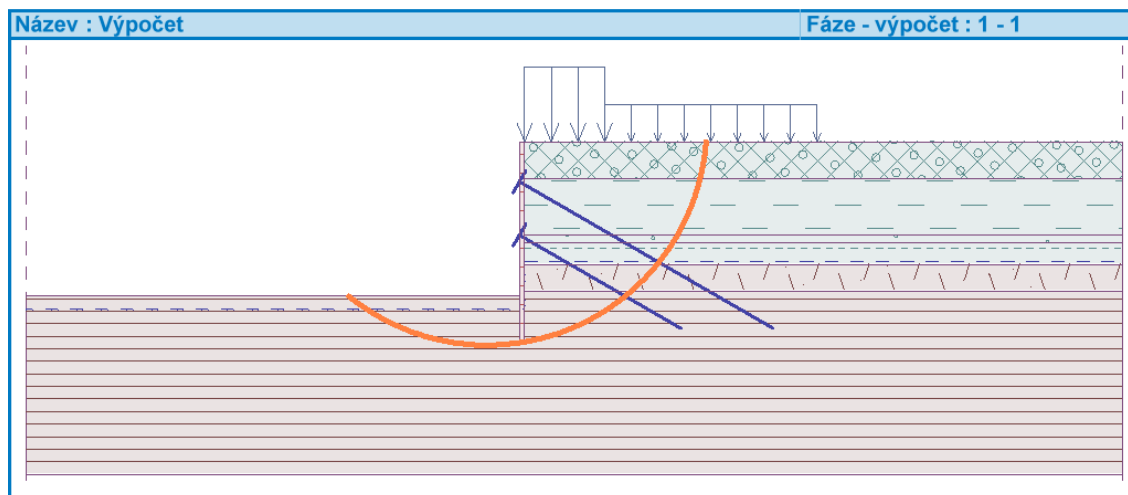


Obrázek 20 Obálka deformací a vnitřních sil levého záporového pažení v km 0,721

3.5.6.4 Posouzení konstrukcí

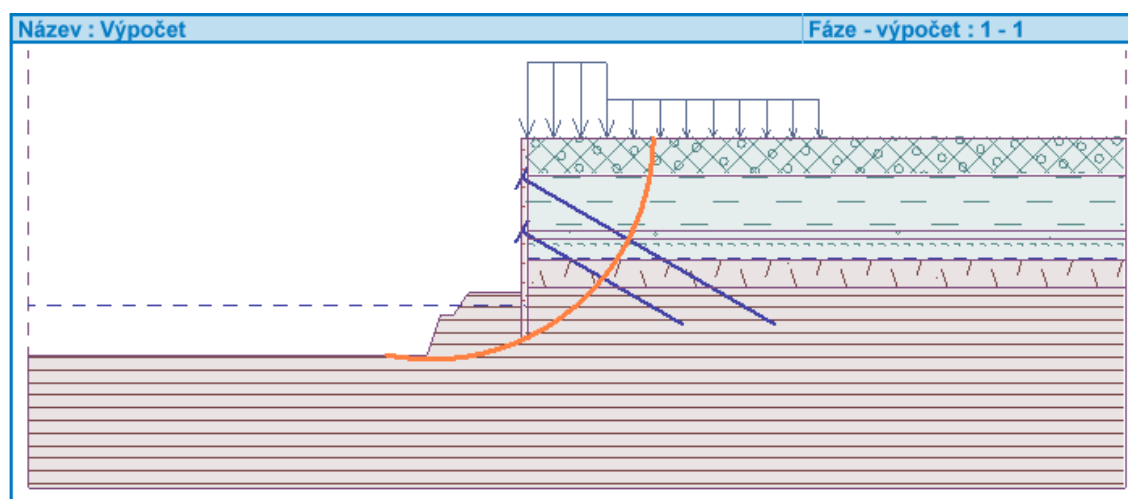
Stabilita

Posouzení stability bylo provedeno programem GEO5 2017 - Stabilita svahu. Celkový stupeň stability při zadání veškerých prvků zajištění, geologie a zatížení v 5. fázi výpočtu – III. etapa hloubení dosáhl $FS = 2,52 \geq 1,50$.



Obrázek 21 Znárodnění smykové plochy při III. etapě hloubení pro levé záporové pažení v km 0,900

Stabilita byla dále počítána v poslední, 6. fázi výpočtu – IV. etapě hloubení. Stupeň stability dosáhl $FS = 1,61 \geq 1,50$. Záporové pažení stabilně **VYHOVUJE**.



Obrázek 22 Znárodnění smykové plochy při IV. etapě hloubení pro levé záporové pažení v km 0,900

Záporý HEB 200

Posouzení zápor bylo provedeno podle ČSN EN 1993-1-1 Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby [8].



Únosnost průřezu

Únosnost v ohybu	$M_{c,Rd} = W \cdot f_y / \gamma_{M0} = 133,86 \text{ kNm}$
Únosnost na osovou sílu	$N_{c,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 1\,834,88 \text{ kN}$
Únosnost ve smyku	$V_{c,Rd} = I \cdot t / S \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 216,54 \text{ kN}$

Návrhové vnitřní síly

Návrhový moment a posouvající síla na jednotlivých záporách byla získána násobením momentu a posouvající síly (v kNm/m' a kN/m') roztečí zápor (1,8 m) a zvětšeným dílčím součinitelem účinku zatížení ($\gamma_F = 1,4$). Normálová síla charakterizuje svislé působení kotev násobenou opět dílčím součinitelem účinku zatížení. Pro posouzení byly vybrány kombinace maximálního momentu a maximální posouvající síly po stěně záporového pažení.

$M_{max} = 70,49 \text{ kNm};$	$Q = 97,23 \text{ kN};$	$N = 213,46 \text{ kN}$
$M = 68,45 \text{ kNm};$	$Q_{max} = 106,29 \text{ kN};$	$N = 213,46 \text{ kN}$

Posouzení max. momentu $M_{max} + Q + N$:

Posouzení ohybu a osové síly:

$$M_{max}/M_{c,Rd} + N/N_{c,Rd} = 0,643 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení smyku:

$$Q/V_{c,Rd} = 0,449 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 132,52 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 52,63 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,468 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

Posouzení max. posouvající síly $Q_{max} + M + N$:

Posouzení ohybu:

$$M/M_{c,Rd} + N/N_{c,Rd} = 0,628 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení smyku:

$$Q_{max}/V_{c,Rd} = 0,491 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 129,49 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 57,53 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,483 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

Průřez HEB 200 S 235 á 1,8 m VYHOVUJE. Maximální využití 64,3%.



Kotvy

Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Posouzení vnitřní stability kotevního systému bylo provedeno programem GEO5 2017 - Pažení posudek, kde ve všech fázích výpočtu celková vnitřní stabilita vyhovovala. Největší využití 17,5 % bylo vypočteno ve fázi č. 6, síla v kotvě dosáhla hodnoty 305,54 kN a vypočtená maximální dovolená síla měla hodnotu 1 744,73 kN.

Posouzení jednotlivých řad kotev

1. řada kotev :

DYWIDAG, ocel 1570/1770, celková délka 13,0 m, délka kořene $L_K = 4,0$ m, $\alpha = 30^\circ$
3-pramence, $\varnothing 15,7$ mm, $A = 450$ mm², napínací síla $P_0 = 300$ kN,
max. charakteristická síla $P_{max,k} = 305,40$ kN, max. návrhová síla $P_{max,d} = 427,56$ kN

2. řada kotev:

DYWIDAG 1570/1770, celková délka 9,0 m, délka kořene $L_K = 4,0$ m, $\alpha = 30^\circ$
3-pramence, $\varnothing 15,7$ mm, $A = 450$ mm², napínací síla $P_0 = 300$ kN,
max. charakteristická síla $P_{max,k} = 305,54$ kN, max. návrhová síla $P_{max,d} = 427,76$ kN

Posouzení konstrukční únosnosti kotev

	Max. charakter. síla $P_{max,k}$ [kN]	Max. návrhová síla $P_{max,d}$ [kN]	Počet pramenců [-]	Průřezová plocha A [mm ²]	Návrhová konstrukční únosnost R_{td} [kN]	Posouzení $R_{td} \geq P_{max,d}$	Využití [%]
1. úroveň	305,40	427,56	3	450,00	614,35	VYHOVUJE	69,6%
2. úroveň	305,54	427,76	3	450,00	614,35	VYHOVUJE	69,6%

Tabulka 23 Posouzení konstrukční únosnosti kotev levého záporového pažení v km 0,900

Posouzení únosnosti kotev proti vytažení ze země

	Max. návrhová síla $P_{max,d}$ [kN]	Průměr vrtu d_K [mm]	Délka kořene kotvy L_K [m]	Minimální plášťové tření τ_{min} [kPa]	Návrhová únosnost proti vytažení ze země R_{ed} [kN]	Posouzení $R_{ed} \geq P_{max}$	Využití [%]
1. úroveň	427,56	150	4,00	400,00	753,98	VYHOVUJE	56,7%
2. úroveň	427,76	150	4,00	400,00	753,98	VYHOVUJE	56,7%

Tabulka 24 Posouzení únosnosti proti vytažení kotev ze země levého záporového pažení v km 0,900



Zaručená kotevní síla a zkušební síla kotev

	Napínací síla P_0 [kN]	Průřezová plocha A [mm ²]	$0,6 * F_{tk}$ [kN]	Posouzení $P_0 \leq 0,6 F_{tk}$	Využití [%]	Zkušební síla $P_p=1,25P_0$ [kN]
1. úroveň	300,00	450,00	477,90	VYHOVUJE	62,8%	375,00
2. úroveň	300,00	450,00	477,90	VYHOVUJE	62,8%	375,00

Tabulka 25 Zaručená kotevní síla a zkušební síla kotev levého záporového pažení v km 0,900

Pažiny

Dřevo C24
Tloušťka pažin 120 mm
Uvažovaná délka pro výpočet 1,70 m

Úroveň	Maximální tlak na konstrukci p [kPa]	Max. charakteristický moment na pažinách M_{ek} [kNm]	Max. návrhový moment na pažinách M_{Ed} [kNm]
0 - 5,8 m	54,54	19,70	27,58

Tabulka 26 Výpočet max. návrhového momentu na pažinách levého záporového pažení v km 0,900

Úroveň	Charakteristický moment únosnosti M_{Rk} [kNm]	Návrhový moment únosnosti M_{Rd} [kNm]	Max. návrhový moment na pažinách M_{Ed} [kNm]	Posouzení $M_{Rd} \geq M_{Ed}$	Využití
0 - 5,8 m	57,60	31,02	27,58	VYHOVUJE	88,94%

Tabulka 27 Posouzení pažin levého záporového pažení v km 0,900

Převázky

Ocel S275
1. úroveň 2x U260 $W = 2 * 370,8 * 10^3 \text{ mm}^3$
2. úroveň 2x U260 $W = 2 * 370,8 * 10^3 \text{ mm}^3$



Posouzení převážek ve všech úrovních

Úroveň	Maximální kotevní síla P_{max}	Profil převážky	Průřezový modul	Max. charakteristický moment na převážce M_{ek}	Max. návrhový moment na převážce M_{Ed}	Max. návrhové napětí v krajních vláknech σ_{Ed}
	[kN]		[m ³]	[kNm]	[kNm]	[MPa]
1. úroveň	305,40	2x U260	0,00074160	137,43	192,40	259,44
2. úroveň	305,54	2x U260	0,00074160	137,49	192,49	259,56

Tabulka 28 Výpočet max. návrhového napětí v krajních vláknech převážek kotev levého záporového pažení v km 0,900

Úroveň	Max. návrhové napětí v oceli f_{yd}	Max. návrhové napětí v krajních vláknech σ_{Ed}	Posouzení $f_{yd} \geq \sigma_{Ed}$	Využití
	[kNm]	[MPa]		
1. úroveň	275,00	259,44	VYHOVUJE	94,34%
2. úroveň	275,00	259,56	VYHOVUJE	94,39%

Tabulka 29 Posouzení převážek levého záporového pažení v km 0,900

3.5.7 Výpočet záporového pažení vpravo v km 0,900

3.5.7.1 Popis konstrukce

Zápory: ocel S235, HEB 200 á 2,0 m, dl. 7,0 m (přesah 0,2 m nad terén)

Kotvy: 1 úroveň pramencových kotev DYWIDAG, ocel 1570/1770, á 4,0 m, \varnothing vrtu 150 mm

3.5.7.2 Popis fází hloubení a zajišťování

1. fáze – II. etapa hloubení

Vyhĺoubení stavební jámy na úroveň 2,5 m.

2. fáze

Kotvení stěny 1. řadou kotev v úrovni 2,0 m.

Dočasné kotvy DYWIDAG 1570/1770, celková délka 9,0 m, délka kořene $L_K = 4,0$ m, $\alpha = 30^\circ$, 2-pramence, $\varnothing 15,7$ mm, $A = 300$ mm², napínací síla 200 kN.

3. fáze – IV. etapa hloubení

Vyhĺoubení stavební jámy na úroveň 5,10 m.

4. fáze – VI. etapa hloubení

Vyhĺoubení stavební jámy na úroveň 7,0 m.

3.5.7.3 Výpočet průběhů deformací, vnitřních sil, sil v kotvách a tlaků na stěnu

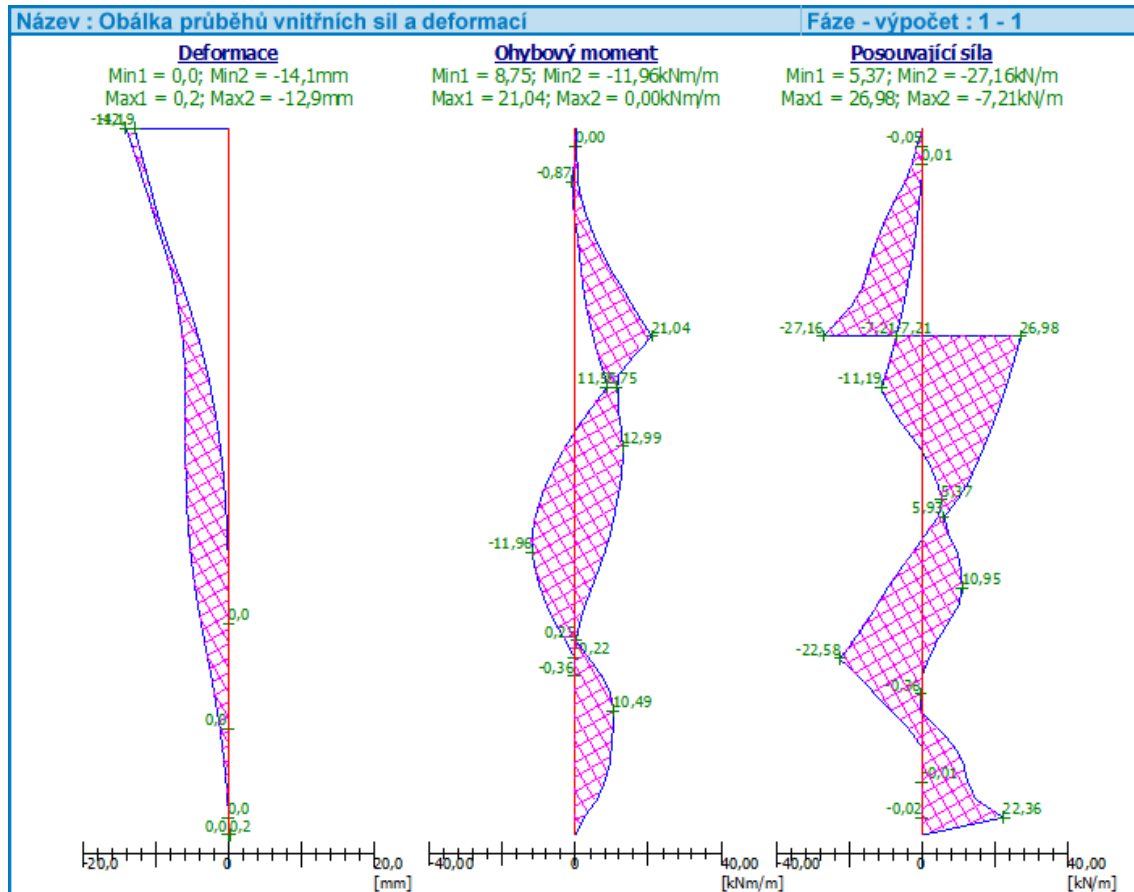
	Maximální deformace u_{\max} [mm]	Max. tlak ve vyhloubené části σ_{\max} [kPa]	Max. ohybový moment M_{\max} [kNm/m]	Maximální posouvající síla Q_{\max} [kN/m]	Síla v 1. řadě kotev [kN]
1. fáze	14,00	9,05	12,99	11,19	-
2. fáze	14,10	26,74	15,71	27,16	200,00
3. fáze	13,20	22,95	20,70	25,46	209,70
4. fáze	12,90	22,97	21,04	26,98	212,57
MAX	14,10	26,74	21,04	27,16	212,57

Tabulka 30 Vypočtené deformace, tlak na pažiny, vnitřní síly a síly v kotvách

Maximální hodnoty z jednotlivých fází pro posouzení konstrukce

Maximální deformace u_{\max} :	2. fáze	14,10 mm
Max. tlak ve vyhloubené části σ_{\max} :	2. fáze	26,74 kPa
Maximální ohybový moment M_{\max} :	3. fáze	21,04 kNm/m
Maximální posouvající síla Q_{\max} :	2. fáze	27,16 kN/m
Síla v 1. řadě kotev:	3. fáze	212,57 kN

Obálka deformací a vnitřních sil

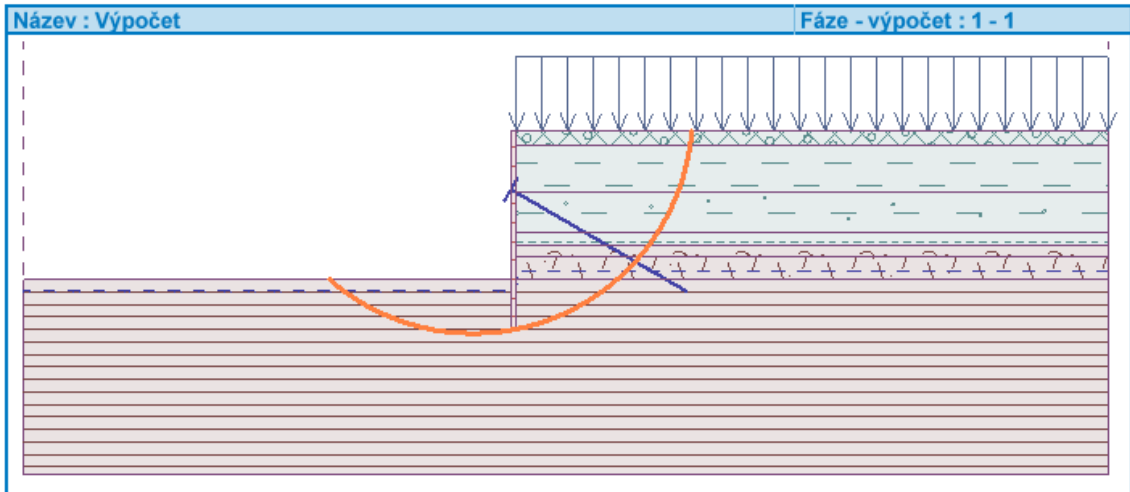


Obrázek 23 Obálka deformací a vnitřních sil pravého záporového pažení v km 0,900

3.5.7.4 Posouzení konstrukcí

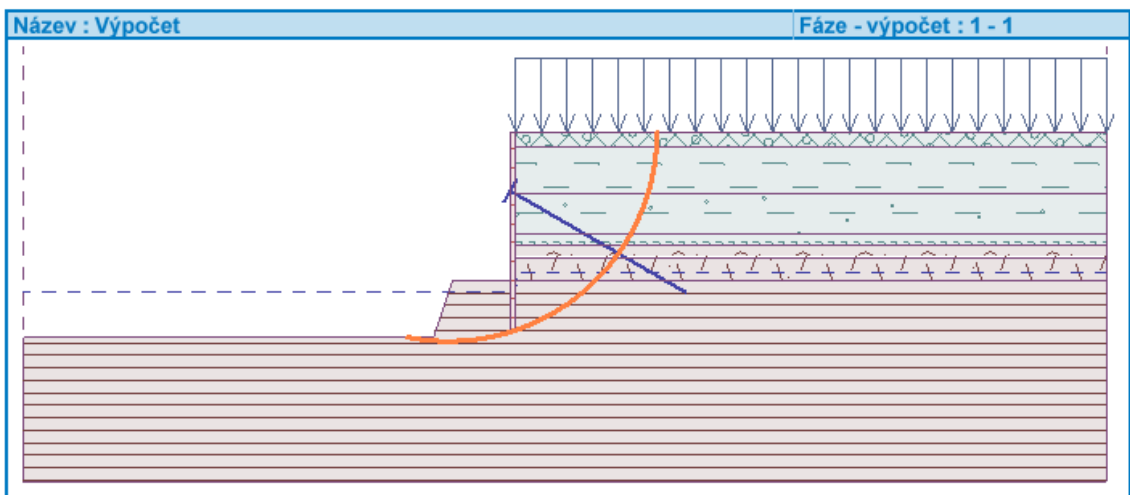
Stabilita

Posouzení stability bylo provedeno programem GEO5 2017 - Stabilita svahu. Celkový stupeň stability při zadání veškerých prvků zajištění, geologie a zatížení dosáhl ve 3. fázi výpočtu – IV. etapě hloubení FS = 2,58 ≥ 1,50.



Obrázek 24 Znárodnění smykové plochy při IV. etapě hloubení pro pravé záporové pažení v km 0,900

Stabilita byla dále počítána v poslední, 4. fázi výpočtu – VI. etapě hloubení. Stupeň stability dosáhl FS = 1,71 ≥ 1,50. Záporové pažení stabilně **VYHOVUJE**.



Obrázek 25 Znárodnění smykové plochy při VI. etapě hloubení pro pravé záporové pažení v km 0,900

Zápory HEB 200

Posouzení zápor bylo provedeno podle ČSN EN 1993-1-1 Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby [8].



Únosnost průřezu

Únosnost v ohybu	$M_{c,Rd} = W \cdot f_y / \gamma_{M0} = 133,86 \text{ kNm}$
Únosnost na osovou sílu	$N_{c,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 1\,834,88 \text{ kN}$
Únosnost ve smyku	$V_{c,Rd} = I \cdot t / S \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 216,54 \text{ kN}$

Návrhové vnitřní síly

Návrhový moment a posouvající síla na jednotlivých záporách byla získána násobením momentu a posouvající síly (v kNm/m' a kN/m') roztečí zápor (2,0 m) a zvětšeným dílčím součinitelem účinku zatížení ($\gamma_F = 1,4$). Normálová síla charakterizuje svislé působení kotev násobenou opět dílčím součinitelem účinku zatížení. Pro posouzení byly vybrány kombinace maximálního momentu a maximální posouvající síly po stěně záporového pažení.

$M_{max} = 58,91 \text{ kNm};$	$Q = 75,53 \text{ kN};$	$N = 74,40 \text{ kN}$
$M = 43,99 \text{ kNm};$	$Q_{max} = 74,79 \text{ kN};$	$N = 74,40 \text{ kN}$

Posouzení max. momentu $M_{max} + Q + N$:

Posouzení ohybu a osově síly:

$$M_{max}/M_{c,Rd} + N/N_{c,Rd} = 0,481 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení smyku:

$$Q/V_{c,Rd} = 0,349 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 97,44 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 40,88 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,263 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

Posouzení max. posouvající síly $Q_{max} + M + N$:

Posouzení ohybu:

$$M/M_{c,Rd} + N/N_{c,Rd} = 0,369 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení smyku:

$$Q_{max}/V_{c,Rd} = 0,345 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 75,18 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 41,16 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,194 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

Průřez HEB 200 S 235 á 2,0 m VYHOVUJE. Maximální využití 48,1 %.



Kotvy

Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Posouzení vnitřní stability kotevního systému bylo provedeno programem GEO5 2017 - Pažení posudek, kde ve všech fázích výpočtu celková vnitřní stabilita vyhovovala. Největší využití 12,51 % bylo vypočteno ve fázi č. 4, kdy síla v kotvě dosáhla hodnoty 212,57 kN a maximální dovolená síla měla hodnotu 1 698,82 kN.

Posouzení jednotlivých řad kotev

1. řada kotev :

DYWIDAG 1570/1770, celková délka 9,0 m, délka kořene $L_k = 4,0$ m, $\alpha = 30^\circ$

2-pramence, $\varnothing 15,7$ mm, $A = 300$ mm², napínací síla $P_0 = 200$ kN,

max. charakteristická síla $P_{max,k} = 211,57$ kN, max. návrhová síla $P_{max,d} = 297,60$ kN

Posouzení konstrukční únosnosti kotev

	Max. charakter. síla $P_{max,k}$ [kN]	Max. návrhová síla $P_{max,d}$ [kN]	Počet pramenců [-]	Průřezová plocha A [mm ²]	Návrhová konstrukční únosnost R_{td} [kN]	Posouzení $R_{td} \geq P_{max,d}$	Využití [%]
1. úroveň	212,57	297,60	2	300,00	409,57	VYHOVUJE	72,7%

Tabulka 31 Posouzení konstrukční únosnosti kotev pravého záporového pažení v km 0,900

Posouzení únosnosti kotev proti vytažení ze zeminy

	Max. návrhová síla $P_{max,d}$ [kN]	Průměr vrtu d_k [mm]	Délka kořene kotvy L_k [m]	Minimální plášťové tření τ_{min} [kPa]	Návrhová únosnost proti vytažení ze zeminy R_{ed} [kN]	Posouzení $R_{ed} \geq P_{max}$	Využití [%]
1. úroveň	297,60	150	4,00	300,00	565,49	VYHOVUJE	52,6%

Tabulka 32 Posouzení únosnosti proti vytažení kotev ze zeminy pravého záporového pažení v km 0,900



Zaručená kotevní síla a zkušební síla kotev

	Napínací síla P_0 [kN]	Průřezová plocha A [mm ²]	$0,6 * F_{tk}$ [kN]	Posouzení $P_0 \leq 0,6 F_{tk}$	Využití [%]	Zkušební síla $P_p = 1,25P_0$ [kN]
1. úroveň	200,00	300,00	318,60	VYHOVUJE	62,8%	250,00

Tabulka 33 Zaručená kotevní síla a zkušební síla kotev pravého záporového pažení v km 0,900

Pažiny

Dřevo C24
Tloušťka pažin 120 mm
Uvažovaná délka pro výpočet 1,90 m

Úroveň	Maximální tlak na konstrukci p [kPa]	Max. charakteristický moment na pažinách M_{ek} [kNm]	Max. návrhový moment na pažinách M_{Ed} [kNm]
0 - 5,1 m	26,74	12,07	16,89

Tabulka 34 Výpočet max. návrhového momentu na pažinách pravého pažení v km 0,900

Úroveň	Charakteristický moment únosnosti M_{Rk} [kNm]	Návrhový moment únosnosti M_{Rd} [kNm]	Max. návrhový moment na pažinách M_{Ed} [kNm]	Posouzení $M_{Rd} \geq M_{Ed}$	Využití
0 - 5,1 m	57,60	31,02	16,89	VYHOVUJE	54,47%

Tabulka 35 Posouzení pažin pravého pažení v km 0,900

Převázky

Ocel S275
1. úroveň 2x U260 $W = 2 * 370,8 * 10^3 \text{ mm}^3$

Posouzení převázek ve všech úrovních

Úroveň	Maximální kotevní síla $P_{max,k}$ [kN]	Profil převázky	Průřezový modul [m ³]	Max. charakteristický moment na převázce M_{ek} [kNm]	Max. návrhový moment na převázce M_{Ed} [kNm]	Max. návrhové napětí v krajních vláknech σ_{Ed} [MPa]
1. úroveň	212,57	2x U260	0,00074160	106,29	148,80	200,65

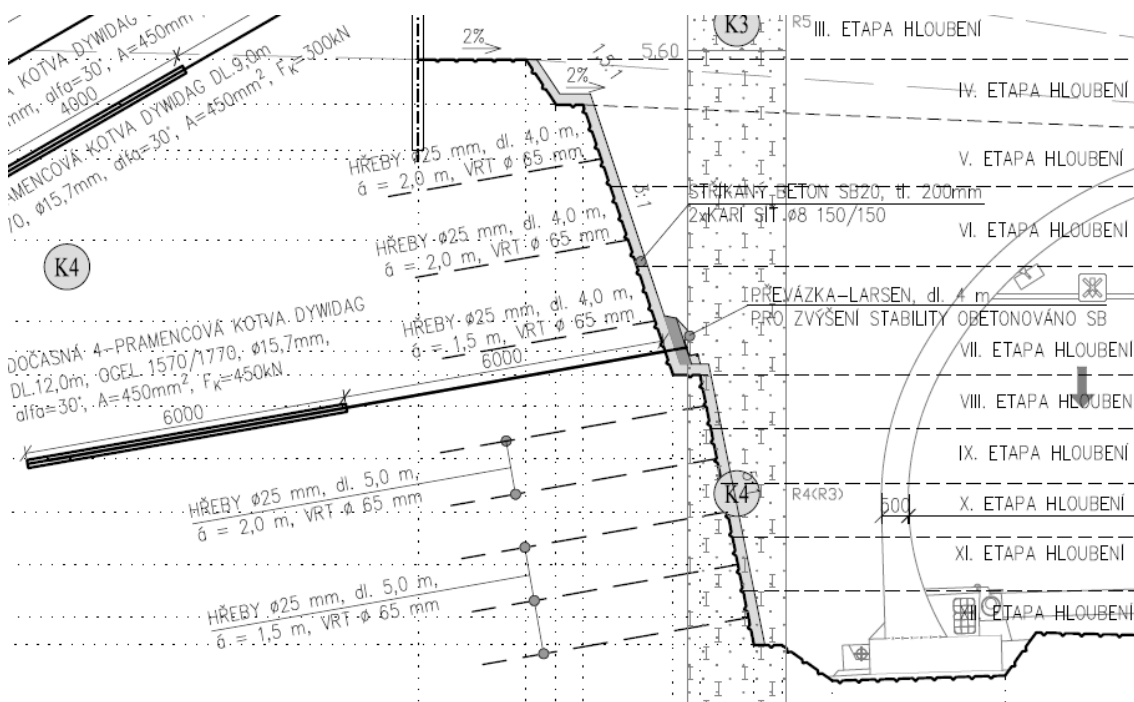
Tabulka 36 Výpočet max. návrhového napětí v krajních vláknech převázek kotev pravého pažení v km 0,900

Úroveň	Max. návrhové napětí v oceli f_{yd}	Max. návrhové napětí v krajních vláknách σ_{Ed}	Posouzení $f_{yd} \geq \sigma_{Ed}$	Využití
	[kNm]	[MPa]		
1. úroveň	275,00	200,65	VYHOVUJE	72,96%

Tabulka 37 Posouzení převážek pravého pažení v km 0,900

3.6 Výpočet zajištění svahu v km 0,900

3.6.1 Příčný řez



Obrázek 26 Příčný řez zajištěným svahem vlevo v km 0,900

Kompletní příčný řez zajištěním stavební jámy v km 0,900 se nachází v Příloha č. 5
Příčný řez zajištěním jámy v km 0,900.

3.6.2 Charakteristiky materiálů a prvků zajištění

3.6.2.1 Horninové hřebíky

Značení oceli:	B500 B
Mez kluzu:	$f_y = 500 \text{ MPa}$
Pevnost oceli:	$f_u = 550 \text{ MPa}$
Modul pružnosti:	$E = 200\,000 \text{ MPa}$
Průměr hřebíků	$\varnothing = 25 \text{ mm}$
Průměr vrtu	65 mm
Tuhost	$EA = 98\,180 \text{ kN}$



Hřebíky jsou modelovány v programu GEO5 2017 - MKP pomocí výztuh. Výpočtové charakteristiky hřebíků v jednotlivých úrovních:

Úroveň	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.
Hloubka [m]	1,84	3,34	4,84	6,41	7,88	9,35	10,33
Úhel [°]	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0
Rozteč [m]	2,0	2,0	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
Délka [m]	4,0	4,0	4,0	5,0	5,0	5,0	5,0
Tuhost [kN/m']	49 090,0	49 090,0	65 453,0	65 453,0	65 453,0	65 453,0	65 453,0
Pevnost [kN/m']	122,7	122,7	163,4	163,4	163,4	163,4	163,4

Tabulka 38 Výpočtové charakteristiky hřebíků v řezu v km 0,900

3.6.2.2 Kotvy

Byly navržena kotva z oceli 1570/1770 od výrobce DYWIDAG, jejichž parametry jsou popsány níže [6].

Modul pružnosti:	$E = 195\,000\text{ MPa}$
Charakteristická smluvní mez kluzu:	$f_{0,1k} = 1\,570\text{ MPa}$
Charakteristická tahová pevnost:	$f_{tk} = 1\,770\text{ MPa}$
Průměr:	$\varnothing_1 = 15,7\text{ mm}$
Plocha 1 lana:	$A_1 = 150\text{ mm}^2$
Počet pramenců:	4 pramence
Celková délka kotvy:	12 m
Délka kořene:	6 m
Průměr vrtu:	150 mm
Kotevní síla:	450 kN

Základní parametry jednotlivých pramencových kotev DYWIDAG se nacházejí v předešlé tabulce č. 4 Základní parametry pramencových kotev DYWIDAG [6].

3.6.2.3 Stříkaný beton

Svah bude zajištěn stříkaným betonem a KARI sítí při spodním i horním povrchu vždy neprodleně po vyhloubení každé úrovně. Charakteristiky stříkaného betonu SB20 se nacházejí v následující tabulce:



Stříkaný beton	Třídenní beton					
	E [GPa]	G [GPa]	ν [-]	f_{ck} [MPa]	f_{ctk} [MPa]	f_{ctm} [MPa]
SB20	18,9	7,875	0,2	12	1,1	1,6
Stříkaný beton	Starý beton					
	E [GPa]	G [GPa]	ν [-]	f_{ck} [MPa]	f_{ctk} [MPa]	f_{ctm} [MPa]
SB20	21	8,75	0,2	20	1,5	2,2

Tabulka 39 Výpočtové charakteristiky stříkaného betonu v řezu v km 0,900 [27]

3.6.2.4 Betonářká výztuž

KARI síť	KY 50, $\phi 8$ 150/150
Značení oceli:	B500 B
Mez kluzu:	$f_y = 500$ MPa
Pevnost oceli:	$f_u = 550$ MPa
Modul pružnosti:	$E = 200\,000$ MPa
Krytí výztuže	40 mm

3.6.3 Zatížení

Skalní svah je v době výstavby je zatížen mechanizací pohybující se za rubem záporové stěny a zeminami, které zajišťuje záporové pažení. Pro výpočet je uvažována reprezentativní hodnota zatížení 115 kN/m^2 , která svou velikostí charakterizuje účinky od zatížení zeminy i zatížení od dopravy se značnou mírou bezpečnosti.

3.6.4 Parametry zemin

K4, slabě navětralý pískovec R4

Materiálový model:	Mohr - Coulomb
Objemová tíha:	γ 22,50 kN/m ³
Poissonovo číslo:	ν 0,27
Modul pružnosti:	E 200,00 MPa
Úhel vnitřního tření:	ϕ_{ef} 33,00 °
Soudržnost zeminy:	c_{ef} 20,00 kPa

K4, zdravý pískovec R3

Materiálový model:	Mohr - Coulomb
Objemová tíha:	γ 22,50 kN/m ³
Poissonovo číslo:	ν 0,27
Modul pružnosti:	E 300,00 MPa

Úhel vnitřního tření: ϕ_{ef} 34,00 °

Soudržnost zeminy: c_{ef} 25,00 kPa

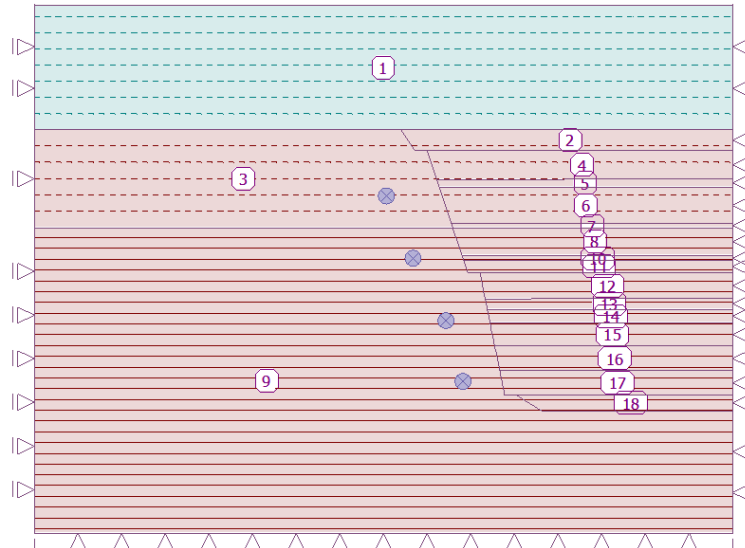
Nadloží

Zemina Nadloží je zavedena pouze pro fázi výpočtu primární napjatosti a svou objemovou tíhou 22,54 kN/m³ vyvoluje při zadané mocnosti uvažované přetížení 115 kN/m².

3.6.5 Výpočet zajištěného skalního svahu v km 0,900

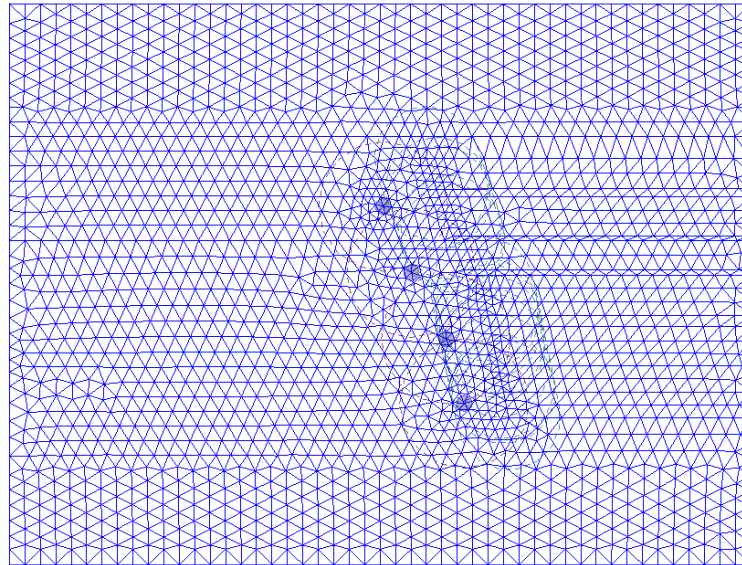
Pro výpočet stability a rovinné napjatosti byl uvažován pouze levý svah stavební jámy, jelikož je více namáhán. Důvodem je větší výška svahu a mocnost vrstev zajištěných záporovým pažením, dále také větší zatížení působící na terénu od mechanizace v době výstavby. Výpočet stability i rovinné napjatosti byl proveden v programu GEO5 2017 – MKP metodou konečných prvků v několika etapách hloubení a výstavby. Topografie posuzovaného svahu vycházela ze zjednodušeného modelu – nahrazení pokryvných útvarů svislým zatížením o hodnotě 115 kN/m² za rubem záporové stěny.

3.6.5.1 Topologie



Obrázek 27 Rozhraní a přiřazení zemín při výpočtu svahu v km 0,900

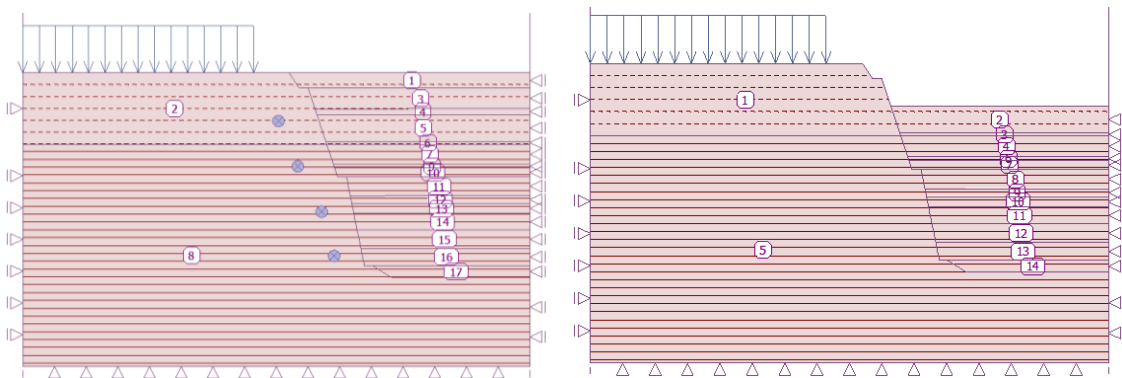
Sít konečných prvků byla generována programem automaticky. Zjemnění sítě (délka hrany prvku - 0,3 m) bylo použito v okolí povrchu svahu, v ostatních oblastech modelu měla síť délku hrany 0,6 m.



Obrázek 28 Síť konečných prvků při výpočtu skalního svahu v km 0,900

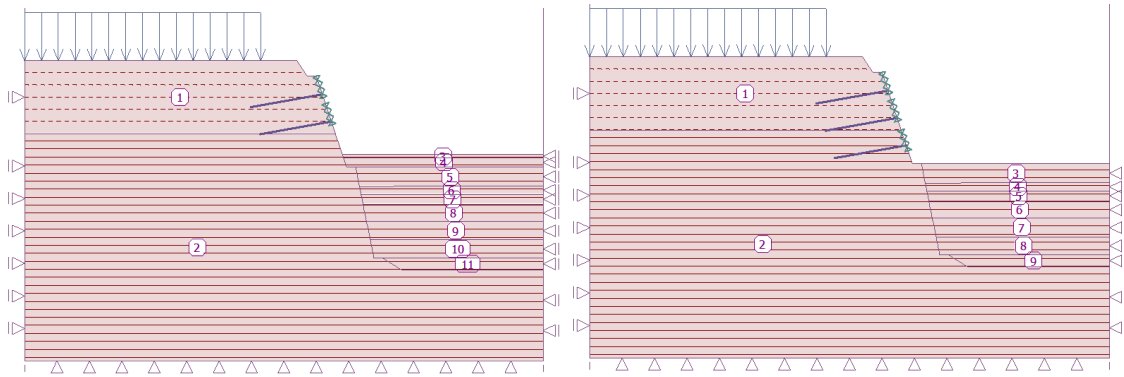
Fáze výpočtu (etapy výstavby):

- 1. etapa – primární napjatost včetně uvážení vrstev pokryvných útvarů
- 2. etapa – vyhloubení jámy do úrovně dna záporového pažení, nahrazení tíhy zemin za záporovým pažením, včetně přitížení povrchu spojitým zatížením na povrchu vrstev slabě navětralých pískovců
- 3. etapa – vyhloubení do úrovně 0,5 m pod první řadu hřebíků (V. etapa hloubení)



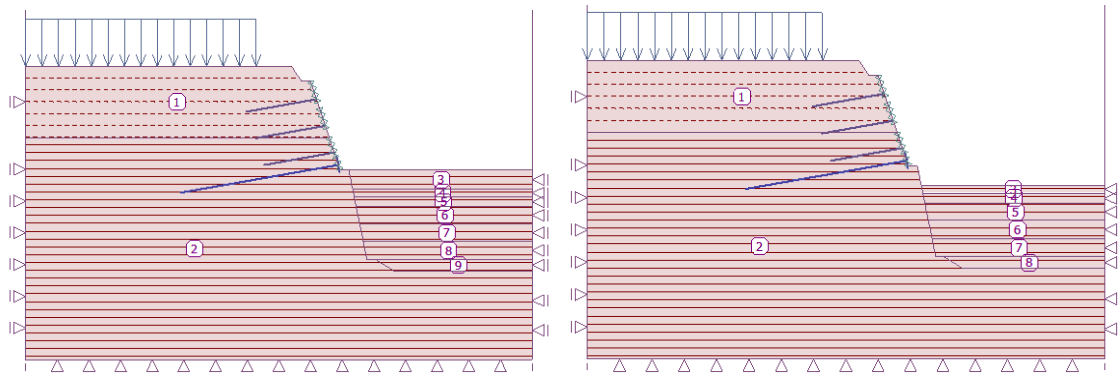
Obrázek 29 2. a 3. fáze výpočtu skalního svahu v km 0,900

- 4. etapa – instalace 1. řady hřebíků, zastříkání svahu, vyhloubení na VI. et. hloubení
- 5. etapa – instalace 2. řady hřebíků, zastříkání svahu, vyhloubení na VII. et. hloubení
- 6. etapa – instalace 3. řady hřebíků, zastříkání svahu, vyhloubení na VIII. et. hloubení



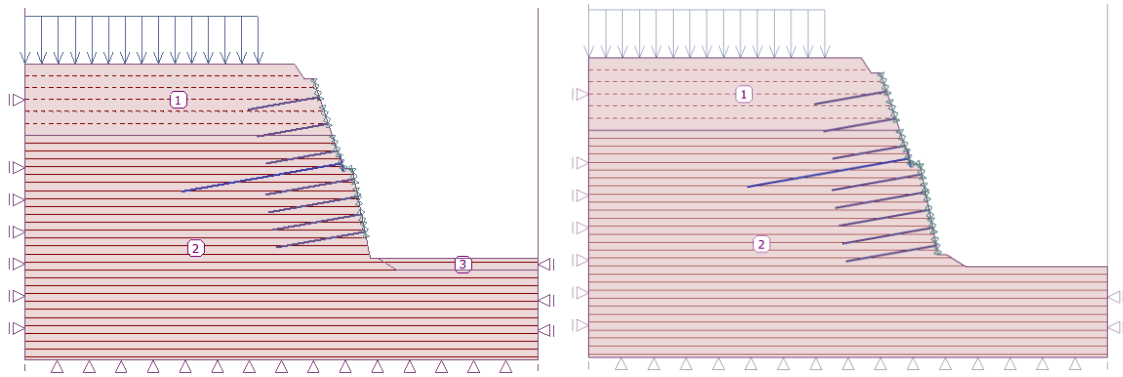
Obrázek 30 5. a 6. fáze výpočtu skalního svahu v km 0,900

- 7. etapa – zastříkání svahu v místě kotvy
- 8. etapa – realizace betonové převázky kotvy, instalace a napnutí kotvy
- 9. etapa – vyhloubení na IX. etapu hloubení



Obrázek 31 8. a 9. fáze výpočtu skalního svahu v km 0,900

- 10. etapa – instalace 4. řady hřebíků, zastříkání svahu, vyhloubení na X. et. hloubení
- 11. etapa – instalace 5. řady hřebíků, zastříkání svahu, vyhloubení na XI. et. hloubení
- 12. etapa – instalace 6. řady hřebíků, zastříkání svahu, vyhloubení na XII. et. hloubení
- 13. etapa – instalace 7. řady hřebíků, zastříkání svahu, vyhloubení na XIII. etapu hloubení
- 14. etapa – instalace 8. řady hřebíků
- 15. etapa – vyhloubení jámy na finální úroveň základové spáry



Obrázek 32 13. a 15. fáze výpočtu skalního svahu v km 0,900

3.6.5.2 Stabilita svahu v km 0,900

Posouzení stability nebylo provedeno ve všech fázích výpočtu, pouze ve vytipovaných nejméně stabilních fázích. Posouzení stability program GEO5 2017 - MKP počítá jako jedinečný případ bez ohledu na předchozí etapy výpočtu.

Stupně stability v posuzovaných etapách hloubení (fází výpočtu):

- 3. etapa – V. etapa hloubení, hloubení jámy do úrovně cca 2,3 m. Situace před instalací první řady hřebíků a zastříkání svahu.

$$FS = 1,78$$

pozn. plastizování zeminy se vyskytuje pod zatížením nahrazující mocnosti zemin pokravných útvarů

- 6. etapa – VIII. etapa hloubení, hloubení jámy do úrovně cca 5,9 m, tj. do úrovně 2. lavičky, nainstalovány 2 řady hřebíků, svah zastříkán stříkaným betonem. Situace před instalací 3. řady hřebíků.

$$FS = 1,78$$

- 13. etapa – XIII. etapa hloubení, hloubení jámy do úrovně cca 10,85 m, tj. vyhloubení celé výšky svahu, nainstalováno 6 řad hřebíků, svah zastříkán stříkaným betonem. Situace před instalací 7. řady hřebíků.

$$FS = 1,60$$

- 15. etapa – vyhloubení jámy do finální úrovně základové spáry.

$$FS = 1,58$$

Nejnižší hodnota stupně stability nastává při 15. etapě výpočtu, kdy se $FS = 1,58$.

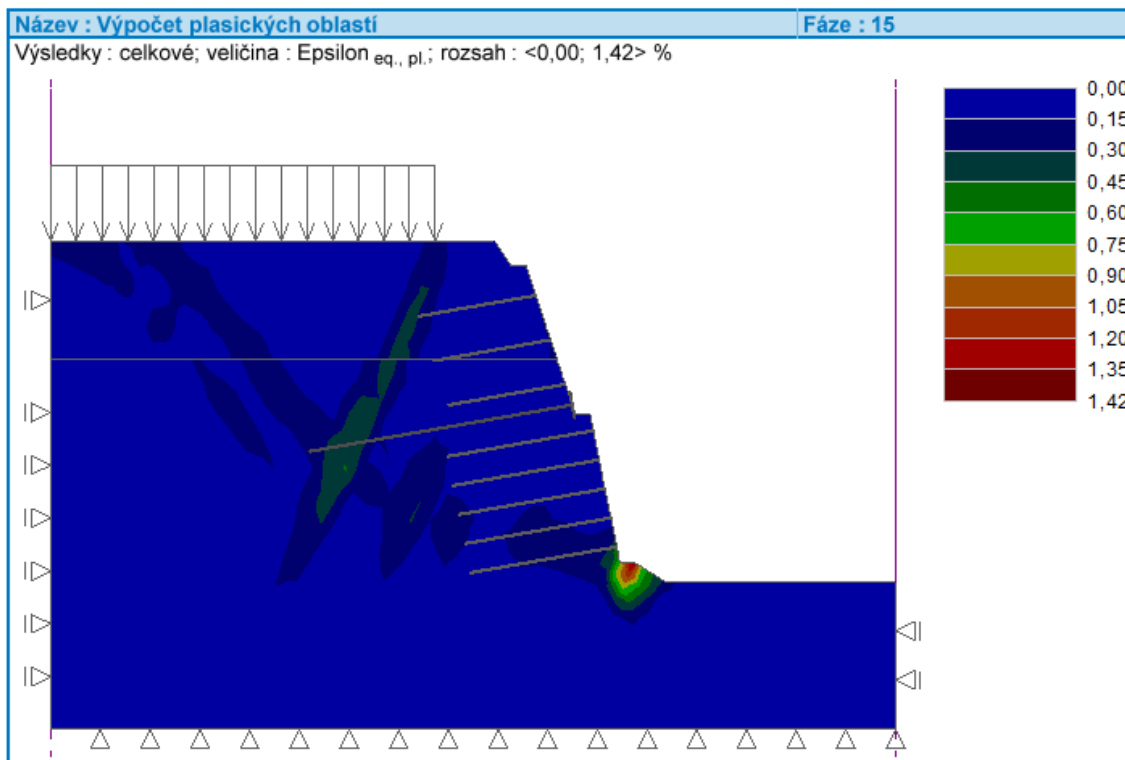
Posouzení stability v jednotlivých etapách hloubení (fází výpočtu)

	3. etapa	6. etapa	13. etapa	15. etapa
FS	1,78	1,78	1,60	1,58

Tabulka 40 Souhrn vypočtených stabilit (hodnoty FS)

Nejnižší hodnota stability při výpočtu hřebíkováného svahu:

FS = 1,58 \geq 1,50, svah **VYHOVUJE**.



Obrázek 33 Znázornění výskytu plastických deformací zeminy při posouzení stability skalního svahu v km 0,900 – 13. etapa výpočtu

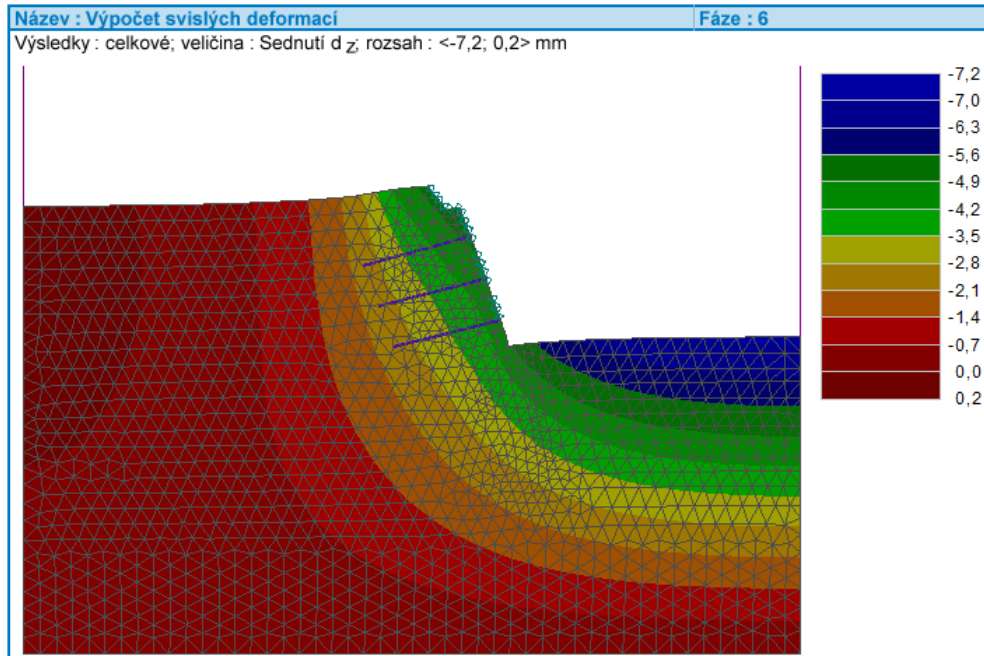
3.6.5.3 Rovinná napjatost skalního svahu v km 0,900

Pro výpočet rovinné napjatosti byl opět uvažován pouze levý svah. Při výpočtu se nejprve vychází z primární napjatosti, dále je pro zjednodušení konstrukce záporového pažení nahrazeno zatížení od pokryvných úvarů a přitížení povrchu plošným zatížením. Poté jsou do výpočtu zavedeny jednotlivé etáže hloubení, zahřebíkování, zastříkávání povrchu svahu stříkaným betonem a zakotvení svahu.

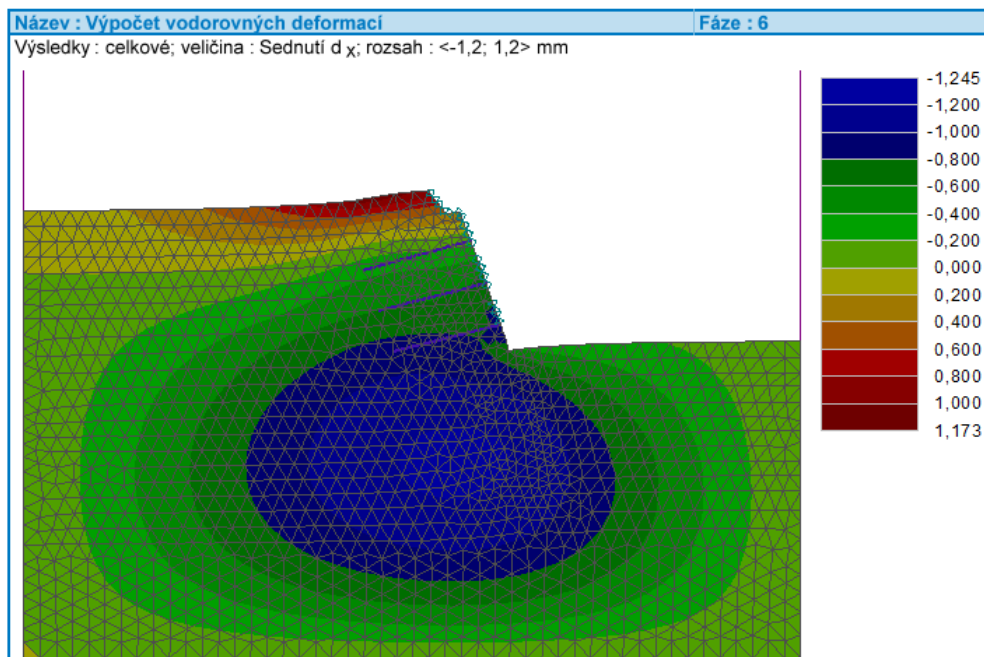
Pro posouzení byla vždy vytvořena obálka charakteristických vnitřních sil, osových sil v hřebících a kotvách. Která byla následně za použití součinitele účinku zatížení $\gamma_F = 1,4$ převedena na návrhové hodnoty, ty byly posuzovány podle příslušných norem dle druhu a typu konstrukce.

Posouzení etap výstavby:

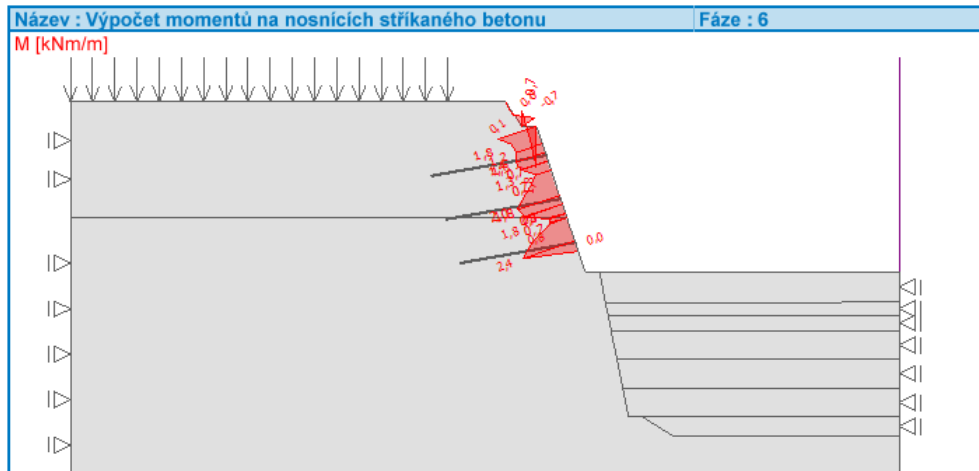
Výsledky 6. fáze výpočtu (vyhloubení celého svahu ve sklonu 3:1, stav před zastříkáním a instalováním kotvy)



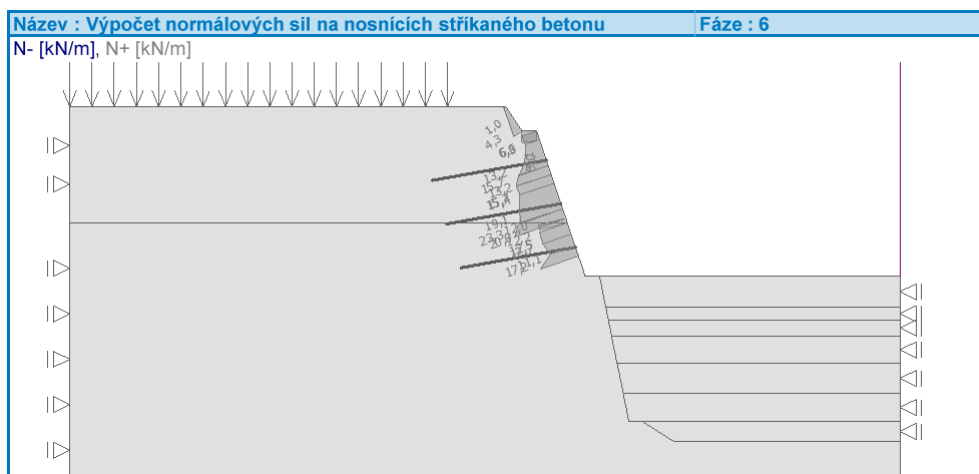
Obrázek 34 Deformace ve svislém směru se znázorněním deformované sítě (kladný směr dolů)



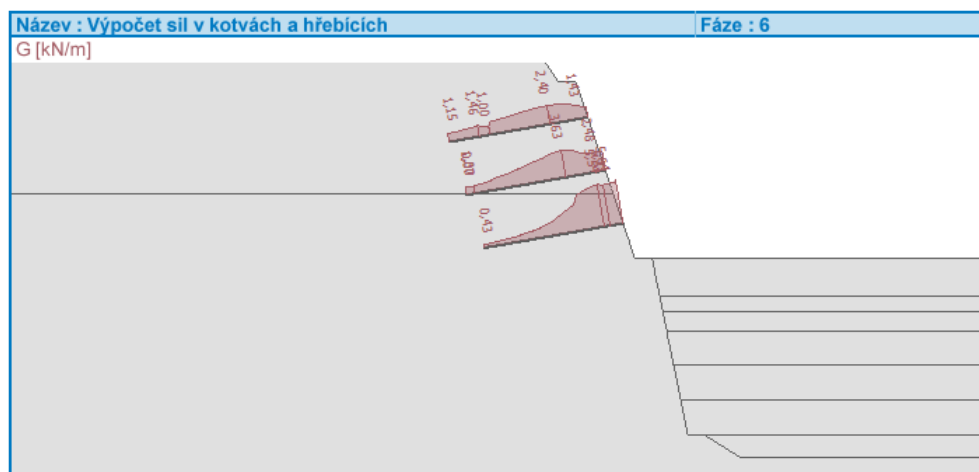
Obrázek 35 Deformace ve vodorovném směru se znázorněním deformované sítě (kladný směr vlevo)



Obrázek 36 Průběh momentů na nosnicích stříkaného betonu

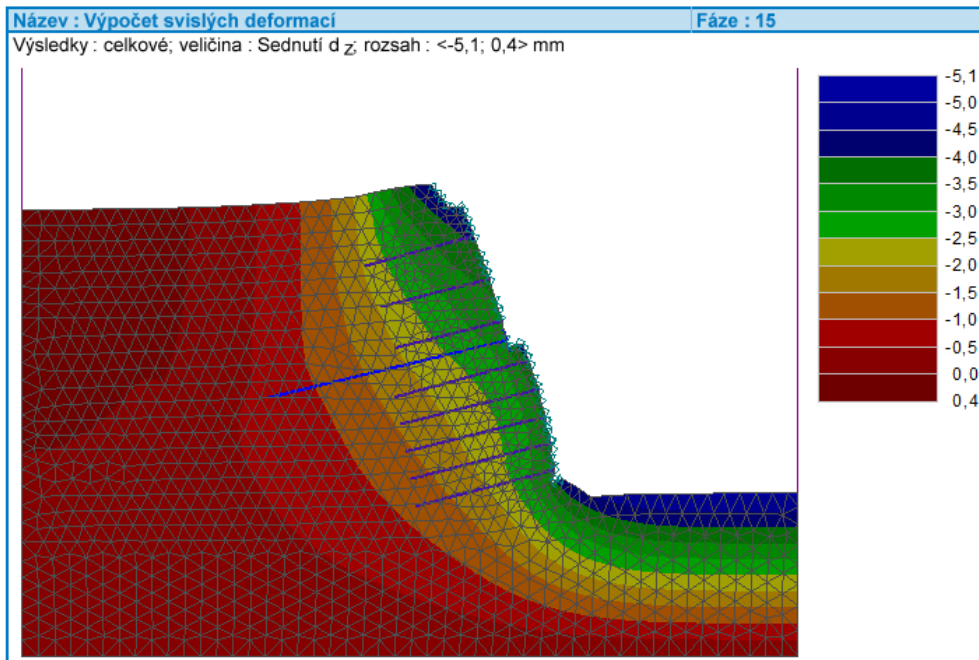


Obrázek 37 Průběh normálových sil na nosnicích stříkaného betonu

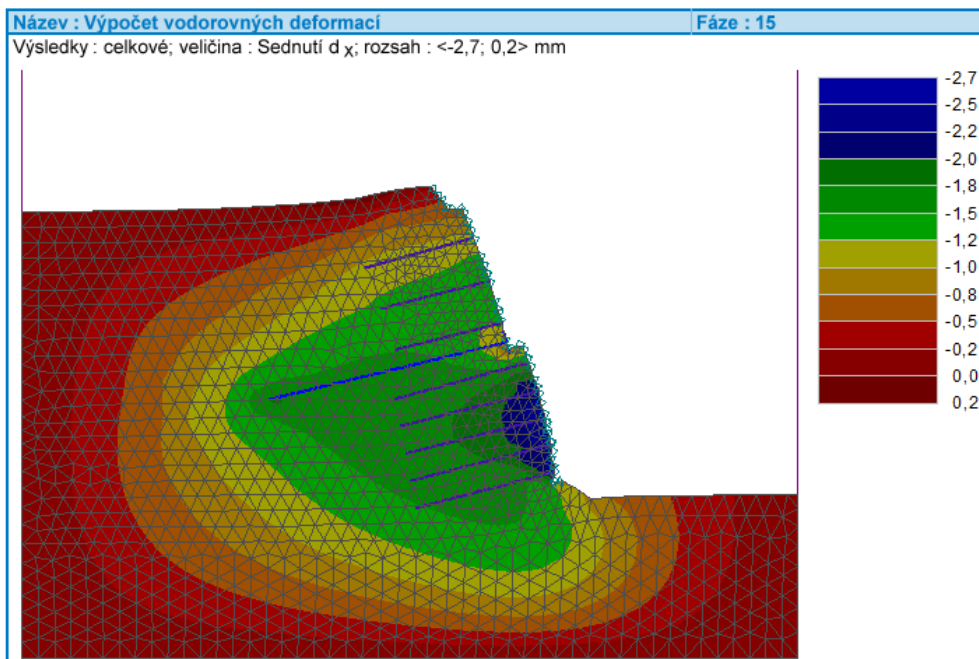


Obrázek 38 Vykreslení osových sil v hřebících (na 1 m')

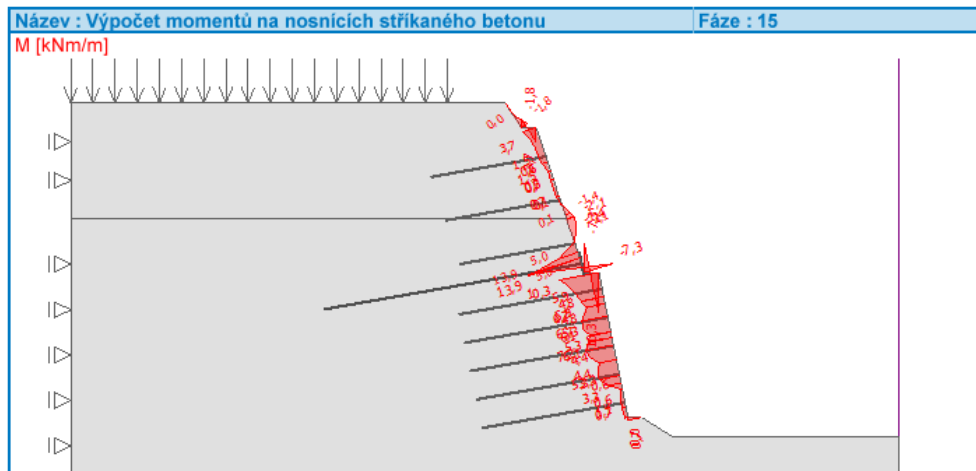
Výsledky 15. fáze výpočtu (vyhloubení na finální úroveň základové spáry)



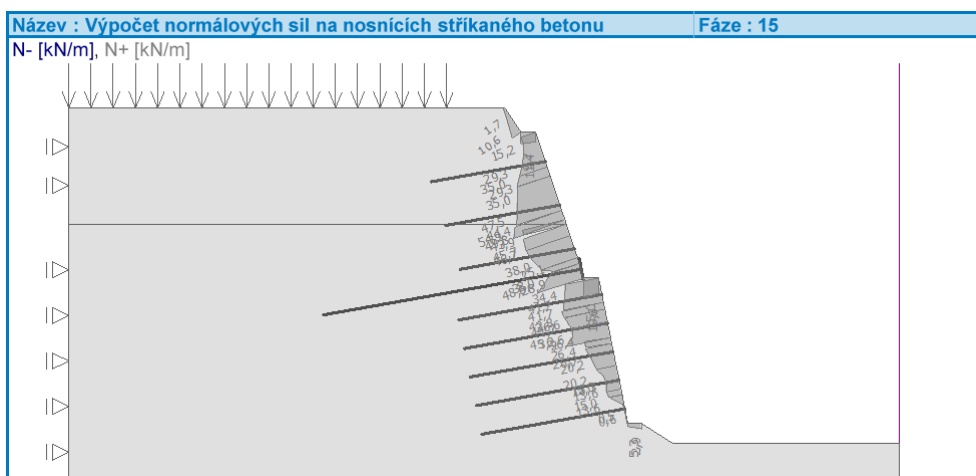
Obrázek 39 Deformace ve svislém směru se znázorněním deformované sítě (kladný směr dolů)



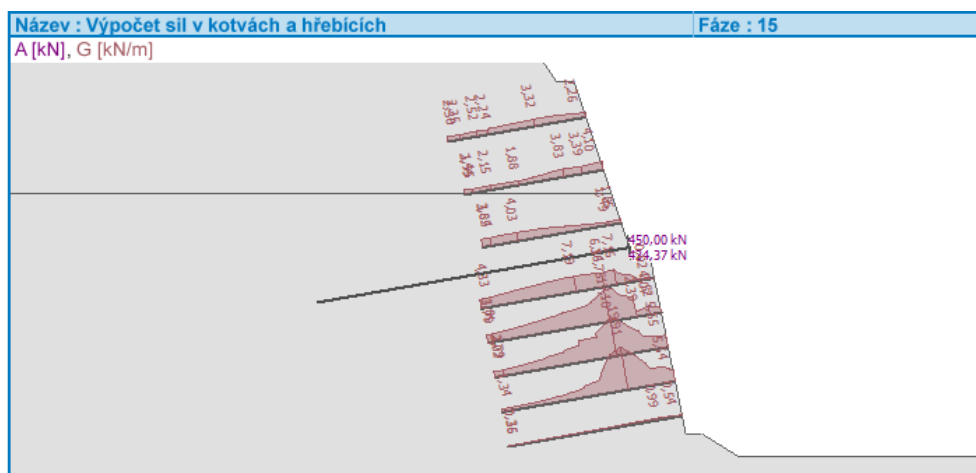
Obrázek 40 Deformace ve vodorovném směru se znázorněním deformované sítě (kladný směr vlevo)



Obrázek 41 Průběh momentů na nosících stříkaného betonu



Obrázek 42 Průběh normálových sil na nosících stříkaného betonu



Obrázek 43 Vykreslení osových sil v hřebících (na 1 m') a kotvách

Posouzení hřebíků

Hřebíky jsou posuzovány obdobně jako horninové kotvy na přetržení výztuže a vytržení z horniny.



Posouzení konstrukční únosnosti

	Max. charakt. osová síla $N_{max,k}$ [kN/m']	Max. návrhová osová síla $N_{max,d}$ [kN/m']	Průměr hřebíku [mm]	Rozteč hřebíků [m]	Průřezová plocha A [mm ² /m']	Návrhová konstrukční únosnost R_d [kN/m']	Posouzení $R_d \geq N_{max,d}$	Využití [%]
1. úroveň	3,33	4,66	25	2,0	245,4	106,71	VYHOVUJE	4,4%
2. úroveň	3,84	5,38	25	2,0	245,4	106,71	VYHOVUJE	5,0%
3. úroveň	4,04	5,66	25	1,5	327,2	142,28	VYHOVUJE	4,0%
4. úroveň	7,77	10,88	25	1,5	327,2	142,28	VYHOVUJE	7,6%
5. úroveň	14,75	20,65	25	1,5	327,2	142,28	VYHOVUJE	14,5%
6. úroveň	17,10	23,94	25	1,5	327,2	142,28	VYHOVUJE	16,8%
7. úroveň	19,91	27,87	25	1,5	327,2	142,28	VYHOVUJE	19,6%
8. úroveň	0,99	1,39	25	1,5	327,2	142,28	VYHOVUJE	1,0%

Tabulka 41 Posouzení jednotlivých úrovní hřebíků na přetržení v km 0,900

	Max. návrhová osová síla $N_{max,d}$ [kN]	Průměr vrtu d_k [mm]	Délka hřebíku [m]	Minimální plášťové tření τ_{min} [kPa]	Návrhová únosnost proti vytažení ze zeminy R_{ed} [kN]	Posouzení $R_{ed} \geq P_{max}$	Využití [%]
1. úroveň	9,32	65	4,00	100,00	81,68	VYHOVUJE	11,4%
2. úroveň	10,75	65	4,00	100,00	81,68	VYHOVUJE	13,2%
3. úroveň	8,48	65	4,00	100,00	81,68	VYHOVUJE	10,4%
4. úroveň	16,32	65	5,00	100,00	102,10	VYHOVUJE	16,0%
5. úroveň	30,98	65	5,00	100,00	102,10	VYHOVUJE	30,3%
6. úroveň	35,91	65	5,00	100,00	102,10	VYHOVUJE	35,2%
7. úroveň	41,81	65	5,00	100,00	102,10	VYHOVUJE	41,0%
8. úroveň	2,08	65	5,00	100,00	102,10	VYHOVUJE	2,0%

Tabulka 42 Posouzení únosnosti hřebíků proti vytažení z horniny v km 0,900

Hřebíky ve všech úrovních vyhovují, maximální využití je 41,0 %.

Posouzení řady kotev

DYWIDAG 1570/1770, celková délka 12,0 m, délka kořene $L_k = 6,0$ m, $\alpha = 10^\circ$

4-pramence, $\varnothing 15,7$ mm, $A = 450$ mm², napínací síla $P_0 = 450$ kN,

max. charakteristická síla $P_{max,k} = 450,00$ kN, max. návrhová síla $P_{max,d} = 630,00$ kN

Posouzení konstrukční únosnosti kotev

	Max. charakter. síla $P_{max,k}$ [kN]	Max. návrhová síla $P_{max,d}$ [kN]	Počet pramenců [-]	Průřezová plocha A [mm ²]	Návrhová konstrukční únosnost R_{td} [kN]	Posouzení $R_{td} \geq P_{max,d}$	Využití [%]
1. úroveň	450,00	630,00	4	600,00	819,13	VYHOVUJE	76,9%

Tabulka 43 Posouzení konstrukční únosnosti kotev zajištění svahu v km 0,900



Posouzení únosnosti kotev proti vytažení ze zeminy

	Max. návrhová síla $P_{\max,d}$ [kN]	Průměr vrtu d_k [mm]	Délka kořene kotvy L_k [m]	Minimální plášťové tření τ_{\min} [kPa]	Návrhová únosnost proti vytažení ze zeminy R_{ed} [kN]	Posouzení $R_{ed} \geq P_{\max}$	Využití [%]
1. úroveň	630,00	150	6,00	300,00	848,23	VYHOVUJE	74,3%

Tabulka 44 Posouzení únosnosti proti vytažení kotev ze zeminy svahu v km 0,900

Zaručená kotevní síla a zkušební síla kotev

	Napínací síla P_0 [kN]	Průřezová plocha A [mm ²]	$0,6 * F_{tk}$ [kN]	Posouzení $P_0 \leq 0,6 F_{tk}$	Využití [%]	Zkušební síla $P_p = 1,25P_0$ [kN]
1. úroveň	450,00	600,00	637,20	VYHOVUJE	70,6%	562,50

Tabulka 45 Zaručená kotevní síla a zkušební síla kotev zajištění svahu v km 0,900

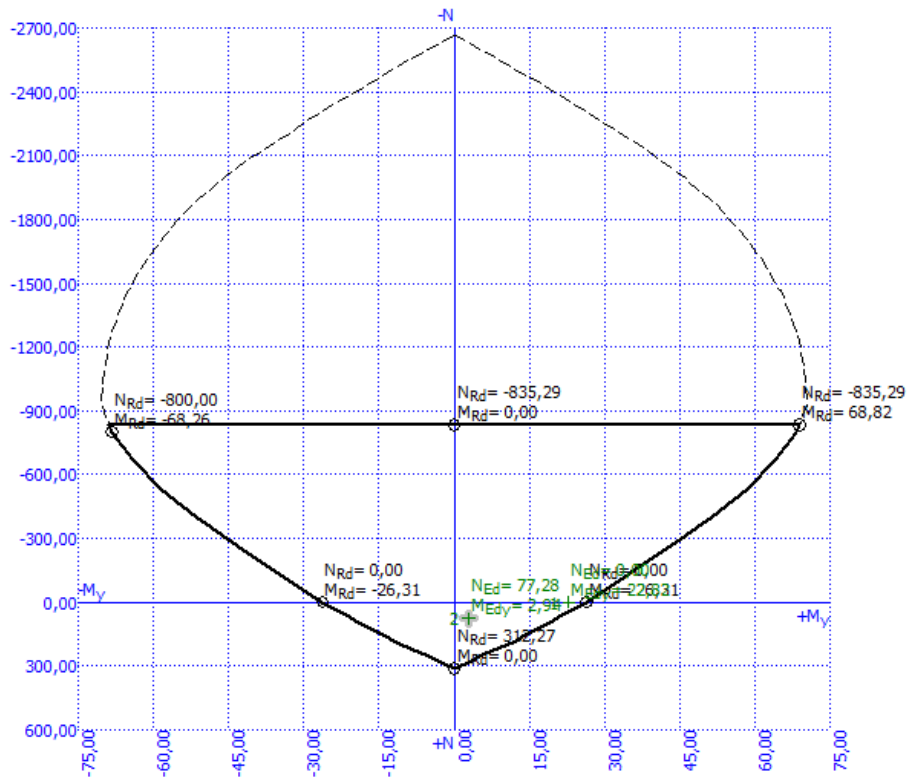
posouzení stříkaného betonu

Stříkaný beton	SB20
Výztuž:	
KARI síť při obou površích	KY 50, $\phi 8$ 150/150
Značení oceli:	B500 B
Mez kluzu:	$f_{yk} = 500$ MPa
Dílčí součinitel oceli	$\gamma_s = 1,15$
Krytí výztuže	40 mm

Uvažované maximální síly po nosnících – uvažovány maxima ze všech etap:

Maximální moment:	$M_{\max} = 16,30$ kNm/m', (N = - 27,90 < 0, neuvažují)
Maximální normálová síla	$N_{\max} = 55,20$ kN/m', M = 2,10 kNm/m'

Posouzení interakčním diagramem:

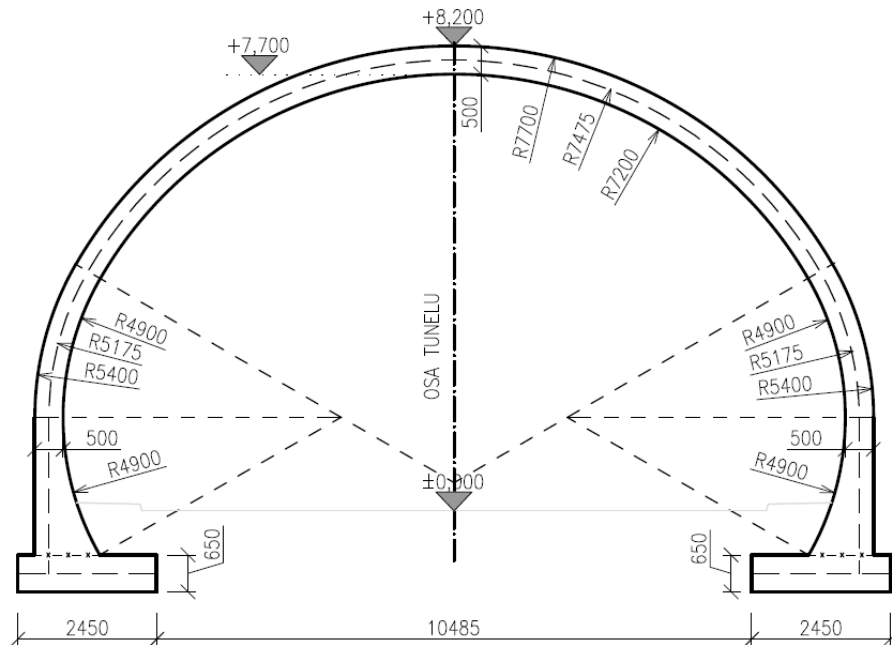


Obrázek 44 Posouzení stříkaného betonu interakčním diagramem v řezu km 0,900

Body charakterizující maximální moment a maximální normálovou sílu po nosnících stříkaného betonu se nacházejí uvnitř interakčního diagramu. Stříkaný beton SB20 a KARI síť KY 50 ($\phi 8$ 150/150) při obou površích **VYHOVUJÍ**.

4 Definitivní konstrukce

4.1 Schématický příčný řez ostěním



Obrázek 45 Schématický příčný řez ostěním tunelu

4.2 Materiálové charakteristiky

4.2.1 Beton

Třída betonu:	C30/37 – ostění C25/30 – patky
Charakt. válcová pevnost v prostém tlaku (28 dní):	$f_{ck} = 30$ MPa (C30/37) $f_{ck} = 25$ MPa (C25/30)
Sečnový modul pružnosti:	$E_{cm} = 32$ GPa (C30/37) $E_{cm} = 30,5$ GPa (C20/25)
Poissonův součinitel:	$\nu = 0,2$
Jednotková hmotnost:	$\gamma = 25$ kN/m ³
Stupeň agresivity:	XA1, XC2, XF4 – ostění XA1 - patky

4.2.2 Betonářská výztuž

Typ výztuže:	B 500 B
Mez kluzu:	$f_{yk} = 500$ MPa

Minimální krytí hlavní výztuže:	50 mm – ostění
	60 mm - patka

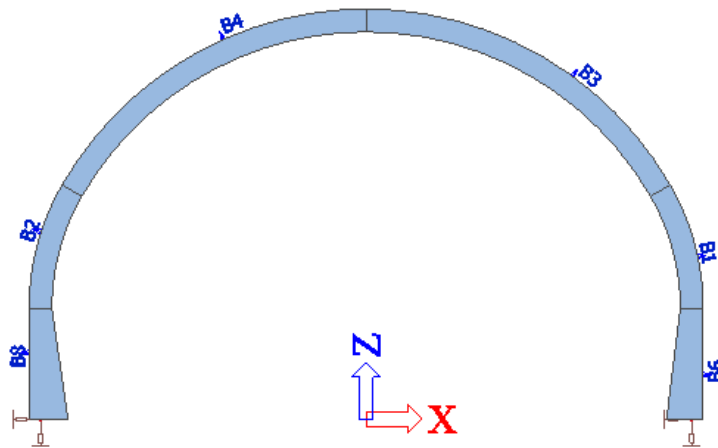
4.2.3 Zásyp

Objemová tíha zeminy:	$\gamma = 21,0 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření:	$\phi_{ef} = 32^\circ$
Soudržnost zeminy:	$c_{ef} = 0 \text{ kPa}$
Deformační modul:	$E_{def} = 100 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo:	$\nu = 0,25$
Index ulehlosti:	$I_D = 0,8$

4.3 Výpočet ostění tunelu

4.3.1 Modelování konstrukce ostění

Konstrukce je modelována v rovinné úloze nosníky o tloušťce 500 mm a šířce 1 000 mm. Nosníky přebírají tvar skutečné konstrukce včetně modelace „sloní nohy“ pomocí náběhů. Patka konstrukce je modelována pružnou podporou ve svislém i vodorovném směru.



Obrázek 46 Výpočtový model ostění

4.3.1.1 Podepření konstrukce

Uložení ostění na patkách bylo v modelu uvažováno kloubovými podporami s pružným uložením ve vertikálním i horizontálním směru. Patky jsou založeny v slabě zvětralých až zdravých pískovcích.

$$k_{vert} = E/L = 163,3 \text{ MN/m}, \quad k_{hor} = 1/3 k_{vert} = 54,4 \text{ MN/m}$$

, kde k je tuhost pružiny [MN/m], E je modul pružnosti v odlehčení [MPa], L je šířka základu [m].

4.3.2 Vliv podzemní vody

S vlivem podzemní vody není při dimenzování ostění uvažováno, neboť je po stranách a ve středu tunelu navrženo podélné drenážní odvodnění.

4.3.3 Zatížení a zatěžovací stavy

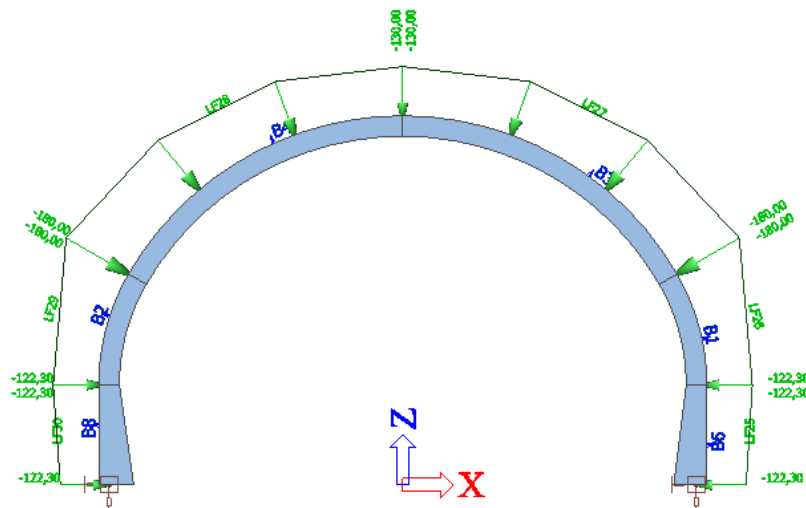
4.3.3.1 Vlastní tíha ostění – ZS1

Vlastní tíha konstrukce byla generována automaticky programem SCIA Engineer 16.0 ze zadaných geometrických a materiálových vlastností. Zatížení je uvažováno jako stálé.

4.3.3.2 Zatížení zeminou

Plné nadloží – ZS2.1

Tlaky na ostění od zásypu hloubeného tunelu byly nejprve vypočteny programem GEO5 2017 - MPK a poté převedeny na model konstrukce v programu SCIA Engineer. V MKP programu se uvažovalo s postupným zasypáváním konstrukce i s Mohr-Coulombovými kontaktními prvky na rubu ostění a patkách. Stav charakterizuje plné zasypání o výšce 16,5 m od základové spáry. Zatížení je uvažováno jako stálé.

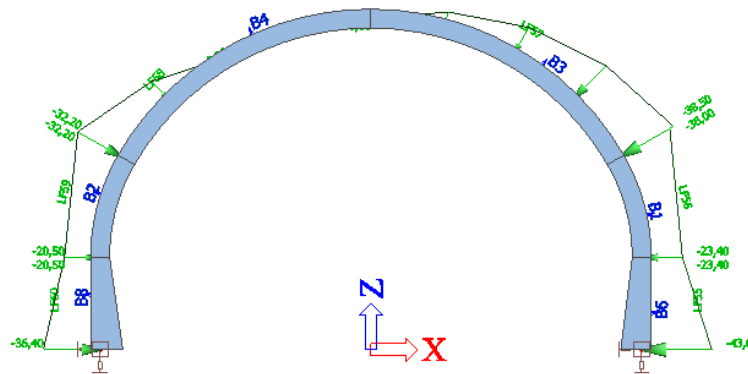


Obrázek 47 Schéma působícího zatížení ZS2.1

Nerovnoměrné zatížení při zasypávání – ZS.2

Tlaky na ostění od nerovnoměrného zatížení v době výstavby od zasypávání byly nejprve vypočteny programem GEO5 2017 -MPK a poté převedeny na model konstrukce

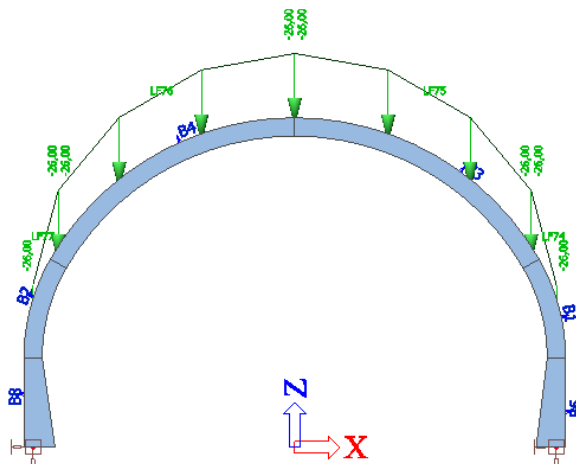
v programu SCIA Engineer. V programu GEO5 2017 - MKP bylo opět uvažováno postupné zasypávání a Mohr-Cloumbovy kontaktní prvky na rubu ostění a patkách. Stav charakterizuje zasypání klenby tunelu do plné výšky po pravé straně se současným zasypáním druhé strany konstrukce do výšky 1,0 m pod vrchol klenby. Zatížení je uvažováno jako stálé.



Obrázek 48 Schéma působícího zatížení ZS2.2

Svislé přitížení – ZS2.3

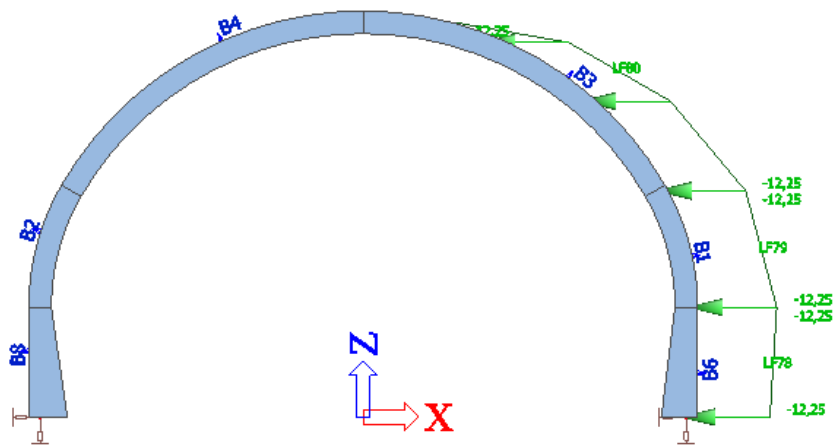
Svislé přitížení je zavedeno z důvodu simulování vyšší hodnoty svislého tlaku na klenbu při uvažování tíhy plného zásypu. Je uvažována hodnota 20 % svislého zatížení v místě vrcholu klenby na celou konstrukci ostění. Zatížení je zavedeno z důvodu možnosti výskytu vyšší hodnoty svislého zatížení na ostění než je uvažováno v zatěžovacím stavu ZS2.1, větší tlak může být způsoben např. použitím zeminy s větší objemovou tíhou ve vyšších vrstvách zásypu nebo jiným reliéfem terénu po dokončení tunelu než je nyní uvažovaný. Svislé přitížení je zde zaváděno pro bezpečnost návrhu, kdy takto působící zatížení vyvolá momenty v klenbě tunelového ostění a v bocích přibližně v polovině výšky. Zatížení je uvažováno jako stálé.



Obrázek 49 Schéma působícího zatížení ZS2.3

Boční přitížení – ZS2.4

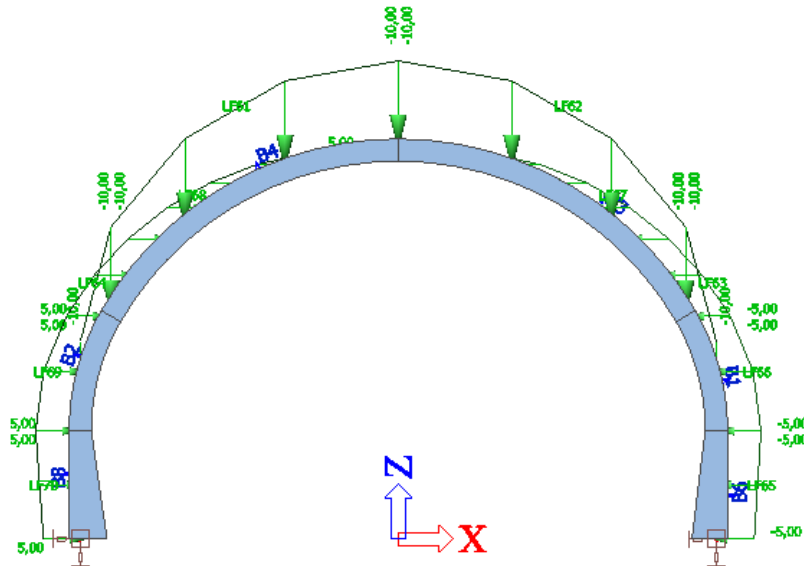
Boční přitížení je zavedeno z důvodu simulování vyšší hodnoty bočního tlaku na boky tunelu při uvažování tlaků od tíhy plného zásypu. Je uvažována hodnota 10 % vodorovného zatížení paty tunelu. Zatížení je zavedeno z důvodu možnosti výskytu vyšší hodnoty bočního zatížení na ostění než je uvažováno v zatěžovacím stavu ZS2.1, větší tlak může být způsoben např. použitím zeminy do zásypu s jinými vlastnostmi a jiným tlakovým působením na boky tunelu nebo nerovnoměrným působením na ostění z jedné a druhé strany tunelu při zasypávání a hutnění. Boční přitížení je zde zaváděno pro bezpečnost návrhu, kdy takto působící zatížení vyvolá momenty ve spodních částech tunelového ostění. Zatížení je uvažováno jako stálé.



Obrázek 50 Schéma působícího zatížení ZS2.4

4.3.3.3 Přitížení od dopravy – ZS3

Jelikož je navržena definitivní přístupová komunikace k zámku v místě blízkém od posuzovaného řezu, je uvažováno i s zatížením od dopravy. Zatížení je charakterizováno svislým zatížením 10 kN/m^2 a bočním zatížením 5 kN/m^2 , je uvažována obezřetná hodnota součinitele tlaku v klidu $K_0 = 0,5$. Zatížení je uvažováno jako proměnné.



Obrázek 51 Schéma působícího zatížení ZS3

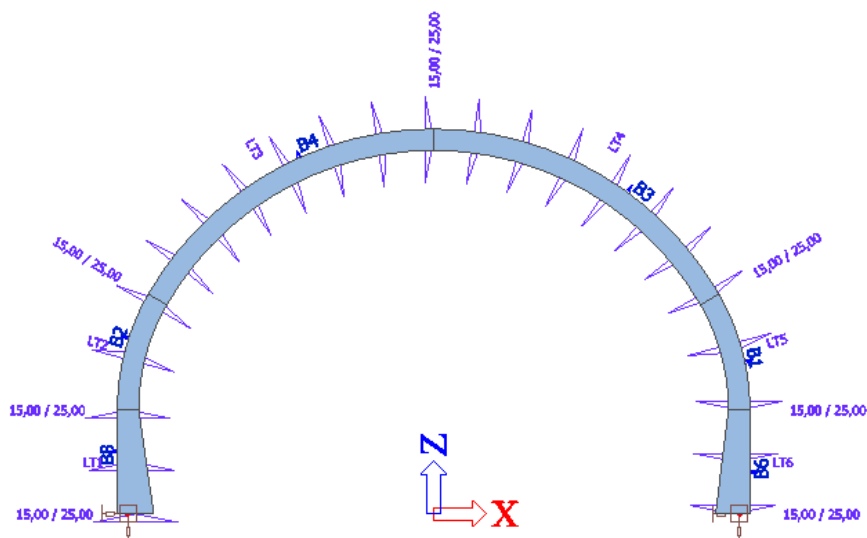
4.3.3.4 Teplota

Oteplení a ochlazení konstrukce je uvažováno podle následující tabulky [11]. Posuzované místo se nachází do 200 m od portálu. Zatížení je uvažováno jako proměnné.

	Léto	Zima
vnější povrch	+15°C	-5°C
střednice	+20°C	-10°C
vnitřní povrch	+25°C	-15°C

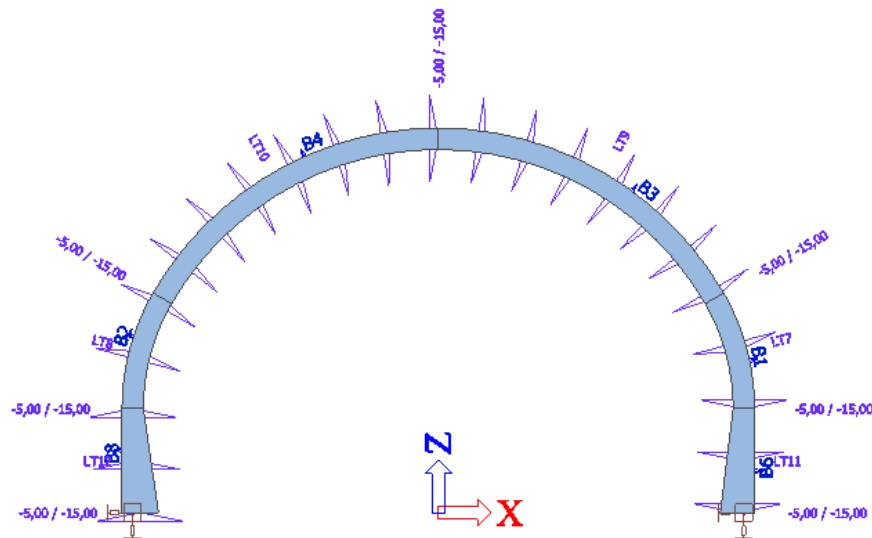
Tabulka 46 Zatížení teplotou - úsek od portálu do 200 m [11]

Oteplení konstrukce – ZS4



Obrázek 52 Schéma působícího zatížení ZS4

Ochlazení konstrukce – ZS5



Obrázek 53 Schéma působícího zatížení ZS5

4.3.3.5 Smršťování – ZS6

Smrštění betonu ostění je modelováno jako zatížení teplotní změnou - rovnoměrným ochlazením při přepočtu smrštění teplotním součinitelem betonu $\alpha_c = 10^{-5} \text{ K}^{-1}$. Teplotní změna vychází ze vztahu $\Delta t = \epsilon_{cs} / \alpha_c$, kde ϵ_{cs} vyjadřuje celkové poměrné smrštění, které je dáno součtem smrštění od vysychání a autogenního smršťování. Se zatěžovacím stavem smršťování bylo počítáno pouze v posudku 1. MS, při posouzení 2. MS modeluje program SCIA Engineer 16.0 smrštění automaticky dle zadaných parametrů shodných s tímto výpočtem [11].

Výpočet smršťování

Výpočet smršťování vychází z betonářské normy ČSN EN 1992-1-1: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby [12], celkové poměrné smrštění je dáno součtem poměrného smršťování vysycháním a poměrného autogenního smršťování [11]. Zatížení je uvažováno jako stálé.

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

, kde: ϵ_{cs} je celkové poměrné smrštění, ϵ_{cd} poměrné smrštění vysycháním a ϵ_{ca} autogenní poměrné smrštění.

Smršťování vysycháním

$$\epsilon_{cd,\infty} = k_h * \epsilon_{cd,0}$$

, kde $\epsilon_{cd,0}$ je jmenovitá hodnota poměrného smršťování vysycháním [%o] (tab. č. 47 [12]), k_h je součinitel závislý na náhradní tloušťce h_0 (tab. č. 48 [12]).



$$h_0 = 2 * \frac{A_c}{u}$$

, kde A_c je průřezová plocha betonu a u obvod části vystavené vysychání.

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ (MPa)	Relativní vlhkost (v %)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0,00
90/105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00

Tabulka 47 Jmenovitá hodnota poměrného smrštění $\varepsilon_{cd,0}$ v ‰ [12]

h_0 (mm)	k_h
100	1,00
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Tabulka 48 Hodnoty k_h [12]

Vývoj poměrného smrštění od vysychání v závislosti na čase t vyplývá ze vztahu:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) * k_h * \varepsilon_{cd,0}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0,04 * \sqrt{h_0^3}}$$

, kde t označuje stáří betonu a t_s stáří betonu na začátku vysychání, vše ve dnech.

Autogenní smrštění

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) * \varepsilon_{ca}(\infty)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 * (f_{ck} - 10) * 10^{-6}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 * t^{0,5})$$

Dosažením do rovnic pro výpočet smrštění vysycháním a autogenního vysychání bylo vypočteno poměrné smrštění v čase $t = 100$ let.

$$\varepsilon_{cs} = 0,181 \text{ ‰}$$

Hodnota ochlazení při přepočtu z poměrné deformace

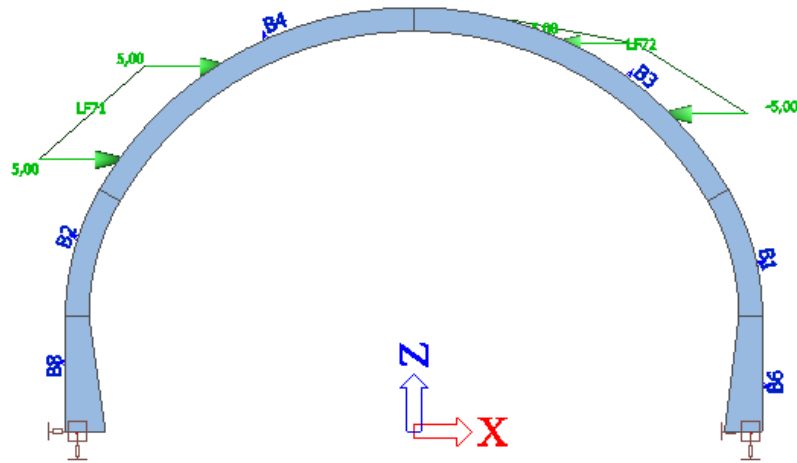
$$\Delta t = - \frac{\varepsilon_{cs}}{\alpha_c}$$

$$\Delta t = -18,1 \text{ K}$$

4.3.3.6 Hutnění – ZS7

Vliv hutnění je modelován jako spojité vodorovné zatížení, které působí ve fázi zasypávání ostění tunelu. Jeho charakteristická hodnota 5 kN/m vychází z předběžného

výběru typu hutního stroje (vibrační deska třídy 2, tj. do 120 kg, účinnost 0,3 m) [13].
Zatížení je uvažováno jako proměnné.



Obrázek 54 Schéma působícího zatížení ZS7

4.3.4 Kombinace zatížení

Pro posouzení konstrukce ostění tunelu byly zavedeny kombinace pro výpočet mezního stavu únosnosti a mezního stavu použitelnosti s uvážením dílčích součinitelů zatížení. Po určení jednotlivých kombinací program SCIA Engineer 16.0 generoval automaticky veškeré možné kombinace součinitelů zatížení podle typu a délky působení dle ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí [14]. Pro stálé zatížení byl generován součinitel 1,35 pro nepříznivé působení a 1,0 pro příznivé stálé, dominantní nahodilé zatížení bylo zvětšováno dílčím součinitelem 1,5 a ostatní nahodilá zatížení se dále redukovala součinitelem ψ v souladu s ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí [14]. Příznivý účinek nahodilých zatížení nebyl uvažován.

Dále pro přehlednost výsledků byly vytvořeny třídy výsledků, které slučovaly všechny kombinace MSÚ nebo MSP. Veškeré kombinace jsou vypsány včetně dílčích kombinací generovaných programem v příloze č. 12 Výpočet ostění a patky tunelu.

V základním stavu byly vytvořeny následující kombinace:

Obsah kombinací pro mezní stav únosnosti (Soubor B)

CO1:	stálé: ZS1, ZS6	
CO2:	stálé: ZS1, ZS2.1, ZS6	nahodilé: ZS3, ZS4/ZS5
CO3:	stálé: ZS1, ZS2.2, ZS6	nahodilé: ZS4/ZS5, ZS7
CO4:	stálé: ZS1, ZS2.1, ZS2.3, ZS6	nahodilé: ZS3, ZS4/ZS5

CO5: stálé: ZS1, ZS2.1, ZS2.4, ZS6 nahodilé: ZS3, ZS4/ZS5

Obsah kombinací pro mezní stav použitelnosti (Soubor B)

charakteristické kombinace:

CO6: stálé: ZS1, ZS2.1 nahodilé: ZS3, ZS4/ZS5

CO8: stálé: ZS1, ZS2.1, ZS2.3 nahodilé: ZS3, ZS4/ZS5

CO10: stálé: ZS1, ZS2.1, ZS2.4 nahodilé: ZS3, ZS4/ZS5

kvazistálé kombinace:

CO7: stálé: ZS1, ZS2.1 nahodilé: ZS3, ZS4/ZS5

CO9: stálé: ZS1, ZS2.1, ZS2.3 nahodilé: ZS3, ZS4/ZS5

CO11: stálé: ZS1, ZS2.1, ZS2.4 nahodilé: ZS3, ZS4/ZS5

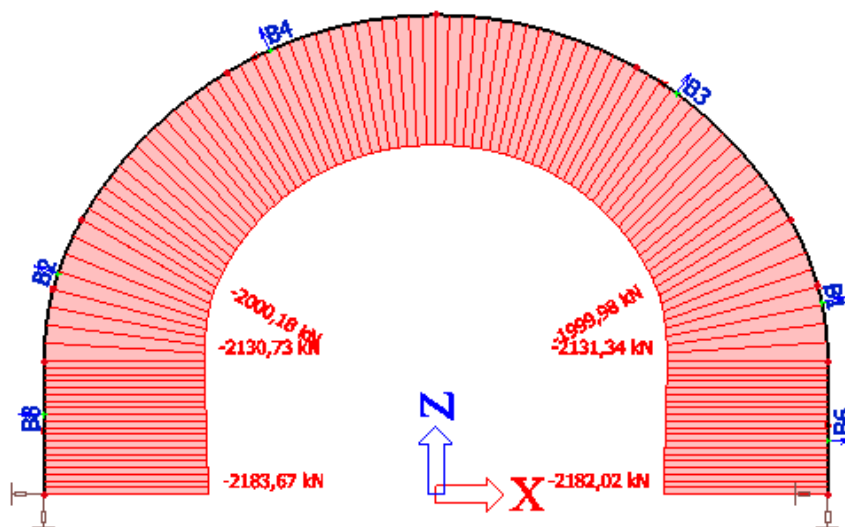
pozn. Zatěžovací stav ZS4 a ZS5 působí v dané kombinaci pouze ten, který má v dané kombinaci větší účinek.

4.3.5 Výpočet vnitřních sil a nutné výztuže

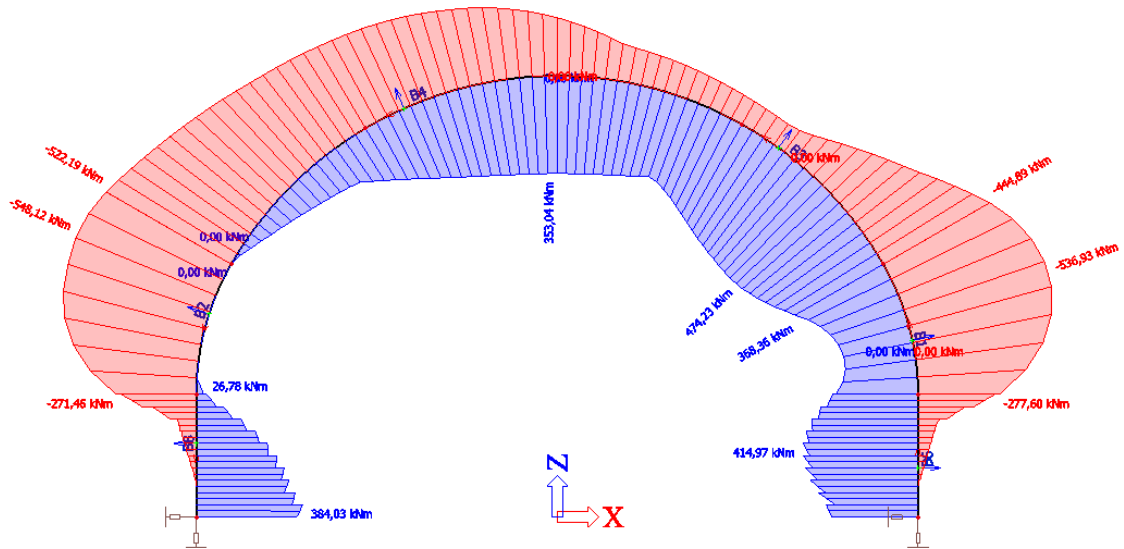
Průběh vnitřních sil po nosnících byl stanoven modulem Beton 15, který je integrovaný v programu SCIA Engineer 16.0.

4.3.5.1 Průběh vnitřních sil MSÚ

Průběhy vnitřních sil po konstrukci nacházející se níže jsou obálkou všech kombinací MSÚ.



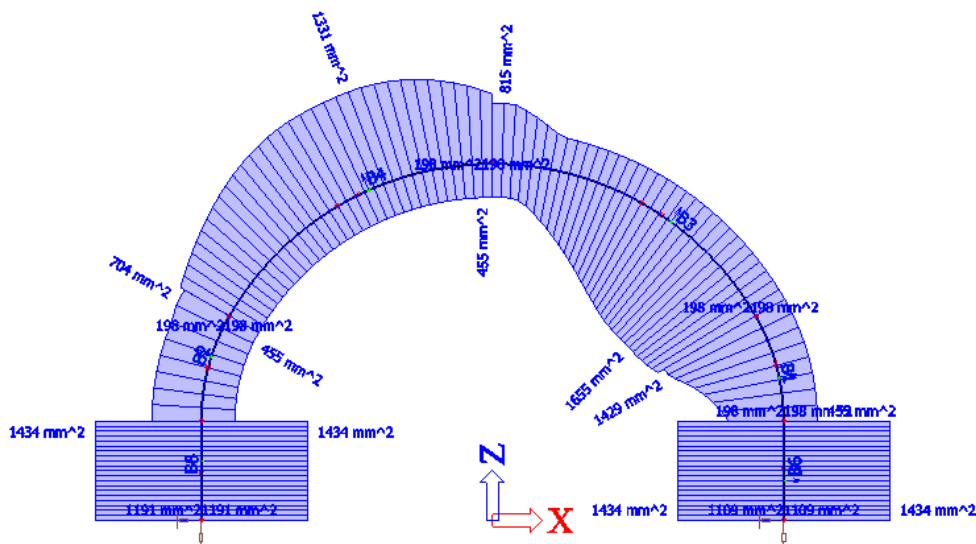
Obrázek 55 Průběh normálových sil na ostění v kN/m'



Obrázek 56 Průběh ohybového momentu na ostění v kNm/m'

4.3.5.2 Výpočet nutné výztuže

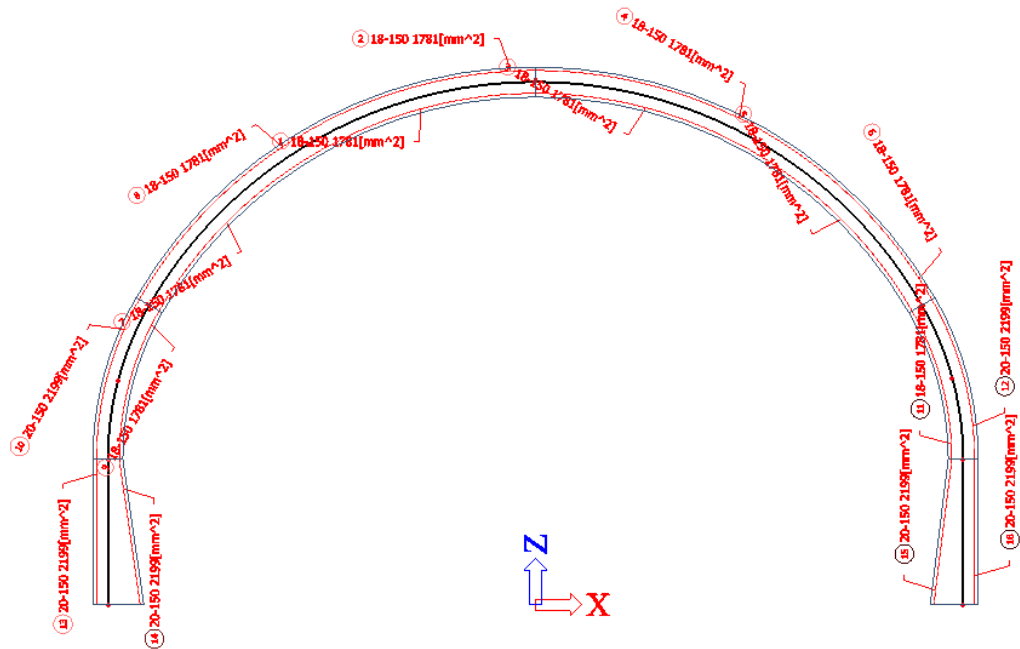
Požadovaná výztuž byla stanovena v souladu s ČSN EN 1992-1-1: Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí [12] programem SCIA Enginner 16.0, jehož podkladem pro výpočet nutné výztuže byly vypočtené vnitřní síly MSÚ a konstrukční zásady dle [12]. Zobrazení požadované výztuže se nachází na následujícím obrázku.



Obrázek 57 Vykreslení požadované plochy výztuže v mm²/m'

4.3.6 Návrh výztuže

Návrh výztuže byl proveden na základě výpočtu nutné plochy výztuže. Průměry a rozteče podélné výztuže po délce ostění jsou znázorněné na následujícím obrázku.

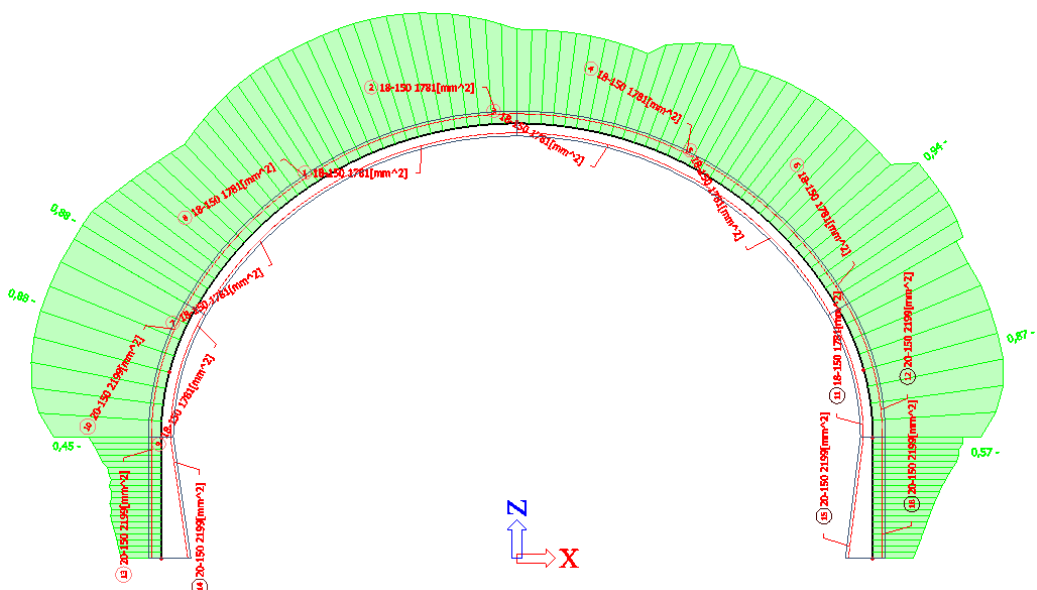


Obrázek 58 Schéma rozmístění příčné výztuže

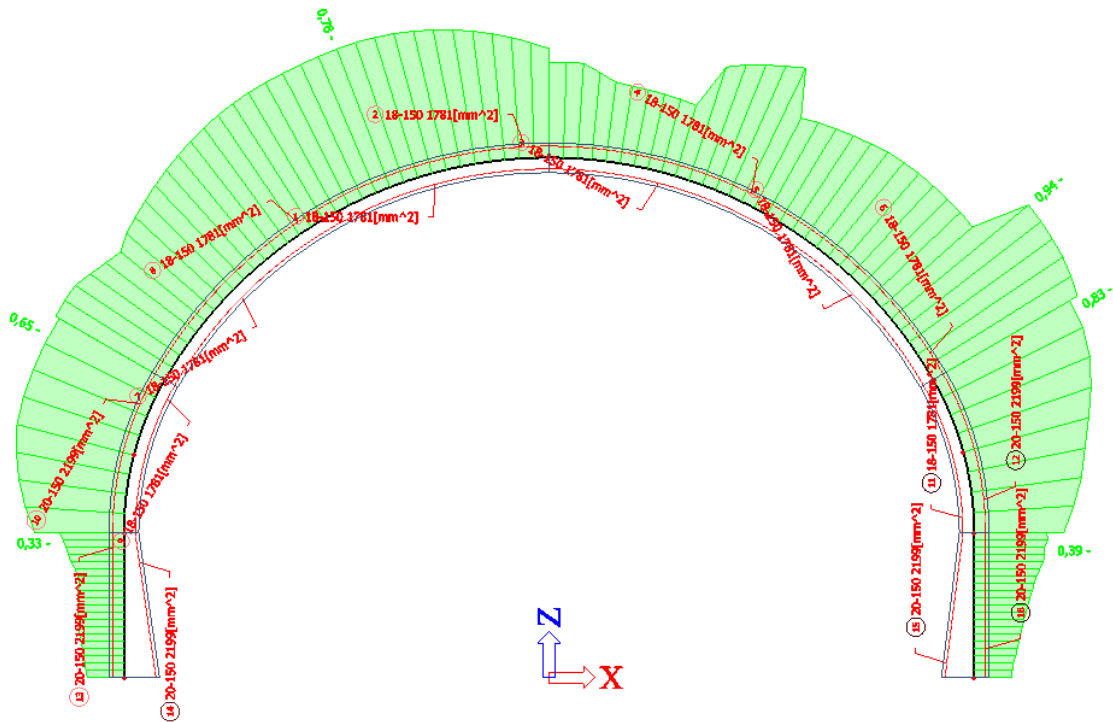
Schématický výkres příčné výztuže se nachází v příloze č. 6: Schéma příčné výztuže v řezu km 0,900.

4.3.7 Posouzení mezního stavu únosnosti

Mezní stav únosnosti byl posuzován programem SCIA Engineer 16.0, modulem Beton 15, kdy do výpočtu vstupovaly všechny kombinace pro mezní stav únosnosti. Posouzení je znázorněné průběhem jednotkového posudku (UC) na následujících obrázcích. V rámci posouzení mezního stavu únosnosti byly uvažovány dva posudky – posouzení mezních přetvoření a posouzení interakčním diagramem.



Obrázek 59 Jednotkové posouzení MSÚ – metoda mezních přetvoření



Obrázek 60 Jednotkové posouzení MSÚ – interakční diagram

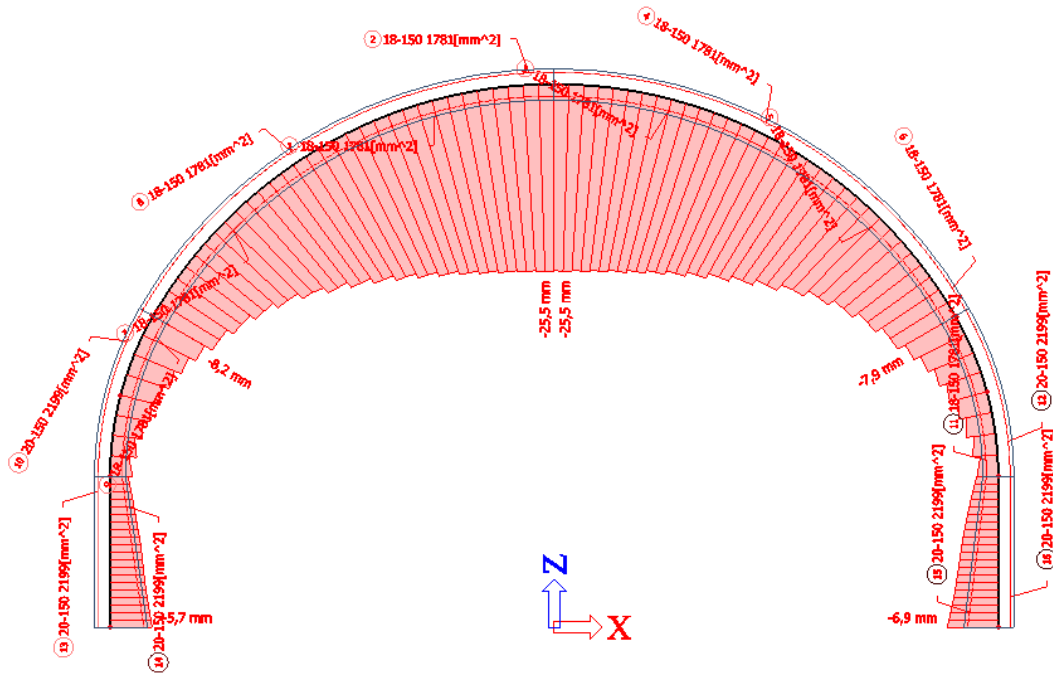
Z výsledků posouzení lze konstatovat, že navržená výztuž nacházející se na obr. 58 a v příloze č. 6 vyhovuje na MSÚ, maximální využití je 94 %.

Kompletní posudek mezního stavu únosnosti pro všechny modelované prvky ostění včetně rozepsání postupů se nachází v příloze č. 12: Výpočet ostění a patky tunelu.

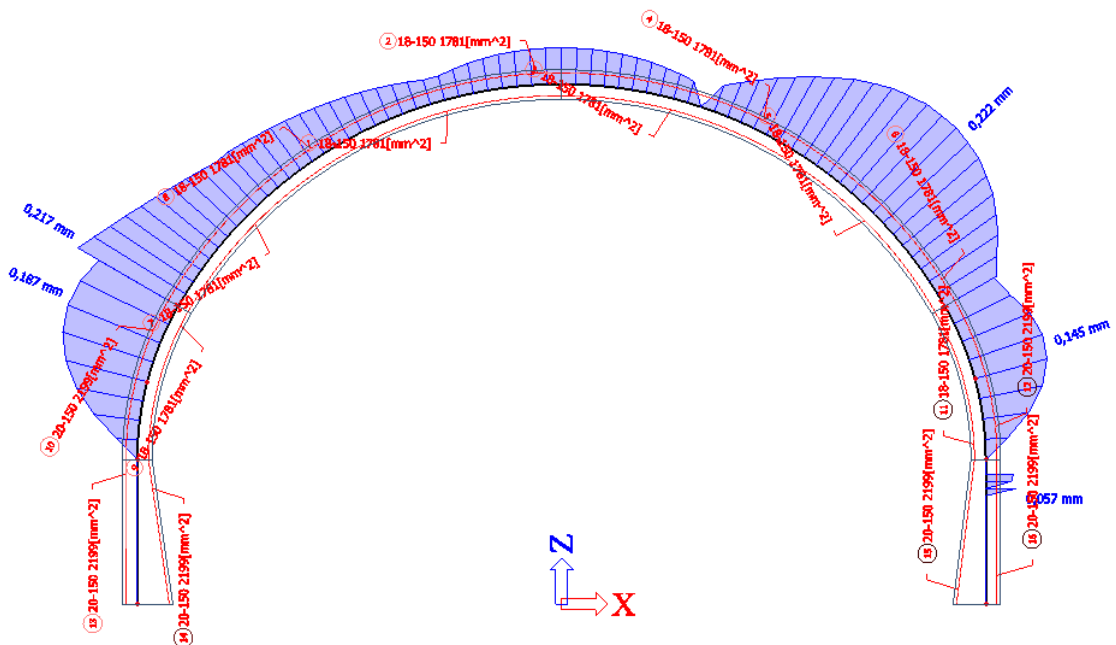
4.3.8 Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav použitelnosti byl posuzován programem SCIA Engineer 16.0, modulem Beton 15, kdy do výpočtu vstupovaly všechny kombinace pro mezní stav použitelnosti. Posouzení je znázorněné průběhem jednotkového posudku (UC) na následujících obrázcích. V rámci výpočtu MSP byly uvažovány posudky průhybu konstrukce a omezení šířky trhlin. Maximální povolená šířka trhliny je 0,3 mm pro konstrukce tohoto typu [12].

Veškerý výpočet mezního stavu použitelnosti je proveden s uvažováním smršťování betonu i dotvarováním od působení stálého zatížení. Program SCIA Engineer 16.0 nelinearity od smršťování a dotvarování do výpočtu MSP zavádí pomocí nelineárních kombinací pro beton, ve kterých jsou definovány kombinace pro určení průhybu od dotvarování a od působení dlouhodobého zatížení.



Obrázek 61 Posouzení MSP – celkový průhyb [mm]



Obrázek 62 Posouzení MSP – šířka trhlin [mm]

Maximální šířka trhliny na konstrukci ostění $w = 0,222 \text{ mm} \leq w_{\text{max}} = 0,300 \text{ mm}$.

Z výsledků posouzení mezního stavu použitelnosti lze konstatovat, že navržená výztuž nacházející se na obr. 58 a v příloze č. 6 vyhovuje na MSP.

Kompletní posudek mezního stavu použitelnosti pro všechny modelované prvky ostění včetně rozepsání postupů se nachází v příloze č. 12: Výpočet ostění a patky tunelu.



4.4 Výpočet patky tunelu

Posouzení patky tunelu bylo provedeno pro 1. i 2. mezní stav. Pro výpočet a následné posouzení byl použit program GEO5 2017 - Patky.

Výpočet 1. mezního stavu se provedl podle návrhového přístupu 2, který je charakteristický zvyšováním zatížení dílčími součiniteli a redukcí odporu zeminy.

Do výpočtu vstupovaly návrhové a charakteristické hodnoty svislého a vodorovného zatížení v patě tunelu spočtené při výpočtu ostění. Uvažovaná stálá zatížení jsou ZS1 – vlastní tíha ostění a ZS2.1 – tíha plného nadloží. Tíhu patky program dopočítává automaticky na základě geometrie a materiálu patky.

Patka byla uvažována jako excentrická, založená ve zdravých pískovcích s hladinou podzemní vody v úrovni 0,5 m pod základovou spárou, způsob výpočtu – patka na skalním podloží.

Jelikož nebyly známy parametry horniny pro výpočet patky na skalním podloží podle Xiao-Li Yanga a Jian-Hua Yina (standardní výpočet) [15], byl zvolen způsob výpočtu podle EN 1997-1:2003 [7,16].

4.4.1 Vlastnosti základové půdy

K4, zdravý až slabě navětralý pískovec, R3

Objemová tíha zeminy: $\gamma = 22,5 \text{ kN/m}^3$

Pevnost v prostém tlaku: $\sigma_c = 10 \text{ MPa}$

Úhel vnitřního tření horniny: $\phi = 32^\circ$

Typ horniny [16]: skupina 3 – slabě zpevněné pískovce

Vzdálenost diskontinuit: $S_d = 0,20 \text{ m}$

Modul přetvárnosti: $E_{\text{def}} = 200 \text{ MPa}$

Poissonovo číslo: $\nu = 0,27$

Pozn. vlastnosti základové půdy byly pro výpočet mezních stavů stanoveny obezřetným odhadem s uvážením doporučených hodnot dle ČSN 73 1001: Základová půda pod plošnými základy [17].

4.4.2 Posouzení 1. mezního stavu

Posuzované návrhové síly

Svislá síla: 1 705,77 kN

Tíha základu: $39,81 \cdot 1,35 = 53,74 \text{ kN}$

Celkem svislé zatížení:	1759,51 kN
Vodorovná síla:	190,15 kN

Posouzení svislé únosnosti

Výpočtová únosnost zákl. půdy	$R_d = 1130,95 \text{ kPa}$
Extrémní kontaktní napětí	$\sigma = 1078,87 \text{ kPa}$

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

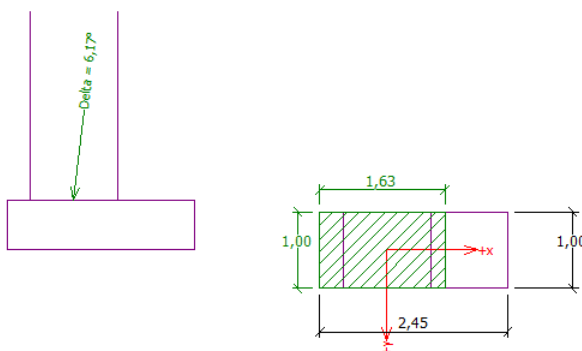
Max. excentricita ve směru délky patky	$e_x = 0,168 < 0,333$
--	-----------------------

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení horizontální únosnosti

Horizontální únosnost základu	$R_{dh} = 991,60 \text{ kN}$
Extrémní horizontální síla	$H = 190,15 \text{ kN}$

Vodorovná únosnost VYHOVUJE



Obrázek 63 excentricita při výpočtu 1. MS

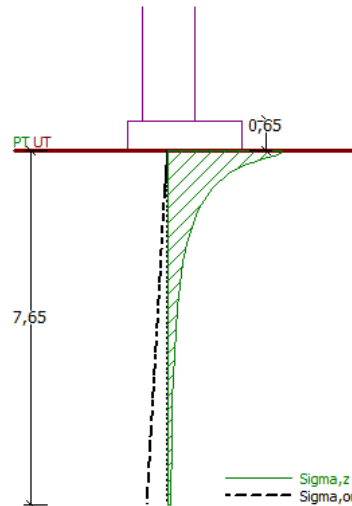
4.4.3 Posouzení 2. mezního stavu

Posuzované charakteristické síly

Svislá síla:	1263,53 kN
Tíha základu:	39,81 kN
Celkem svislé zatížení:	1303,34 kN
Vodorovná síla:	140,85 kN

Celkové sednutí:

Sednutí základu	= 2,4 mm
Hloubka deformační zóny	= 7,65 m

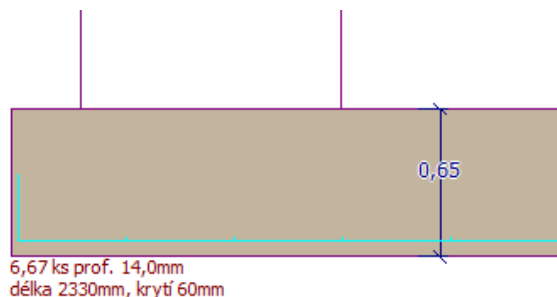


Obrázek 64 Znárodnění výpočtu 2. MS

4.4.4 Návrh výztuže patky

Podélná výztuž patky byla navržena na základě výsledků 1. mezního stavu a s přihlédnutím ke krytí (60 mm) programem GEO5 2017 - Patky.

Navržená příčná výztuž: $\varnothing 14$ á 150 mm



Obrázek 65 Schéma příčné výztuže patky

Posouzení výztuže železobetonového základu

Posouzení příčné výztuže základu:

Stupeň vyztužení	$\rho = 0,18 \% > 0,13 \% = \rho_{\min}$
Poloha neutrálné osy	$x = 0,04 \text{ m} < 0,36 \text{ m} = x_{\max}$
Moment na mezi únosnosti	$M_{\text{Rd}} = 252,79 \text{ kNm} > 91,96 \text{ kNm} = M_{\text{Ed}}$

Průřez VYHOVUJE.

Posouzení patky na protlačení

Výpočet maximální únosnost na obvodu sloupu:

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy	=	800,67 kN
Síla přenášená smykovou pevností ŽB	=	905,10 kN



Uvažovaný obvod sloupu	u_0	=	1,73 m
Smykové napětí na obvodu sloupu	$v_{Ed,max}$	=	0,90 MPa
Únosnost na obvodu sloupu	$v_{Rd,max}$	=	2,94 MPa

Výpočet kritického průřezu bez smykové výztuže:

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy		=	1311,09 kN
Síla přenášená smykovou pevností ŽB		=	394,68 kN
Vzdálenost průřezu od sloupu		=	0,43 m
Délka průřezu	u	=	1,00 m
Smykové napětí na průřezu	v_{Ed}	=	0,68 MPa
Únosnost nevyztuženého průřezu	$v_{Rd,c}$	=	0,84 MPa

$v_{Ed} < v_{Rd,c} \Rightarrow$ Výztuž není nutná

Základ na protlačení VYHOVUJE.



5 Technologie výstavby

Lhůta výstavby a předpokládaný termín zahájení a dokončení stavby

Doba výstavby přeložky silnice I/16 Jizerní Vtelno se uvažuje na přibližně tři roky. Předpokládá se začátek stavebních prací roku 2020 s kompletním dokončením stavby v roce 2023. [5]

Etapizace stavby přeložky [5]

Stavba začne nejprve realizací provizorních přeložek a přípojek inženýrských sítí, výstavbou přístupové komunikace k zámku Stránov pro dopravu i pěší a zatrubněním vodoteče. Následně se začne hloubit stavební jáma pro tunel Stránov. Před začátkem hloubení nebo zároveň s ním bude stavební jáma zajišťována záporovým kotveným pažením v pokryvných útvarech a zesvahována a zajištěna ve vrstvách pískovců. Stavba stavební jámy bude pokračovat od západu k východu až do místa plánovaného Mělnického portálu. Deponování vytěžené zeminy je předpokládáno v místě stávajícího potoka, který bude zatrubněn.

Po vyhloubení celé stavební jámy pro tunel začne betonáž ostění, betonáž bude postupovat směrem od Mělnického k Mladoboleslavskému portálu. Po zhotovení celé nosné konstrukce a souvisejících částí bude tunel zpětně zasypán, a to nejprve v místě definitivního vedení přístupové komunikace k zámku, kde začne stavba její stavba. V tunelu budou práce pokračovat instalací technologického vybavení, zatímco před Mělnickým portálem začne výstavba hlavní trasy přeložky výkopem a zajištěním zářezu. Vytěženou zeminou pak bude zpětně zasypán i zbylý rozsah tunelu a následně budou realizovány definitivní přeložky inženýrských sítí.

Po dokončení výkopů a zajištění zářezu hlavní trasy za Mělnickým portálem bude pokračovat stavba trasy v úseku za Mladoboleslavským portálem. Stavba obou úseků silnic bude provedena za povolení jízdy dopravních prostředků po stávající komunikaci, pouze v době napojení přeložky na současnou trasu se doprava převede do předem vybudované poloviny nové komunikace a druhá se dokončí.

Výstavba stavební jámy pro tunel

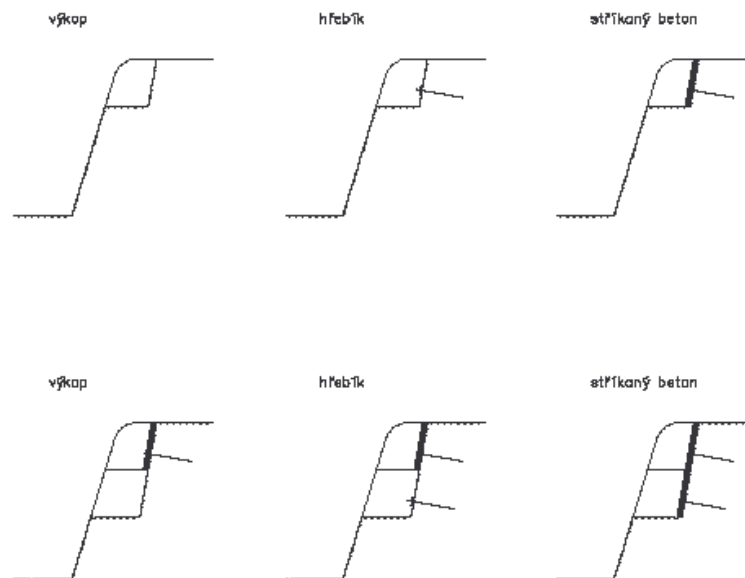
Před začátkem samotného hloubení se v dostatečném předstihu provedou nejprve vrty pro záporový HEB, které se následně osadí a zalijí zálivkou. Po instalaci záporového pažení se začne s hloubením jámy po etapách za současného pažení dřevěnými

pažinami. Zápory jsou kotveny v jedné nebo ve dvou úrovních kotev. Po vyhloubení zeminy vždy 0,5 m pod úroveň navržené kotvy se na HEB profil přivaří převázka z dvojic U-profilů a následně se realizuje kotva, jejíž technologický postup vybudování kotev se sestává z následujících fází [10]:

- a) provádění maloprofilového vrtu
- b) vyplnění vrtu zálivkou
- c) výroba, doprava, manipulace a osazení kotvy
- d) injektáž kořene kotvy a popř. reinjektáž
- e) napínání kotvy, zkoušení kotvy, příp. osazení dynamometru před napnutím

Po zhotovení všech úrovní kotev bude jáma vyhloubena na finální úroveň, resp. do úrovně navrženého zahřebíkováného svahu.

Vrstvy pískovců budou rozrušovány impaktory, frézemi, případně v nižších polohách i trhacími pracemi. Postup hřebíkování a odebírání skalního svahu je zřejmý z následujícího obrázku [10].



Obrázek 66 Schéma pracovního postupu provádění hřebíkováného svahu [10]

V místě lavičky mezi dvěma spodními svahy je navržena kotva, která bude vyvrtána, instalována a napnuta po zhotovení převázky ze stříkaného betonu a Larsen ocelového profilu. Po napnutí kotvy bude stejným způsobem jako na obr. 60 realizován nejspodnější svah a jáma dohloubena do úrovně základové spáry.



Výstavba tunelu

Po vyčištění základové spáry a srovnání terénu podkladním betonem se nejprve zhotoví patky tunelu, poté se na ně postaví bednění kopírující definitivní tvar ostění a následně začne odspoda postupná betonáž každého bloku tunelového ostění. Blok tunelu bývá obvykle dlouhý 10 – 12 m a je od sousedního oddělen dilatační spárou. Po odbednění ostění a následné realizaci izolačních vrstev ostění mohou začít současně další dvě fáze výstavby – realizace vnitřního vybavení tunelu, včetně technologického vybavení a pokládání drenáží a kanalizace, a fáze zasypávání tunelu zásypem. Zásyp se nejprve provede v místě definitivní přeložky komunikace na zámek Stránov a poté v ostatních částech tunelu. Sypaná zemina se ukládá po vrstvách o tloušťce max. 300 mm a následně je hutněna pojezdy vibračních válců. V portálových oblastech je současně nebo před zasypáním zhotoven portál tunelu z gabionových bloků. Po zasypání kompletní délky tunelu na finální úroveň terénu budou svahy zatravněny nebo jiným způsobem ozeleněny. Současně s výstavbou tunelu je stavěn provozně technický objekt včetně jeho technologického vybavení a sdružené plochy před objektem.



6 Geotechnický monitoring

Návrh a provádění geotechnického monitoringu (dále GTM) se řídí v případě stavby a provozu tunelu Stránov technickými podmínkami (TP), technicko-kvalitativními podmínkami staveb (TKP) a podmínkami pro dokumentaci staveb (TKP-D) Ministerstva dopravy ČR. Níže uvedený text vychází z TP 237: Geotechnický monitoring tunelů pozemních komunikací [18] a TKP-D 7: Tunely, podzemní objekty a galerie (tunelové stavby) [19].

Pod pojmem geotechnický monitoring se skrývá soubor měření a pozorování spočívající ve sledování a kontrole odezvy horninového prostředí na stavbu a ve sledování vyvolaných účinků v zóně ovlivnění, která se nacházejí v blízkosti stavby. Geotechnická měření a sledování signalizují v předstihu stavby, které mohou vést ke vzniku mimořádných událostí. Zvyšují bezpečnost práce a předpovídají další vývoj chování horninového prostředí, či konstrukcí. Jsou jednou z podmínek pro použití observační metody při návrhu a realizaci díla a pomáhají řešit rizika stavby.

Monitorovací měření se v předmětném území realizují v předstihu před začátkem stavební činnosti tak, aby bylo možné zdokumentovat původní (stavbou neovlivněný), klidový stav horninového prostředí. Tento monitoring se nazývá předstihový a je ho potřeba provádět minimálně po dobu jednoho roku před zahájením stavby, jelikož po tuto dobu lze sledovat klimatické vlivy, které mají značný vliv na chování horninového prostředí.

Rozdělení GTM na jednotlivé části z hlediska období provádění:

- Předstihový GTM – mapuje stávající stav před zahájením prací, sleduje se prostředí bez vlivu stavby
- Bezpečnostní (operativní) GTM – sleduje se aktuální rozsah a velikosti vyvolaných účinků výstavbou díla
- Periodický (kontrolní) GTM – je vykonáván před zahájením stavby, po dobu výstavby i po jejím dokončení, slouží k mimo jiné pro kontrolu celého systému instalovaných bodů a k posouzení možných škod na objektech vzniklých vlivem stavby
- Trvalý GTM – provádí se na vybraných bodech či konstrukcích v zóně ovlivnění a na vlastních stavebních objektech v době užívání (po dokončení stavby)



6.1 Metody geotechnického monitoringu

Pasportizace objektů

Pasportizace je jedním z výchozích podkladů pro stanovení rozsahu měření GTM a zároveň slouží jako základní podklad pro řešení sporů ohledně poškození objektů během stavby v zóně ovlivnění. Pasportizace objektů se provádí v následujících etapách přípravy stavby v rámci:

- studie – stanovení rozsahu inventarizace objektů
- dokumentace pro územní rozhodnutí (DÚR) a stavební povolení (DSP) – inventarizace objektů (DÚR) a stavebně technický průzkum (DSP)
- zadávací dokumentace stavby – podrobná pasportizace, platnost max. 1 rok
- realizační dokumentace stavby – opětovná pasportizace, případně zpřesnění podle výsledků probíhajícího GTM
- dokumentace skutečného provedení stavby – repasportizace objektů po dokončení stavby

Sdružené profily

Pojem sdružený profil pro sledování představuje kombinaci různých monitorovacích prvků často umístěných v jedné pomyslné přímce kolmé na osu díla. Z výsledků jednotlivých měřících metod lze v daném profilu sledovat celkovou odezvu v horninové oblasti a tu pak porovnávat např. s deformacemi zápor, se silami v kotvách, deformacemi ostění tunelu atd.

Je tedy vhodné umísťovat jednotlivá sledovací zařízení pro monitoring ve sdružených profilech, příkladem může být: měření sedání na objektu v blízkosti zámku – inklinometrické měření za rubem zápor – měření síly v kotvě / kotvách – osazení měřících bodů na zastříkaném pískovcovém svahu – měření konvergencí v tunelu. V závislosti na délce tunelového díla (cca 230 m) jsou navrženy tři sdružené profily, dva v portálových částech tunelu a jeden zhruba uprostřed díla.

Inklinometry - měření vodorovných deformací horninového masivu

Pro sledování horizontálních pohybů uvnitř horninového masivu se používají inklinometrické vrty, které jsou schopny sledovat deformace ve směru kolmém na svou osu. Při pravidelném měření metoda spolehlivě určí hloubku, rychlost a směr pohybu počínající horizontální deformace svahu. Inklinometrická měření budou realizována



minimálně rok před začátkem výstavby tunelu a pohyby svahu sledovány po dobu výstavby i po jejím skončení.

V rámci stavby tunelu Stránov bude sledován svah nad provozně-technickým objektem a zastavěné území historickými budovami severně od projektovaného tunelu. Inklinometrické sondy v této oblasti budou sledovat pohyby celého svahu a s dostatečným předstihem varovat před poškozením historických, často podsklepených, budov. V době stavby budou sledovány také deformace záporové stěny, kde do vybraných míst za rubem stěny budou osazeny inklinometrické pažnice pro vyhodnocování zeminy za záporovým pažením.

Měření sedání na objektech v zóně sledování

Na vybraných objektech v blízkosti stavby tunelu Stránov, zejména na historických zámeckých stavbách, budou umístěny body pro měření sedání objektu metodou nivelace nebo polární metodou. Obdobně budou sledovány i nově vybudované konstrukce, zejména konstrukce hloubeného tunelu.

Sledování síly v kotvách

Síly v kotvách budou kontrolovány pomocí dynamometrů instalovaných na vybraných význačných kotvách záporového pažení, resp. kotvách zajišťující skalní svah. Dynamometry pro sledování sil v kotvách budou umístěn v návaznosti na inklinometrické vrty instalované za rubem záporového pažení ve sdružených profilech.

Sledování deformace záporového pažení a hřebíkováného svahu

Již ve fázi hloubení budou osazovány měřičské body pro 3D sledování na konstrukce záporového pažení a následně i skalního zahřebíkováného, zastříkaného svahu. Pro zjištění chování celého svahu v době hloubení je vhodné body opět sdružovat do tzv. sdružených profilů.

Sledování deformace tunelového profilu

Před začátkem zasypávání tunelu budou po cca 20-24 m délky tunelu (1. vždy v portálovém bloku a dále ob jeden blok) instalovány konvergenční profily pro sledování deformací tunelového ostění. Konvergenční profil se skládá z 5-ti měřičských bodů upevněných do ostění. Totální stanicí se měří vzdálenosti mezi jednotlivými body a dále se vyhodnocují se jejich vzájemné posuny. Měření konvergencí ostění je pro hloubení tunel velmi důležité, jelikož tak lze dle výsledků upravovat zasypávání a sledovat reakci



ostění. Měření konvergencí bude pokračovat i po dokončení stavby tunelu při jeho užívání, pro trvalý monitoring se vytipují konvergenční profily po cca 40 m.

Sledování účinků trhacích prací

V případě použití trhacích prací bude umístěna v zámku Stránov po dobu realizace automatická souprava pro trvalé sledování účinku trhacích prací na objekt.

Sledování hladiny podzemní vody

Dle průzkumných prací se zde nepředpokládají komplikace při stavbě od vlivu snížení hladiny podzemní vody, jelikož v dosahu snížení hladiny se nevyskytují žádné běžné studně.

Zdrojem pitné vody pro obec Jizerní Vtelnو je studna nacházející se na okraji obce, hladinu ve studni bude nutné sledovat již před začátkem stavby a pokračovat ve sledování i po dokončení realizace díla. Dalším sledovaným vrtem bude vystrojený hydrovrt HJ10.

Měření trhlin na objektech

Na základě výsledků podrobné pasportizace objektů bude navržen systém sledování trhlin na objektech. Trhliny budou sledovány pomocí páskových měřidel, příložných deformetrů či sádrových pásků pro indikaci pohybu.

Sledování inženýrských sítí

V blízkosti stavby se nachází kanalizace, vodovod a kabelové trasy. Většina z nich bude po dobu výstavby tunelu provizorně a následně po dokončení díla trvale přeložena. Všechny inženýrské sítě budou po dobu výstavby sledovány např. prosvětlováním, sledováním vnějších armatur a měřících bodů atd.

Stálý geotechnický dozor

V průběhu stavebních prací bude probíhat geotechnický dozor specialisty geotechnika. Bude provádět zatřídění zemin a hornin, tektonická měření, hydrogeologická měření včetně chemizmu podzemní vody.



7 Závěr

Hlavním cílem diplomové práce byl návrh a výpočet zajišťujících a definitivních konstrukcí hloubeného tunelu Stránov, který je součástí stavby přeložky silnice I/16. V současné době prochází průtah zástavbou obce Jizerní Vtelno a vzhledem ke stále se zvyšující intenzitě silniční osobní i nákladní dopravy a s tím související snížení bezpečnosti a kvality života v obci je současná trasa nevyhovující. Řešení přeložky hloubeným tunelem Stránov je vzhledem k zásahu do krajiny a pohledu na zámek přívětivý, jelikož se po dokončení stavby původní krajinný i historický ráz oblasti nezmění. Mezi další přednosti tunelu Stránov patří zamezení hlukových emisí a snížení jízdního času.

Diplomová práce byla rozdělena do kapitol zabývajících se postupně úvodními informacemi o území, přeložce i samotným tunelem. Následovaly část věnující se statickému řešení zajišťujících a definitivních konstrukcí tunelu a závěrem byla stručně popsána technologie výstavby tunelu a geotechnický monitoring.

První část práce se zaměřovala na současný stav silnice I/16, přiblížení lokality, geologických i hydrogeologických poměrů v místě projektovaného tunelu. Po úvodních informacích následovalo přiblížení samotné stavby, silniční trasy a předmětného hloubeného tunelu Stránov. Tunel byl popsán z hledisek konstrukčního řešení i navrženého technologického vybavení.

Druhá část diplomové práce se zabývala návrhem a posouzením zajištění stavební jámy. Pro výpočet zajištění byly vybrány dva charakteristické řezy v km 0,721 a v km 0,900. První zmíněný řez je charakteristický nízkým nadložím tunelu, reprezentuje oblast zajištění pokryvných útvarů záporovým kotveným pažením z ocelových HEB profilů. Zajištění bylo vypočítáno po levé i pravé straně stavební jámy. Ve druhém řezu v km 0,900, který je charakteristický maximální výškou nadloží tunelu, bylo navrženo zajištění kombinované. Pokryvné útvary jsou zajištěny záporovým kotveným pažením z ocelových profilů a následné zajištění vrstev slabě navětralých až zdravých pískovců bylo navrženo jako hřebíkováný, v jedné úrovni kotvený, skalní svah s povrchem zastříkaným betonem. Výpočet a posouzení záporového pažení bylo provedeno po levé i pravé straně stavební jámy. Hřebíkováný skalní svah byl vypočten pouze na levé straně stavební jámy, jelikož jeho výška převyšuje výšku svahu protějščího a za rubem záporového ostění je oproti protějščímu svahu povolen pohyb mechanizace.



Třetí část byla zaměřena na návrh a výpočet definitivního ostění tunelu v řezu v km 0,900. Navrženo bylo ostění z betonu C30/37 podkovovitého tvaru o tloušťce 500 mm, ve spodních částech zvětšené o tzv. sloní nohou a podepřené patkami o výšce 650 mm a šířce 2450 mm. V závislosti na zvoleném zásypu, postupu zasypávání, teplotních změnách, smršťování a možnosti pohybu dopravy byla stanovena zatížení působící na konstrukci ostění. Další výpočty s uvažováním kombinací zatížení pro oba mezní stavy byly provedeny programem SCIA Engineer 16.0, ve kterém byl v závislosti na spočtených vnitřních silách proveden návrh a následně i posudek ostění na první i druhý mezní stav. Po vypočtení návrhových a charakteristických sil v podporách modelované konstrukce následovalo posouzení navržených základových pasů tunelu.

Po částech práce věnujících se statickému řešení hloubeného tunelu následovaly kapitoly o technologii výstavby tunelu Stránov a o geotechnickém monitoringu před výstavbou, v době stavby i po jejím skončení. Geotechnický monitoring je v případě hloubených tunelů a navrženého zajištění jámy důležitý, jelikož pomáhá předpovídat chování horninového prostředí, zajišťujících konstrukcí stavební jámy, kontroluje správnost návrhu i chování definitivního ostění při zasypávání a lze v závislosti na odezvě ostění optimalizovat mocnosti jednotlivých vrstev zásypu tunelu.



8 Seznam použitých zdrojů

- [1] Silnice I/16. Wikipedie [online]. [cit. 2016-10-22]. Dostupné z:
https://cs.wikipedia.org/wiki/Silnice_I/16
- [2] ATELIÉR PROJEKTOVÁNÍ INŽENÝRSKÝCH STAVEB S.R.O. *Záměr projektu: I/16 Jizerní Vtelno - přeložka*. 2015.
- [3] Auto.idnes.cz. *Na vlastní volant: po české silnici smrti* [online]. 2009 [cit. 2016-10-22]. Dostupné z: http://auto.idnes.cz/na-vlastni-volant-po-ceske-silnici-smrti-ffi-automoto.aspx?c=A091125_203827_automoto_fdv
- [4] *Mapy Seznam* [online]. [cit. 2016-10-22]. Dostupné z: <https://www.mapy.cz>
- [5] PRAGOPROJEKT A.S. Dokumentace pro územní rozhodnutí: I/16 Jizerní Vtelno - přeložka. 2016.
- [6] DYWIDAG – Geotechnika. *Lanové kotvy*. [online]. [cit. 2017-01-07]. Dostupné z:
http://www.dywidag-systems.com/uploads/media/DYWIDAG-Lanove_kotvy_01.pdf
- [7] ČSN EN 1997-1: Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla. 2006.
- [8] ČSN EN 1993-1-1: Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. 2006
- [9] FINE,. *Online nápověda GEO5: Modul reakce podle Schmitta* [online]. [cit. 2016-11-28]. Dostupné z: <http://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/modul-reakce-podle-schmitta-01/>
- [10] MASOPUST, Jan. *Navrhování základových a pažicích konstrukcí: příručka k ČSN EN 1997*. 1. vyd. Praha: Pro Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě vydalo Informační centrum ČKAIT, 2012, 208 s. ISBN 978-80-87438-31-2.
- [11] BARTÁK, Jiří, HOŘEJŠÍ, Jiří a ZAPLETAL, Aleš. *Doporučení pro zpracování statických výpočtů ražených tunelů dle EC*. 2010.
- [12] ČSN EN 1992-1-1: Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Ed 2. 2011.
- [13] MAKÁSEK, Petr, PRAGOPROJEKT A.S. *Statické výpočty tunelu Svrčinovec*. 2007.
- [14] ČSN EN 1990: Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. Ed 2. 2011.



- [15] FINE. *Online nápověda GEO5 Patky: Únosnost základu na skalním podloží: Standardní výpočet* [online]. [cit. 2017-01-03]. Dostupné z:
<http://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/standardni-vypocet-03/>
- [16] FINE. *Online nápověda GEO5 Patky: Únosnost základu na skalním podloží: Výpočet podle EC 7-1 (EN 1997-1:2003)* [online]. [cit. 2017-01-03]. Dostupné z:
<http://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/vypocet-podle-ec-7-1-en-1997-1-2003-01/>
- [17] ČSN 73 001. *Základová půda pod plošnými základy*. 1987.
- [18] ROZSYPAL, Alexandr a ARCADIS--GEOTECHNIKA A.S. *TP-237: Geotechnický monitoring tunelů pozemních komunikací*. Ministerstvo dopravy, 2011.
- [19] *TKP-D - kapitola 7: TUNELY, PODZEMNÍ OBJEKTY A GALERIE (tunelové stavby)*. Praha: Ministerstvo dopravy, 2016.
- [20] *Vzorové listy - kapitola 5: Tunely (VL 5)*. Praha: Ministerstvo dopravy, 2008.
- [21] ČSN EN 1998-1: Eurokód 8: *Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení - Část 1: Obecná pravidla, seizmická zatížení a pravidla pro pozemní stavby*. 2006.
- [22] ČSN 6133: *Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací*. 2010.
- [23] ČSN 73 7507: *Projektování tunelů pozemních komunikací*. 2013.
- [24] *TP 170: Navrhování vozovek pozemních komunikací - dodatek*. Ministerstvo dopravy, 2010.
- [25] *TP 98 – změna 1: Technologické vybavení tunelů pozemních komunikací*. Ministerstvo dopravy, 2010.
- [26] FINE. *Online nápověda GEO5 Pažení posudek: Metoda závislých tlaků* [online]. [cit. 2017-01-07]. Dostupné z: <http://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/metoda-zavislych-tlaku-01/>
- [27] Podklady pro předmět MPSK předané Ing. Alexandrem Butovičem, PhD. 2016

9 Seznam obrázků

Obrázek 1	Nedostatečný poloměr oblouku pro průjezd nákladních vozidel [2]	10
Obrázek 2	Nároží budovy s nedostatečným úzkým průjezdem [2]	11
Obrázek 3	Zdevastované nároží budovy [2]	11
Obrázek 4	Zákres míst dopravních nehod na silnici I/16 v obci Jizerní Vtelno [2]	12
Obrázek 5	Širší mapa okolí s vyznačením silnice I/16 a obce Jizerní Vtelno [4]	13
Obrázek 6	Mapa okolí obce Jizerní Vtelno [5]	13
Obrázek 7	Výřez z celkové situace stavby I/16 Jizerní Vtelno – přeložka [5]	14
Obrázek 8	Průjezdový profil tunelu kategorie T-11,0.....	26
Obrázek 9	Kategorizace tunelů z hlediska bezpečnostního vybavení (logaritmické měřítko) s vyznačením tunelu Stránov [25]	29
Obrázek 10	Vzorový příčný řez tunelem.....	33
Obrázek 11	Záporové pažení po levé straně jámy v řezu km 0,721	36
Obrázek 12	Záporové pažení po pravé straně jámy v řezu km 0,721.....	36
Obrázek 13	Obálka deformací a vnitřních sil levého záporového pažení v km 0,721..	40
Obrázek 14	Znázornění smykové plochy při finálním dohloubení pro levé záporové pažení v km 0,721	41
Obrázek 15	Obálka deformací a vnitřních sil pravého záporového pažení v km 0,721	47
Obrázek 16	Znázornění smykové plochy při finálním dohloubení jámy pro pravé záporové pažení v km 0,721	48
Obrázek 17	Záporové pažení po levé straně jámy v řezu km 0,900	52
Obrázek 18	Záporové pažení po pravé straně jámy v řezu km 0,900.....	53
Obrázek 19	Výpočtové parametry zemin v řezu 0,900 km.....	54
Obrázek 20	Obálka deformací a vnitřních sil levého záporového pažení v km 0,721..	56
Obrázek 21	Znázornění smykové plochy při III. etapě hloubení pro levé záporové pažení v km 0,900	57
Obrázek 22	Znázornění smykové plochy při IV. etapě hloubení pro levé záporové pažení v km 0,900	57
Obrázek 23	Obálka deformací a vnitřních sil pravého záporového pažení v km 0,900	62
Obrázek 24	Znázornění smykové plochy při IV. etapě hloubení pro pravé záporové pažení v km 0,900	63



Obrázek 25	Znázornění smykové plochy při VI. etapě hloubení pro pravé záporové pažení v km 0,900	63
Obrázek 26	Příčný řez zajištěným svahem vlevo v km 0,900	67
Obrázek 27	Rozhraní a přiřazení zemin při výpočtu svahu v km 0,900	70
Obrázek 28	Síť konečných prvků při výpočtu skalního svahu v km 0,900	71
Obrázek 29	2. a 3. fáze výpočtu skalního svahu v km 0,900	71
Obrázek 30	5. a 6. fáze výpočtu skalního svahu v km 0,900	72
Obrázek 31	8. a 9. fáze výpočtu skalního svahu v km 0,900	72
Obrázek 32	13. a 15. fáze výpočtu skalního svahu v km 0,900	73
Obrázek 33	Znázornění výskytu plastických deformací zeminy při posouzení stability skalního svahu v km 0,900 – 13. etapa výpočtu	74
Obrázek 34	Deformace ve svislém směru se znázorněním deformované sítě (kladný směr dolů)	75
Obrázek 35	Deformace ve vodorovném směru se znázorněním deformované sítě (kladný směr vlevo)	75
Obrázek 36	Průběh momentů na nosnících stříkaného betonu	76
Obrázek 37	Průběh normálových sil na nosnících stříkaného betonu	76
Obrázek 38	Vykreslení osových sil v hřebících (na 1 m')	76
Obrázek 39	Deformace ve svislém směru se znázorněním deformované sítě (kladný směr dolů)	77
Obrázek 40	Deformace ve vodorovném směru se znázorněním deformované sítě (kladný směr vlevo)	77
Obrázek 41	Průběh momentů na nosnících stříkaného betonu	78
Obrázek 42	Průběh normálových sil na nosnících stříkaného betonu	78
Obrázek 43	Vykreslení osových sil v hřebících (na 1 m') a kotvách	78
Obrázek 44	Posouzení stříkaného betonu interakčním diagramem v řezu km 0,900..	81
Obrázek 45	Schématický příčný řez ostěním tunelu	82
Obrázek 46	Výpočtový model ostění	83
Obrázek 47	Schéma působícího zatížení ZS2.1	84
Obrázek 48	Schéma působícího zatížení ZS2.2	85
Obrázek 49	Schéma působícího zatížení ZS2.3	85
Obrázek 50	Schéma působícího zatížení ZS2.4	86
Obrázek 51	Schéma působícího zatížení ZS3	87



Obrázek 52	Schéma působícího zatížení ZS4	87
Obrázek 53	Schéma působícího zatížení ZS5	88
Obrázek 54	Schéma působícího zatížení ZS7	90
Obrázek 55	Průběh normálových sil na ostění v kN/m'	91
Obrázek 56	Průběh ohybového momentu na ostění v kNm/m'	92
Obrázek 57	Vykreslení požadované plochy výztuže v mm ² /m'	92
Obrázek 58	Schéma rozmístění příčné výztuže	93
Obrázek 59	Jednotkové posouzení MSÚ – metoda mezních přetvoření	93
Obrázek 60	Jednotkové posouzení MSÚ – interakční diagram	94
Obrázek 61	Posouzení MSP – celkový průhyb [mm]	95
Obrázek 62	Posouzení MSP – šířka trhlin [mm].....	95
Obrázek 63	excentricita při výpočtu 1. MS.....	97
Obrázek 64	Znázornění výpočtu 2. MS	98
Obrázek 65	Schéma příčné výztuže patky	98
Obrázek 66	Schéma pracovního postupu provádění hřebíkového svahu [10]	101



10 Seznam tabulek

Tabulka 1	Popis provedených průzkumných vrtů [5]	18
Tabulka 2	Geotechnické typy v zájmovém území [5]	18
Tabulka 3	Geotechnické charakteristiky zastižených zemin a hornin dle GTP [5].....	23
Tabulka 4	Základní parametry pramencových kotev DYWIDAG [6]	37
Tabulka 5	Výpočtové parametry zemin řezu v km 0,721.....	38
Tabulka 6	Vypočtené deformace, tlak na pažiny, vnitřní síly a síly v kotvách levého záporového pažení v km 0,721.....	39
Tabulka 7	Posouzení konstrukční únosnosti kotev levého pažení v km 0,721	43
Tabulka 8	Posouzení únosnosti proti vytažení kotev ze zeminy levého pažení v km 0,721	43
Tabulka 9	Zaručená kotevní síla a zkušební síla kotev levého pažení v km 0,721.....	43
Tabulka 10	Výpočet max. návrhového momentu na pažinách levého pažení v km 0,721	44
Tabulka 11	Posouzení pažin levého pažení v km 0,721	44
Tabulka 12	Výpočet max. návrhového napětí v krajních vláknech převázek levého pažení v km 0,721	45
Tabulka 13	Posouzení převázek levého pažení v km 0,721	45
Tabulka 14	Vypočtené deformace, tlak na pažiny, vnitřní síly a síly v kotvách pravého záporového pažení v km 0,721.....	46
Tabulka 15	Posouzení konstrukční únosnosti kotev pravého záporového pažení v km 0,721	50
Tabulka 16	Posouzení únosnosti proti vytažení kotev ze zeminy pravého záporového pažení v km 0,721.....	50
Tabulka 17	Zaručená kotevní síla a zkušební síla kotev pravého záporového pažení v km 0,721	50
Tabulka 18	Výpočet max. návrhového momentu na pažinách pravého pažení v km 0,721	51
Tabulka 19	Posouzení pažin pravého pažení v km 0,721.....	51
Tabulka 20	Výpočet max. návrhového napětí v krajních vláknech převázek kotev pravého pažení v km 0,721.....	51
Tabulka 21	Posouzení převázek pravého pažení v km 0,721.....	51



Tabulka 22	Vypočtené deformace, tlak na pažiny, vnitřní síly a síly v kotvách levého záporového pažení v km 0,721.....	56
Tabulka 23	Posouzení konstrukční únosnosti kotev levého záporového pažení v km 0,900	59
Tabulka 24	Posouzení únosnosti proti vytažení kotev ze zeminy levého záporového pažení v km 0,900.....	59
Tabulka 25	Zaručená kotevní síla a zkušební síla kotev levého záporového pažení v km 0,900	60
Tabulka 26	Výpočet max. návrhového momentu na pažinách levého záporového pažení v km 0,900	60
Tabulka 27	Posouzení pažin levého záporového pažení v km 0,900.....	60
Tabulka 28	Výpočet max. návrhového napětí v krajních vláknech převázek kotev levého záporového pažení v km 0,900.....	61
Tabulka 29	Posouzení převázek levého záporového pažení v km 0,900.....	61
Tabulka 30	Vypočtené deformace, tlak na pažiny, vnitřní síly a síly v kotvách	62
Tabulka 31	Posouzení konstrukční únosnosti kotev pravého záporového pažení v km 0,900	65
Tabulka 32	Posouzení únosnosti proti vytažení kotev ze zeminy pravého záporového pažení v km 0,900	65
Tabulka 33	Zaručená kotevní síla a zkušební síla kotev pravého záporového pažení v km 0,900	66
Tabulka 34	Výpočet max. návrhového momentu na pažinách pravého pažení v km 0,900	66
Tabulka 35	Posouzení pažin pravého pažení v km 0,900.....	66
Tabulka 36	Výpočet max. návrhového napětí v krajních vláknech převázek kotev pravého pažení v km 0,900.....	66
Tabulka 37	Posouzení převázek pravého pažení v km 0,900.....	67
Tabulka 38	Výpočtové charakteristiky hřebíků v řezu v km 0,900	68
Tabulka 39	Výpočtové charakteristiky stříkaného betonu v řezu v km 0,900 [27].....	69
Tabulka 40	Souhrn vypočtených stabilit (hodnoty FS).....	74
Tabulka 41	Posouzení jednotlivých úrovní hřebíků na přetržení v km 0,900.....	79
Tabulka 42	Posouzení únosnosti hřebíků proti vytažení z horniny v km 0,900.....	79
Tabulka 43	Posouzení konstrukční únosnosti kotev zajištění svahu v km 0,900.....	79



Tabulka 44	Posouzení únosnosti proti vytažení kotev ze zeminy svahu v km 0,900... 80
Tabulka 45	Zaručená kotevní síla a zkušební síla kotev zajištění svahu v km 0,900.... 80
Tabulka 46	Zatížení teplotou - úsek od portálu do 200 m [11]..... 87
Tabulka 47	Jmenovitá hodnota poměrného smršťování $\epsilon_{cd,0}$ v ‰ [12]..... 89
Tabulka 48	Hodnoty k_h [12]..... 89



11 Seznam příloh

Veškeré přílohy se nacházejí v pdf formátu na přiloženém DVD.

- Příloha č. 1 Situace tunelu Stránov (M 1:1 000)
- Příloha č. 2 Podélný profil tunelu Stránov (M 1:1 000 / 1:100)
- Příloha č. 3 Vzorový příčný řez tunelu Stránov (M 1:50)
- Příloha č. 4 Příčný řez zajištěním jámy v km 0,721 (M 1:100)
- Příloha č. 5 Příčný řez zajištěním jámy v km 0,900 (M 1:100)
- Příloha č. 6 Schéma příčné výztuže v řezu km 0,900 (M 1:50)
- Příloha č. 7 Výpočet zajištění stavební jámy v km 0,721 vlevo (výstup z programu GEO5 2017 - Pažení posudek)
- Příloha č. 8 Výpočet zajištění stavební jámy v km 0,721 vpravo (výstup z programu GEO5 2017 - Pažení posudek)
- Příloha č. 9 Výpočet záporového pažení stavební jámy v km 0,900 vlevo (výsledky z programu GEO5 2017 - Pažení posudek)
- Příloha č. 10 Výpočet záporového pažení stavební jámy v km 0,900 vpravo (výstup z programu GEO5 2017 - Pažení posudek)
- Příloha č. 11 Výpočet zajištění svahu stavební jámy v km 0,900 vpravo (výstup z programu GEO5 2017 - MKP)
- Příloha č. 12 Výpočet ostění a patky tunelu (výstup z programu SCIA Engineer 16.0 a GEO5 2017 - Patky)