# ČÁST D

VÝŠKOVÝ SYSTÉM Bpv

SOUŘADNICOVÝ SYSTÉM S-JTSK

OBJEDNATEL PD

ŘSD ČR
ŘEDITELSTVÍ SILNIC A DÁLNIC ČR

ŘEDITELSTVÍ SILNIC A DÁLNIC
Na Pankráci 546/56
140 00 Praha 40
IČO: 659 93 390

Číslo smlouvy: 14PT-000556

ZHOTOVITEL PD

**SUDOP GROUP_Velké projekty_RS**

VPÚ DECO PRAHA a.s.

DOPRAVOPROJEKT BRNO

PUDIS

SUDOP PRAHA

Zastoupené společností
VPÚ DECO PRAHA a.s.
Podbabská 1014/20
160 00 Praha 6
IČO:601 93 280

HLAVNÍ INŽENÝR PROJEKTU — ING. JAN HRACHOVEC

PROJEKTOVÁ, KONZULTAČNÍ A INŽENÝRSKÁ SPOLEČNOST

CERTIFIKÁT ISO 9001 — DIČ CZ25793349

SUDOP PRAHA a.s., OLŠANSKÁ 1a, 130 80 PRAHA 3 — www.sudop.cz

| PROJEKTANT | VYPRACOVAL | KONTROLA | HIP |
|---|---|---|---|
| Ing. Tomáš ZÍTKO | Mgr. Hana SMRŽOVÁ | Ing. Marcel POŠTEK | Ing. Jan HRACHOVEC |

SUDOP PRAHA

ATELIÉR DOPRAVNÍCH STAVEB

AKCE
D35 STARÉ MĚSTO – MOHELNICE, DÚR, IČ vč. zaměření

ČÁST
D.1 STAVEBNÍ ČÁST, D.1.5 OBJEKTY PODZEMNÍCH STAVEB

OBJEKT
TUNEL MALETÍN

| | |
|---|---|
| ČÍSLO ZAKÁZKY | 1–0603–00/10 |
| DOKUMENTACE | DÚR |
| MĚŘÍTKO | |
| DATUM | 05.2020 |
| POČET FORMÁTŮ | 97 x A4 |

OBSAH PŘÍLOHY

ZJEDNODUŠENÝ STATICKÝ VÝPOČET

| ČÁST | ČÍSLO PŘÍLOHY | ČÍSLO KOPIE |
|---|---|---|
| D.1.5 | 002 | |
| KÓD | | |

DOKUMENTACI LZE UŽÍVAT POUZE VE SMYSLU PŘÍSLUŠNÉ SMLOUVY O DÍLO. VÝKRES, ČI JEHO ČÁST, MŮŽE BÝT KOPÍROVÁN NEBO JINÝM ZPŮSOBEM ROZŠIŘOVÁN POUZE PO PŘEDCHOZÍM SOUHLASU VPÚ DECO PRAHA a.s.

# Obsah

**1 Úvod ..... 5**
1.1 Účel výpočtů ..... 5
1.2 Výtah z identifikačních údajů ..... 5
1.3 Základní popis tunelu a řešení jeho statiky ..... 6
1.4 Použitý software ..... 6
1.5 Seznam zkratek ..... 6
**2 Podklady a literatura ..... 7**
2.1 Úvod ..... 7
2.2 Základní podklady ..... 7
2.3 Technické normy a předpisy ..... 7
2.4 Ostatní literatura ..... 7
**3 Geotechnické poměry ..... 8**
3.1 Úvod ..... 8
3.2 Hydrogeologie ..... 8
3.3 Geotechnické parametry ..... 8
**4 Geotechnické výpočty ..... 11**
4.1 Výpočty pro dočasné stavební konstrukce: ..... 11
4.2 Výpočty pro trvalé stavební konstrukce: ..... 11
4.3 Výpočet sedání nadloží a šířky poklesové kotliny ..... 11
4.4 Charakteristické řezy ..... 11
4.4.1 Řez číslo 1 ..... 11
4.4.2 Řez číslo 2 ..... 12
4.4.3 Řez číslo 3 ..... 12
4.4.4 Řez číslo 4 ..... 13
4.4.5 Řez číslo 5 ..... 13
4.4.6 Řez číslo 6 ..... 14
**5 Primární ostění tunelů ..... 15**
5.1 Charakteristické řezy ..... 15
5.2 Členění čelby, rozměry a parametry ostění ..... 15
5.3 Výpočtový model (MKP) ..... 16
5.3.1 Geometrie modelu a okrajové podmínky ..... 16
5.3.2 Počáteční podmínky ..... 16
5.3.3 Geotechnické a konstrukční parametry ..... 16
5.3.4 Přitížení povrchu terénu ..... 17
5.3.5 Fáze modelu, relaxace masívu ..... 17
5.4 Výsledky (predikce) modelů ..... 18
5.4.1 Charakteristický řez číslo 3 ..... 19
5.4.2 Charakteristický řez číslo 4 ..... 21
5.5 Posouzení únosnosti ..... 23
**6 Sekundární ostění ražených tunelů ..... 25**
6.1 Výpočtový model ..... 25
6.2 Zatížení ..... 26
6.2.1 Seznam uvažovaných zatížení ..... 26
6.2.1 Vlastní tíha ..... 26
6.2.2 Zemní tlak ..... 26
6.2.3 Vodní tlak ..... 27
6.2.4 Přitížení ..... 27
6.2.5 Kombinace zatěžovacích stavů ..... 27
6.3 Vnitřní síly ..... 28
6.4 Posouzení únosnosti ..... 29

**7 Stabilita zářezů hloubených úseků ..... 34**
7.1 Geometrie ..... 34
7.2 Charakteristické řezy ..... 35
7.3 Přitížení povrchu ..... 35
7.4 Metodika výpočtů ..... 35
**8 Stabilita zásypů hloubených úseků ..... 36**
8.1 Geometrie ..... 36
8.2 Přitížení povrchu ..... 36
8.3 Metodika výpočtů ..... 36
**9 Dočasné záporové pažení ..... 37**
9.1 Geometrie ..... 37
9.2 Materiál ..... 37
9.3 Charakteristické řezy ..... 37
9.4 Přitížení povrchu ..... 37
9.5 Metodika výpočtů ..... 37
9.6 Posouzení ocelového průřezu na ohyb ..... 38
9.6.1 Převázky ..... 38
9.6.2 Zápory ..... 38
9.7 Závěr ..... 38
**10 Výpočet sedání nadloží a šířky poklesové kotliny ..... 39**
**11 Protokoly z výpočtů ..... 40**
11.1 Hřebíkované svahy ..... 40
11.2 Výpočet vyztužených svahů ..... 59
11.3 Posouzení pažící konstrukce ..... 69

# Seznam obrázků

Obr. 1: Řez číslo 1 - Řez v místě portálu (výjezdový Hradecký portál). ..... 11
Obr. 2: Řez číslo 2 - Řez nacházející se pod západním geomorfologickým vrcholem na trase tunelu. 12
Obr. 3: Řez číslo 3 - Řez v místě, kde se nachází nejnižší nadloží. ..... 12
Obr. 4: Řez číslo 4 - Řez v místě výskytu hornin horších geotechnických vlastností a vysoké rozpukanosti ..... 13
Obr. 5: Řez číslo 5 - Řez v místě, kde se nachází nejvyšší nadloží ..... 13
Obr. 6: Řez číslo 6 - Řez v místě portálu (vjezdový Olomoucký portál) ..... 14
Obr. 7: Síť a okrajové podmínky MKP modelu ..... 16
Obr. 8: Analýza φ-c redukce ..... 18
Obr. 9: Schéma numerického modelu a jeho výsledky pro charakteristický řez č. 3 ..... 20
Obr. 10: Schéma numerického modelu a jeho výsledky pro charakteristický řez č. 4 ..... 23
Obr. 11: M-N interakční diagram pro primární ostění ..... 23
Obr. 12: V-N Interakční diagram pro primární ostění ..... 24
Obr. 13: Model sekundárního ostění ..... 25
Obr. 14: Výpočtový model ostění – zobrazení podpor ..... 26
Obr. 15: Aplikované zatížení zemním tlakem (nahoře vlevo) vodním tlakem (nahoře vpravo) a přitížením (dole) ..... 27
Obr. 16: Obálka ohybových momentů ..... 28
Obr. 17: Obálka normálových sil ..... 28
Obr. 18: Obálka posuvných sil ..... 29
Obr. 19: Severní svah pro řez č. 1 ..... 34
Obr. 20: J-V svah pro řez č. 6 ..... 35
Obr. 21:Zásyp hloubených úseků ..... 36
Obr. 22: Záporové pažení ..... 37
Obr. 23:Poklesová kotlina v místě charakteristického řezu číslo 3 ..... 39

# Seznam tabulek

Tab. 1:Geotechnické parametry zemin ..... 9
Tab. 2: Geotechnické parametry hornin ..... 9
Tab. 3: Parametry klasifikace Hoek-Brown ..... 10
Tab. 4: Vstupní parametry pro konstituční model Mohr-Coulomb ..... 17
Tab. 5: Fáze výrubu a zohlednění 3D šíření napětí ..... 17
Tab. 6: Uvažovaná stálá zatížení ..... 26
Tab. 7: Kombinace zatěžovacích stavů ..... 27
Tab. 8: Vyztužení ostění pro jednotlivé charakteristické řezy a jednotlivé sekce ostění ..... 29
Tab. 9: Interakční diagramy pro charakteristický řez č. 2 ..... 30
Tab. 10: Interakční diagramy pro charakteristický řez č. 3 ..... 31
Tab. 11: Interakční diagramy pro charakteristický řez č. 4 ..... 32
Tab. 12: Interakční diagramy pro charakteristický řez č. 5 ..... 33

# 1 Úvod

Tato zpráva shrnuje vstupní údaje, parametry, předpoklady, postupy a principy posouzení použité pro geotechnické a statické výpočty pro projekt dálničního tunelu SO 601 Tunel Maletin ve stupni DÚR.

## 1.1 Účel výpočtů

Statické výpočty byly zpracovány za účelem ověření proveditelnosti rozhodujících dimenzí stavebních nebo geotechnických konstrukcí (průkaz dimenzí). V navazujícím stupni PD budou provedeny výpočty podrobnější.

## 1.2 Výtah z identifikačních údajů

- **STAVBA:** **D35 STARÉ MĚSTO – MOHELNICE, DÚR, IČ VČ. ZAMĚŘENÍ**
- Stupeň dokumentace: Dokumentace pro vydání rozhodnutí o umístění stavby (DUR)
- Část dokumentace: D.1.6 (Dok. objektů / Stavební část / Objekty podzemních staveb)
- Číselná řada SO/PS: 600 Objekty podzemních staveb

---

- **OBJEDNATEL:** **Ředitelství silnic a dálnic ČR**
- Sídlo objednatele: Na Pankáci 546/56, 140 00 Praha 4
- HIS: **Ing. Hana Urbánková**
  (hana.urbankova@rsd.cz; +420 585 759 338)

---

- **ZHOTOVITEL:** **Účastníci Společnosti „SUDOP GROUP_Velké projekty_RS“**
- Společníci: Sp. 1 – SUDOP PRAHA a.s. (IČO: 25793349)
  Sp. 2 – PUDIS a.s. (IČO: 45272891)
  Sp. 3 – METROPROJEKT Praha a.s. (IČO: 45271895)
  Sp. 4 – VPÚ DECO PRAHA a.s. (IČO: 60193280) – správce spol.
  Sp. 5 – Dopravoprojekt Brno a.s. (IČO: 46347488)
  Sp. 6 – DOPRAVOPROJEKT, a.s. (IČO: 31322000)
- Hl. inženýr projektu (*HIP*): **Ing. Jan Hrachovec**
  (hrachovec@vpupraha.cz; +420 730 857 686)

---

- **STAVEBNÍ OBJEKT:** **SO 601 TUNEL MALETÍN**
- Budoucí správce *SO*: **Mgr. František Rainer**
  (frantisek.rainer@rsd.cz; +420 725 385 778)
- Projektant *SO* – tech.garant: **Ing. Tomáš Zítko, CEng MICE, EUR ING**
  (tomas.zitko@sudop.cz; +420 605 446 289)
- Projektant *SO* – vypracoval: **Ing. Marcel Poštek**
  (marcel.postek@sudop.cz; +421 902 609 725)

- Projektant *SO* – vypracoval: **Mgr. Hana Smržová, PhD**
(hana.smrzova@sudop.cz)
- Projektant *SO* – kontroloval: **Ing. Michal Uhrin**
(michal.uhrin@sudop.cz)

## 1.3 Základní popis tunelu a řešení jeho statiky

Jedná se o tunel o délce 1312,5 m obsahující dvě tunelové trouby šířkové kategorie T8 (uspořádání 2+2 bez stoupacích pruhů) se směrově odděleným provozem. Tunel bude ražený Novou rakouskou tunelovací metodou (NRTM) ve složitých geologických podmínkách (tektonické poruchy a velmi nízké skalní nadloží ve střední části trasy tunelu).

Vzhledem k účelu výpočtů dle čl. 1.1 této zprávy byly pro tunel provedeny výpočty za použití nejnepříznivějších podmínek ve vztahu ke stabilitě výrubu a zářezů. V následující zprávě je řešená:

- Statika primárního ostění ražených tunelů;
- Statika sekundárního ostění ražených tunelů;
- Stabilita zářezů hloubených úseků v oblastech za portálem (dočasné konstrukce)
- Pilotová stěna v místě raženého portálu (dočasná konstrukce)
- Stabilita zpětných zásypu hloubených úseků;

## 1.4 Použitý software

- Bentley - MicroStation V8i
- Microsoft Excel
- FINE – GEO5
- PLAXIS 2D
- SCIA ENGINEER
- RocLab

## 1.5 Seznam zkratek

- **PTT** - Pravá tunelová trouba
- **LTT** - Levá tunelová trouba
- **IGP** - Inženýrsko-geologický průzkum
- **MKP** - Metoda konečných prvků
- **PD** - Projektová dokumentace
- **MSP** - Mezní stav použitelnosti
- **MSÚ** - Mezní stav únosnosti
- **NRTM** - Nová rakouská tunelovací metoda

# 2 Podklady a literatura

## 2.1 Úvod

Níže jsou uvedeny základní podklady, normy a další předpisy použité při zpracování předmětných statických výpočtů. Normy jsou uvažovány ve znění platném v době odevzdání PD.

## 2.2 Základní podklady

[1] **Návrh na změnu nivelety tunelu Maletín**; SUDOP PRAHA a.s.; Ing. Tomáš Zítko, Ing. Marcel Poštek; Praha 2019;

[2] **D35 Staré Město – Mohelnice, Tunel Maletín, Předběžný geotechnický průzkum, Závěrečná zpráva pasportu E1 – tunel Maletín;** Inset s.r.o.; Ing. Ladislav Šplíchal; Zakázka č. 1809013600; Praha; 2019;

[3] **D35 Staré Město – Mohelnice, Podélný profil, 1. část**; Stupeň dokumentace: TP (Technická pomoc); Č. přílohy B.3.1A; Měřítko 1:5000/500; Ing. Pavel Krejčí, Ing. Libor Palán; Dopravoprojekt Brno, Č. zakázky: 17-010-A1-ZP; 05/2018.

## 2.3 Technické normy a předpisy

[4] **ČSN EN 1990**; EC: Zásady navrhování konstrukcí

[5] **ČSN EN 1991-1-1**; EC 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb

[6] **ČSN EN 1992-1-1**; Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

[7] **ČSN EN 1992-2**; Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady

[8] **ČSN EN 1997-1**; ; Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – část 1: Obecná pravidla

[9] **ČSN EN 14487-1**; 73 2431: Stříkaný beton – Část 1: Definice, specifikace a shoda

[10] **ČSN EN 206**; 73 2403; Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda

[11] **ČSN 73 6133**: Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací; TNK 41 Geotechnika, TNK 147 Navrhování a provádění vozovek a zemních těles

[12] **ČSN 42 0139:** Ocel pro výztuž do betonu – Svařitelná betonářská ocel žebříková a hladká; Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví

## 2.4 Ostatní literatura

[13] Manuál programu GEO5.

[14] Manuál programu PLAXIS.

[15] Metoda konečných prvků v geomechanice; M. Šejnoha et al.; ČVUT; 2015

[16] Mécanique des sols et des roches; L. Vuillet et al; EPFL; 2016

[17] Hoek-Brown Failure Criterion – 2002 Edition; E. Hoek et. al., RocLab manual

# 3 Geotechnické poměry

## 3.1 Úvod

Ve statických výpočtech se vycházelo z údajů získaných z IGP [2] porovnaných s odbornou literaturou uvedenou v odstavci 2.4. V rámci IGP byly horniny v zájmové oblasti rozděleny podle jejich geotechnických vlastností do tzv. geotypů:

- Kvartérní sedimenty (Qp): Kvartérní pokryv je tvořen deluviálními sedimenty jemnozrnného (Qp7) až štěrkovitého charakteru (Qp10)
- Předkvartérní podklad (Mk): sedimentární horniny české křídové pánve. Různý stupeň zvětrání horniny je značen písmeny a,b.

V oblasti trasy tunelu jsou horninové celky tektonicky narušeny řadou subvertikálních poruch. V místech těchto zlomů se dá předpokládat vysoké narušení skalního masivu a tedy následně i vyšší stupeň zvětrání hornin. Kromě diskontinuit tektonického původu jsou v křídových horninách přítomny i subhorizontální plochy vrstevnatosti jakožto následek procesu sedimentace. IGP zmiňuje následující systémy diskontinuit:

- Plochy vrstevnatosti, které se mírně uklání k severozápadu
- Dva systémy subvertikálních diskontinuit, které jsou vzájemně kolmé/kosé
- Západní portál – V místě plánovaného západního portálu byl IG průzkumem zastižen subvertikální zlom, který má za následek rozpukání horninového masivu a posun hornin podél zlomu. Vzniknuvší pukliny mohou být vyplněny jílem.
- Východní portál – vysoká míra rozpukanosti křídových sedimentů

## 3.2 Hydrogeologie

V zájmovém území se nachází horniny s průlinově-pulkinovou propustností, které tvoří systém kolektorů vody. Stavba tunelu dle výškové varianty B [1] nebude zasahovat do hladiny podzemní vody naměřené během prací pro IG průzkum.

Očekává se, že stavební práce mohou být zasaženy vodou z kvartérního pokryvu, která se v kvartérních sedimentech může kumulovat hlavně v případě vydatných dešťů.

## 3.3 Geotechnické parametry

Geotechnické parametry zemin a hornin zastižených trasou tunelu byly převzaty nebo odvozeny z IG průzkumu a jsou shrnuty níže (*Tab. 1* a *Tab. 2*). Tyto parametry byly dále použity pro stabilitní a statické výpočty. Ve výpočtech se uvažuje homogenní prostředí v rámci jednotlivých vrstev. Přítomnost diskontinuit v horninovém prostředí byla zohledněna parametry *GSI*, *D* a $m_i$ vycházejících z klasifikace Hoek-Brown (*Tab. 3*).

| Zeminy | | Objemová tíha $\gamma$ [kN/m$^3$] | Modul přetvárnosti $E_{def}$ [MPa] | Poissonovo číslo $\nu$ | Efektivní soudrž. $c_{ef}$ [kPa] | Ef. úhel vnitř. tření $\varphi_{ef}$ [°] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Qp9 | Písky hlinité | 18 | 12 | 0,3 | 6 | 26 |
| Qp10 | Štěrky jílovité | 19 | 50 | 0,3 | 2 | 35 |

*Tab. 1:Geotechnické parametry zemin*

| Horniny | | Objemová tíha $\gamma$ [kN/m$^3$] | Modul pružnosti $E_{el}$ [MPa] (id. vzorek) | Deformační modul $E_{def}$ [MPa] (hor. masiv) | Poissonovo číslo $\nu$ | Pevnost v prostém tlaku $\sigma_c$ [MPa] | Zatřídění dle ČSN 73 1005 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Mk2b | Pískovce mírně zvětralé | 21 | 4000 | 260 | 0,2 | 2 | R5 |
| Mk3a | Pískovce a pískovce glaukonitické slabě zvětralé | 20,5 | 5000 | 325 | 0,2 | 9,2 | R4 |
| Mk3b | Pískovce zdravé, pískovce vápnité slabě zvětralé a zdravé | 22,5 | 20000 | 2500 | 0,2 | 38,7 | R3 |
| Mk7a | Pískovce jílovité a vápnitý slabě zvětralý | 21,5 | 8000 | 700 | 0,2 | 11,4 | R4 |
| Mk7b | Pískovce jílovité a vápnitý zdravý | 23 | 15000 | 2500 | 0,2 | 41,8 | R3 (R2) |
| Mk8a | Slínovce a prachovec velmi zvětralý | 19,5 | | 8 | 0,2 | 1 | R6 |
| Mk8b | Slínovce a prachovec mírně zvětralý | 22 | | 65 | 0,2 | 5,1 | R5 |
| Mk9a | Slínovce a prachovec slabě zvětralý | 21,5 | 10000 | 3000 | 0,2 | 13,1 | R4 |
| Mk9b | Slínovce, vápnité jílovce a jílovité vápence zdravé | 24 | 26000 | 10500 | 0,2 | 55,4 | R3 (R2) |
| Mk10 | Pískovec jílovitý velmi zvětralý a pískovec glaukonitický mírně zvětr. | 23 | 3500 | 100 | 0,2 | 1 | R6 |

*Tab. 2: Geotechnické parametry hornin*

| Horniny | | Parametry vycházející z klasifikace Hoek-Brown | | |
|---|---|---|---|---|
| | | GSI | $m_i$ | D |
| Mk2b | Pískovce mírně zvětralé | 35 | 10 | 0,4 |
| Mk3a | Pískovce a pískovce glaukonitické slabě zvětralé | | | |
| Mk3b | Pískovce zdravé, pískovce vápnité slabě zvětralé a zdravé | 45 | 10 | 0,4 |
| Mk7a | Pískovce jílovité a vápnitý slabě zvětralý | 40 | 10 | 0,4 |
| Mk7b | Pískovce jílovité a vápnitý zdravý | 50 | 10 | 0,4 |
| Mk8a | Slínovce a prachovec velmi zvětralý | 25 | 10 | 0,4 |
| Mk8b | Slínovce a prachovec mírně zvětralý | 35 | 10 | 0,4 |
| Mk9a | Slínovce a prachovec slabě zvětralý | 60 | 10 | 0,4 |
| Mk9b | Slínovce, vápnité jílovce a jílovité vápence zdravé | 65 | 10 | 0,4 |

*Tab. 3: Parametry klasifikace Hoek-Brown*

# 4 Geotechnické výpočty

## 4.1 Výpočty pro dočasné stavební konstrukce:

- Výpočty stability dočasných svahovaných jam v úseku hloubených tunelů při Hradeckém (SO 601.11) a Olomouckém portálu (SO 601.21)
- Výpočty pro záporové pažení v místě ražených portálů
- Analýza ražby tunelu pomocí MKP s cílem simulace:
    1. chování horninového prostředí a jeho napjatosti
    2. vnitřních sil a momentů v primárním ostění
- Prokazatelnost únosnosti dočasného primárního ostění

## 4.2 Výpočty pro trvalé stavební konstrukce:

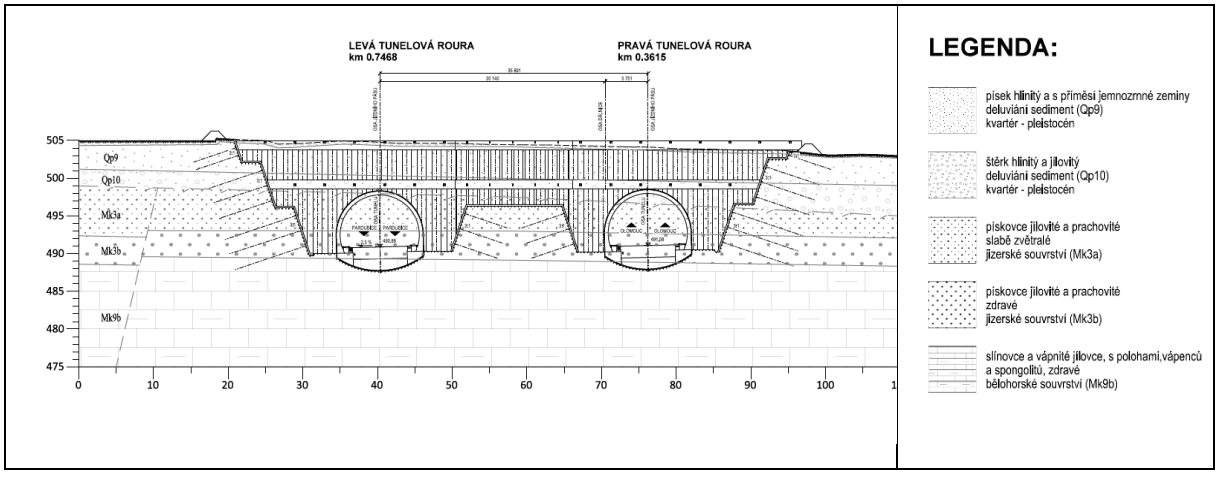
- Prokazatelnost únosnosti sekundárního ostění
- Stabilita zpětného zásypu portálu

## 4.3 Výpočet sedání nadloží a šířky poklesové kotliny

## 4.4 Charakteristické řezy

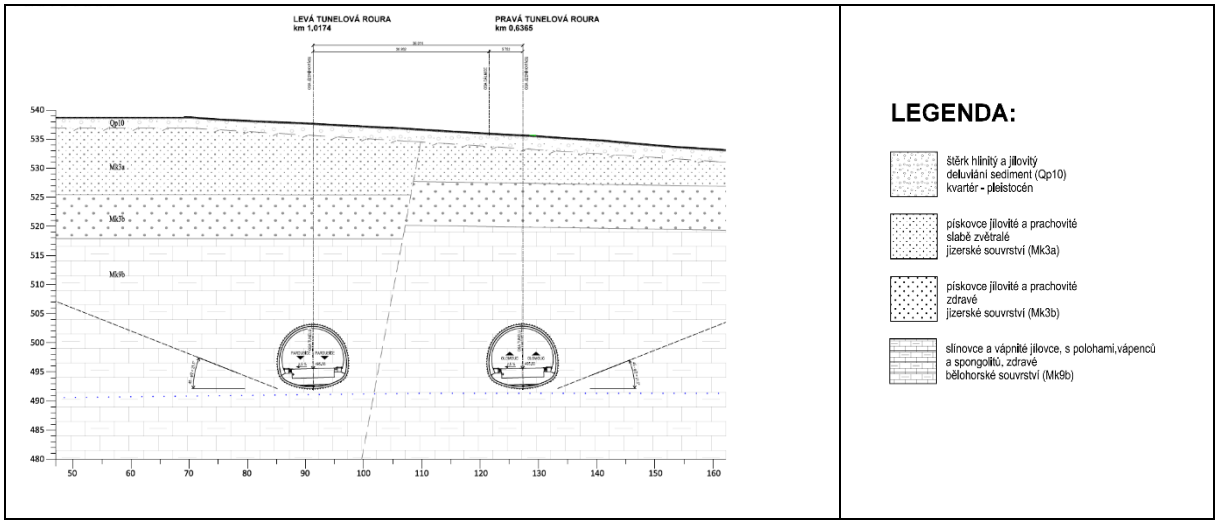
Pro účely výpočtů bylo použito šest charakteristických řezů (Obr. 1-Obr. 6)

### 4.4.1 Řez číslo 1



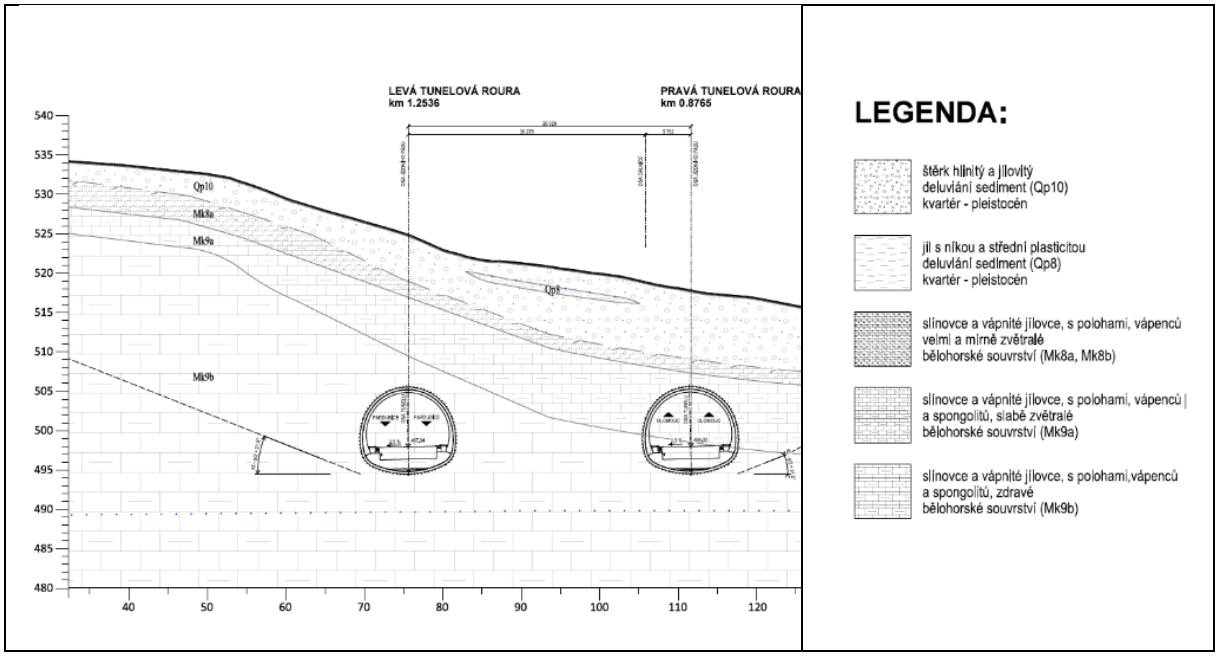

*Obr. 1: Řez číslo 1 - Řez v místě portálu (výjezdový Hradecký portál).*

### 4.4.2 Řez číslo 2



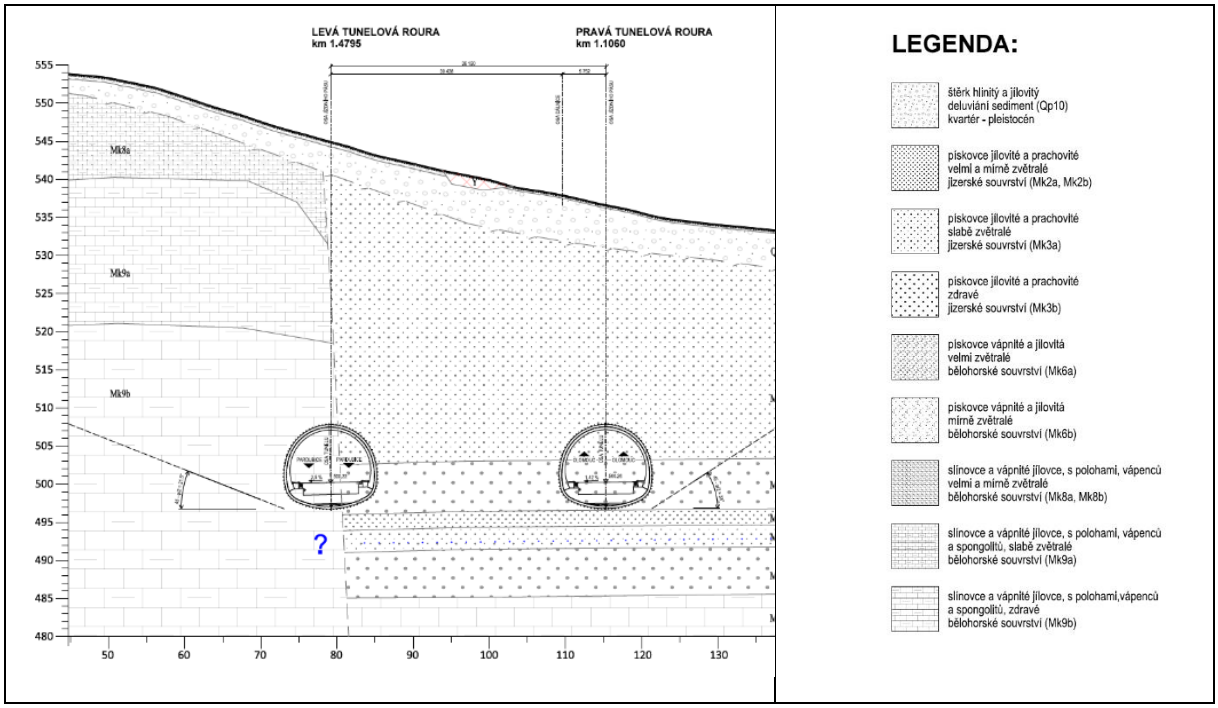

*Obr. 2: Řez číslo 2 - Řez nacházející se pod západním geomorfologickým vrcholem na trase tunelu.*

### 4.4.3 Řez číslo 3



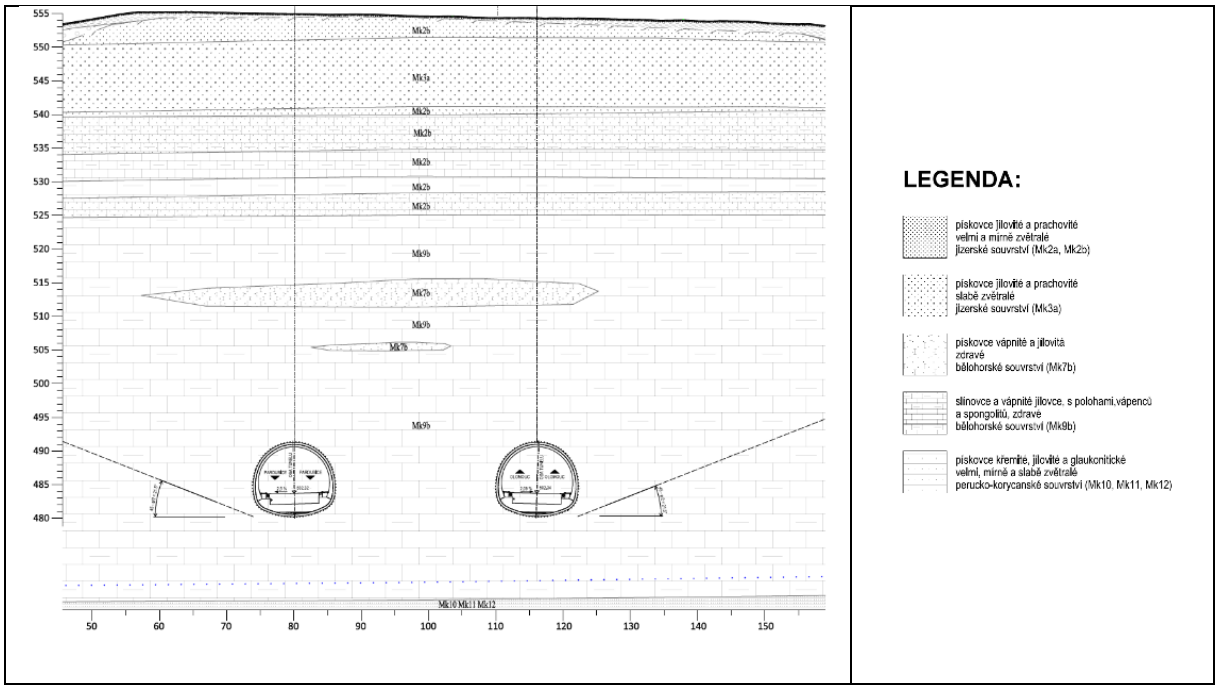

*Obr. 3: Řez číslo 3 - Řez v místě, kde se nachází nejnižší nadloží.*

### 4.4.4 Řez číslo 4



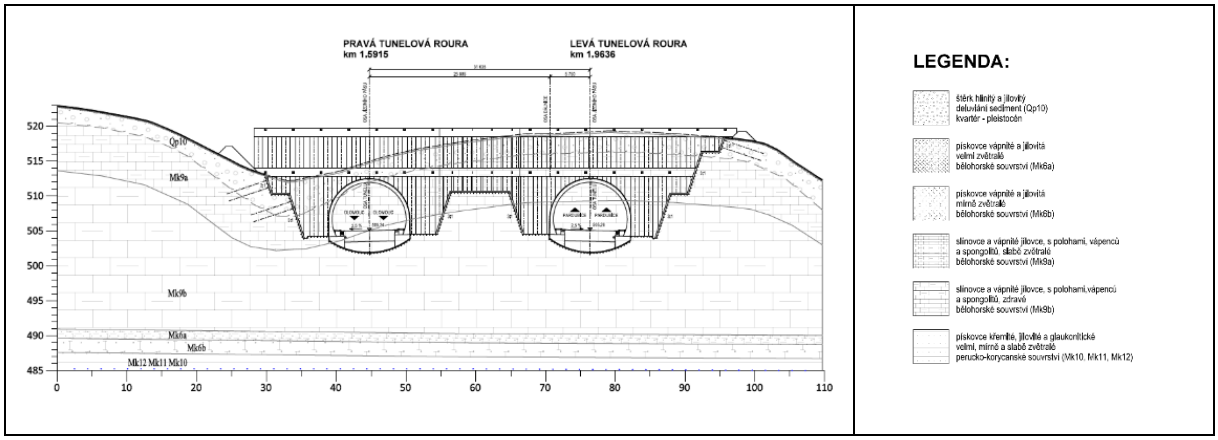

*Obr. 4: Řez číslo 4 - Řez v místě výskytu hornin horších geotechnických vlastností a vysoké rozpukanosti*

### 4.4.5 Řez číslo 5




*Obr. 5: Řez číslo 5 - Řez v místě, kde se nachází nejvyšší nadloží*

## 4.4.6 Řez číslo 6




*Obr. 6: Řez číslo 6 - Řez v místě portálu (vjezdový Olomoucký portál)*

# 5 Primární ostění tunelů

Geotechnická analýza ražených tunelů a jejich primárního (vnějšího) ostění ze stříkaného betonu byla provedena ve 2D řezech za podmínek rovinné deformace pomocí geotechnického MKP programu PLAXIS. Následné posouzení únosnosti primárního ostění bylo provedeno v interakčních diagramech dle návrhového přístupu 2 normy ČSN EN 1997-1 [8] s aplikací součinitelů spolehlivosti na produkty zatížení. Únosnost ostění ze stříkaného betonu byla posouzena dle ČSN EN 1992-1-1 [6] s koeficientem $\alpha_{cc}$=0,85 dle ČSN EN 1992-2 [7].

Primární ostění je navrženo jako dočasné.

## 5.1 Charakteristické řezy

Tunely byly analyzovány v následujících charakteristických řezech:

1. **Řez číslo 2** *(Obr. 2):* řez nacházející se pod západním geomorfologickým vrcholem na trase tunelu. Jak je z podélného řezu patrné *[3]*, tunelová trouba přechází v této oblasti z méně kvalitních hornin (Mk7a, Mk7b) do hornin s lepšími geotechnickými vlastnostmi (Mk9b). Proto bylo uvažováno konzervativně a statická analýza v tomto řezu byla provedena s horninami o horších geotechnických vlastnostech.
2. **Řez číslo 3** *(Obr. 3):* řez v místě, kde se nachází nejnižší nadloží (20 m po osu tunelu), osová vzdálenost tunelových trub 36 m
3. **Řez číslo 4** *(Obr. 4)*: řez v místě výskytu hornin horších geotechnických vlastností a vysoké rozpukanosti
4. **Řez číslo 5** *(Obr. 5):* řez v místě s nejvyšším nadložím (71 m po osu tunelu), osová vzdálenost tunelových trub 36 m

Pro snadnější modelování původní napjatosti geomateriálů byl zvolen horizontální povrch terénu. Zároveň byla modelována pouze jedna trouba tunelu a efekt vzájemného ovlivnění nebyl v této fázi PD brán v úvahu.

## 5.2 Členění čelby, rozměry a parametry ostění

Pro simulaci ražby byl výpočet proveden pro horizontálně členěnou čelbu na:

1. kalotu
2. opěří + dno.

Parametry ostění a návrh stabilizace okolního horninového masivu a čelby jsou vázány na vlastnosti horninového prostředí a jeho napjatost. V této fázi projektové dokumentace byla prokazatelnost únosnosti primárního ostění provedena pro ostění ze stříkaného betonu o tloušťce 0,25m, modulu pružnosti 15GPa a s uvážením pevnostní třídy minimálně C25/30. V dalších stupních PD lze zavést nárůst modulu pružnosti s časem a tak zahrnout vliv stárnutí betonu do výpočtů.

V tomto stupni PD není specifikováno, zda se bude jednat o drátkobeton (beton vyztužený ocelovými drátky nebo plastovými vlákny) nebo zda bude pro vyztužení použita konvenční výztuž z příhradových rámů a sítí z betonářské oceli. Tyto podrobnosti budou stanoveny v navazujícím stupni PD. Ve výpočtech bylo proto uvažováno s konvenční výztuží ze sítí v množství odpovídajícím zhruba minimálnímu stupni vyztužení dle ČSN EN 1992-1-1 [6] při obou površích.

Primární ostění je prozatím uvažováno jako dočasné. U plného profilu tunelu není statická funkce primárního ostění potřeba od chvíle, kdy sekundární (vnitřní, definitivní) ostění dosáhne předepsané pevnosti. Zaráz je však nutné uvažovat, že primární ostění může veškeré na něj působící zatížení (nebo část zatížení, např. bez tlaku vody prosáknuvší skrze praskliny) ve skutečnosti přenášet ještě velmi dlouhou dobu po dokončení ostění sekundárního.

# 5.3 Výpočtový model (MKP)

## 5.3.1 Geometrie modelu a okrajové podmínky

Rozměry MKP modelu byly voleny tak, aby okrajové podmínky neměly významný vliv na predikci napětí a přetvoření v místě tunelů, s ohledem na hustotu sítě konečných prvků.

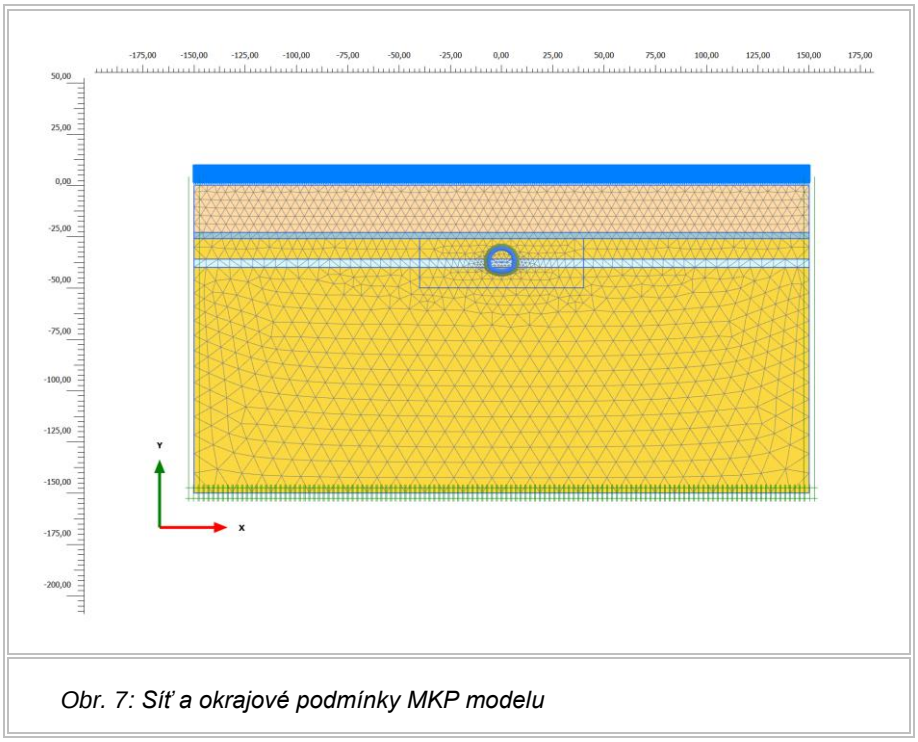
Síť byla sestavena z trojúhelníkových patnáctiuzlových prvků s hustotou nejvyšší v místě ražby (tj. v místě největších změn v napětí a přetvoření), s postupným zřeďováním směrem ke krajům modelu. Tvarová kvalita prvků byla automaticky kontrolována.

Primární ostění tunelů bylo v souladu se zvyklostmi modelováno na obrys teoretického výrubu. Do modelu bylo zapracováno členění čelby při ražbě dle projektu.

V této fázi PD nebyl uvažován efekt vzájemného ovlivnění tunelových trub.

Do modelu byly zavedeny následující okrajové podmínky:

- Spodní hrana modelu: zamezeno přemístění v obou směrech
- Boční hrany modelu: zamezeno vodorovnému přemístění, svislé přemístění volné




*Obr. 7: Síť a okrajové podmínky MKP modelu*

## 5.3.2 Počáteční podmínky

Inicializace na základě objemové tíhy v přirozeném uložení a hodnoty koeficientu zemního tlaku v klidu.

## 5.3.3 Geotechnické a konstrukční parametry

Pro modelování chování hornin a zemin byl použit konstituční model Mohr-Coulomb. Vstupní parametry pro tento konstituční model (viz tabulka ) byly určeny z Hoek-Brown pevnostního kritéria [17], které bere v úvahu typ materiálu (mi), jeho pevnost v prostém tlaku (σc), nehomogenitu a zvětrání masivu (GSI) a rozrušení masivu vlivem zvolené technologie odtěžování (D).

Vliv vody a pórových tlaků nebyl zahrnut do výpočtu, analýza proběhla v režimu „drained“. Pro beton bylo uvažováno lineárně pružné chování.

| Geomateriál | | Parametry použité k charakteristice masivu pomocí klasifikace Hoek-Brown | | | | | Vstupní parametry pro konst. model Mohr-Coulomb | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | GSI | $m_i$ | D | σc [MPa] | $E_i$ [MPa] | γ [kN-m3] | φ [°] | c [kPa] | $E_{def}$ pro masiv [MPa] |
| Mk2b | Pískovce mírně zvětralé | 35 | 10 | 0,4 | 2 | 4000 | 21 | 25 | 80 | 300 |
| Mk3a | Pískovce a pískovce glaukonitické slabě zvětralé | | | | 9,2 | 5000 | 20,5 | | | |
| Mk3b | Pískovce zdravé, pískovce vápnité slabě zvětralé a zdravé | 45 | 10 | 0,4 | 38,7 | 20000 | 22,5 | 46 | 280 | 2500 |
| Mk7a | Pískovce jílovité a vápnitý slabě zvětralý | 40 | 10 | 0,4 | 11,4 | 8000 | 21,5 | 35 | 143 | 700 |
| Mk7b | Pískovce jílovité a vápnitý zdravý | 50 | 10 | 0,4 | 41,8 | 15000 | 23 | 49 | 350 | 2500 |
| Mk8a | Slínovce a prachovec velmi zvětralý | 25 | 10 | 0,4 | 1 | - | 19,5 | 14 | 38 | 8 |
| Mk8b | Slínovce a prachovec mírně zvětralý | 35 | 10 | 0,4 | 5,1 | - | 22 | - | - | 65 |
| Mk9a | Slínovce a prachovec slabě zvětralý | 60 | 10 | 0,4 | 13,1 | 10000 | 21,5 | 44 | 260 | 3000 |
| Mk9b | Slínovce, vápnité jílovce a jílovité vápence zdravé | 65 | 10 | 0,4 | 55,4 | 26000 | 24 | 54 | 860 | 10500 |
| Qp10 | Štěrky jílovité | - | - | - | - | 3500 | 19 | 35 | 2 | 50 |

*Tab. 4: Vstupní parametry pro konstituční model Mohr-Coulomb*

### 5.3.4 Přitížení povrchu terénu

V průběhu ražby a po plném uzavření klenby tunelu primárním ostěním je uvažováno „nominální“ přitížení povrchu terénu ve výši 15 kPa.

### 5.3.5 Fáze modelu, relaxace masívu

V modelu byly uvažovány fáze výstavby členěné ražby. 3D efekt šíření napětí a deformací ražby od čelby byl uvažován pomocí relaxace horninového masívu (přes parametr $\Sigma M_{stage}$). Fáze výstavby a parametry relaxace jsou shrnuty níže *(Tab. 5).*

| Fáze výpočtu | Kalota | Opěří a dno | ∑Mstage |
|---|---|---|---|
| 1 | primární napjatost | | 1,00 |
| 2 | relaxace | | 0,50 |
| 3 | výrub + ostění | | 1,00 |
| 4 | | relaxace | 0,50 |
| 5 | | výrub + ostění | 1,00 |
| 6 | přitížení | | 1,00 |

*Tab. 5: Fáze výrubu a zohlednění 3D šíření napětí*

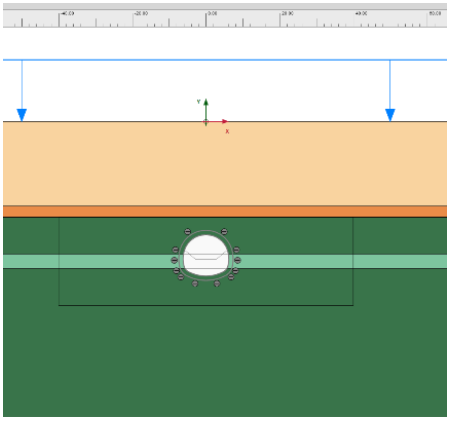
## 5.4 Výsledky (predikce) modelů

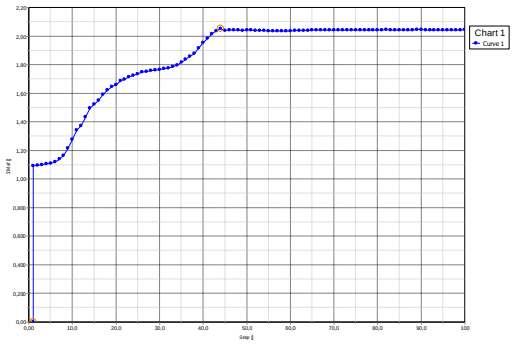
Provedené výpočty ukázaly, že v případě řezů č. 2 a č. 5 je horninový masiv kolem tunelu natolik únosný, že zajistí globální stabilitu výrubu i bez uvažování primárního ostění[1]. Horninový masiv je však modelován jako homogenní celek a tedy provedená numerická simulace nevylučuje výskyt lokálních nestabilit v podobě vypadávajících bloků hornin (vlivem rozpukání masivu). Pro řezy č. 2 a č. 5 byla provedena stabilitní analýza φ-c redukce s výsledným stabilitním faktorem FS *(Rovnice 1)*, který je zobrazen na *Obr. 8.*

$$\Sigma Msf = \frac{\tan\varphi_{input}}{\tan\varphi_{reduced}} = \frac{c_{input}}{c_{reduced}} = \frac{s_{u,input}}{s_{u,reduced}} = \frac{Tensile\ strength_{input}}{Tensile\ strength_{reduced}}$$

$$SF = \frac{available\ strength}{strength\ at\ failure} = \text{value of } \Sigma Msf \text{ at failure}$$

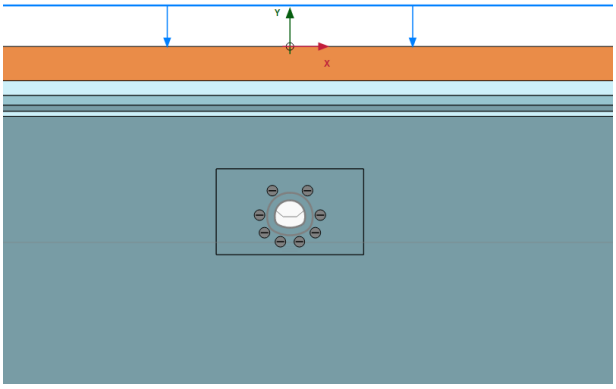
*Rovnice 1: Definice stabilitního faktoru FS*

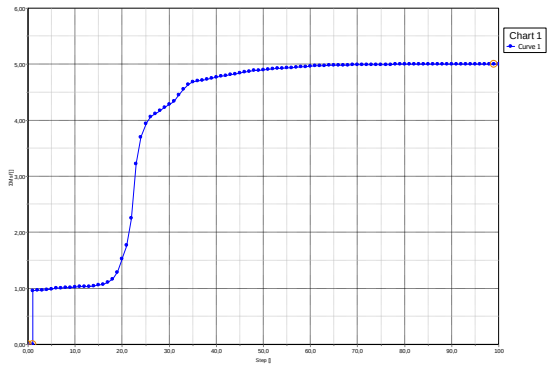





Analýza φ-c redukce v charakteristickém řezu č. 2

Výsledný SF = 2




Analýza φ-c redukce v charakteristickém řezu č. 5

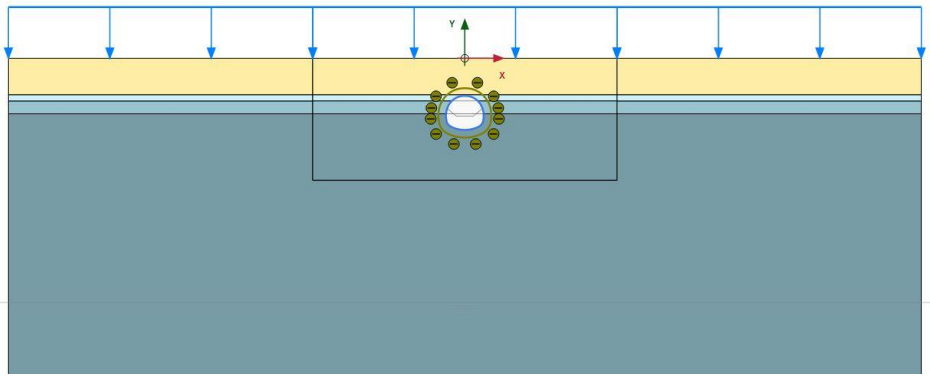
Výsledný SF = 5

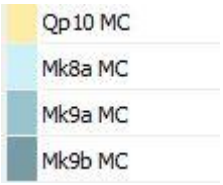
*Obr. 8: Analýza φ-c redukce*

[1] Numerický model uvažuje horninu jako izotropní materiál, jehož chování je matematicky definováno konstitučním modelem. Z toho vyplývá, že se zvolenou metodou mat. modelování nedají analyzovat lokální nestability na čelbě či lokální vpadávání bloků vlivem diskontinuit. Funkce primárního ostění je nejenom v zajištění globální stability (která je zde posuzována), ale i v zajištění lokálních nestabilit. Primární ostění je tedy vždy nutnou součástí technologického postupu NRTM.

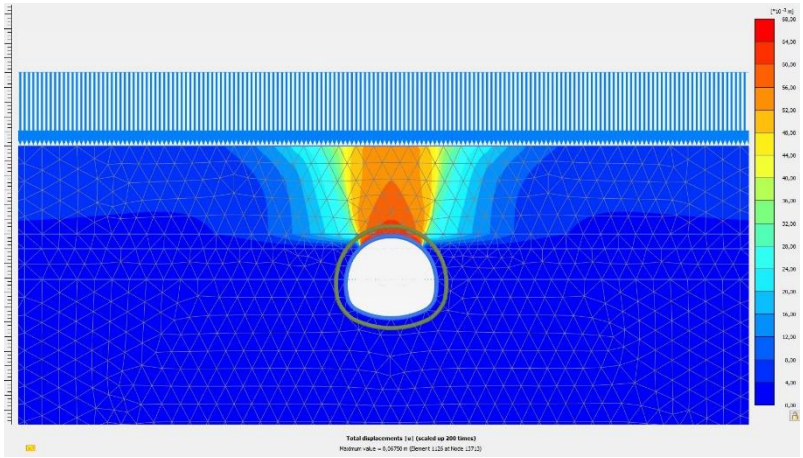
V místech, kde tunel neprochází natolik únosným masivem, aby numerický model predikoval stabilitu i bez primárního ostění (tj. řez č. 3 dle 4.4.3 a rez č. 4 dle 4.4.4), byla provedena analýza dle odstavce *5.3.5*. Výsledky těchto analýz a typové obálky vnitřních sil jsou zobrazeny v následujícím textu.

### 5.4.1 Charakteristický řez číslo 3

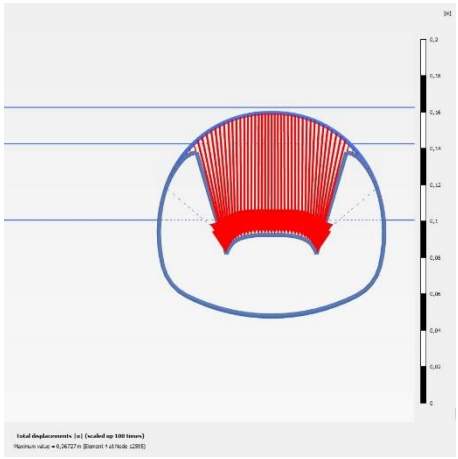


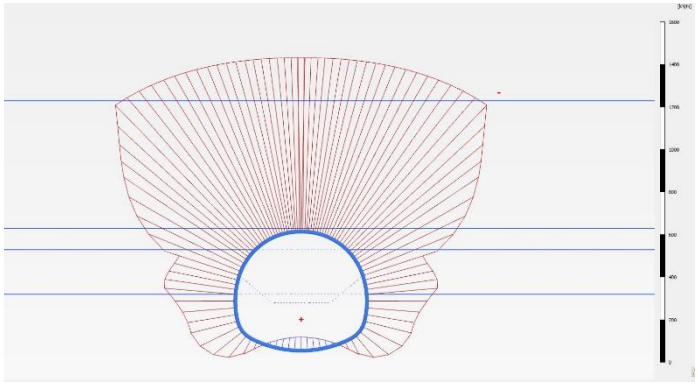
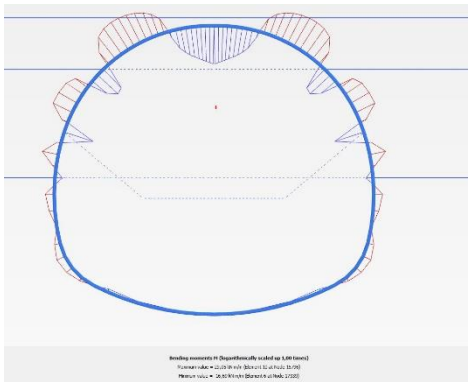
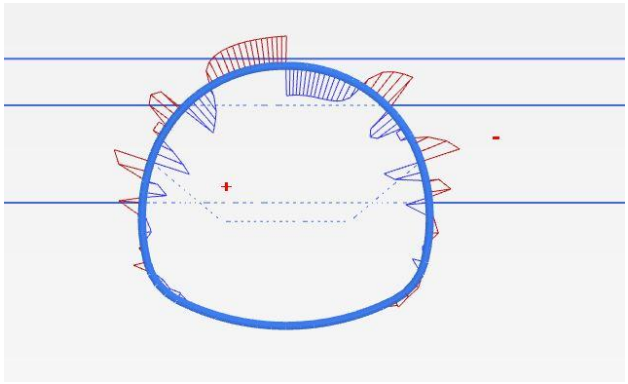
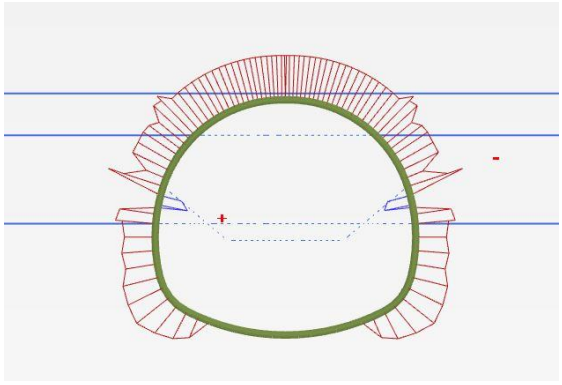

*Geologické vrstvy*



*Typické izolinie svislé deformace masívu [mm] v řezu č. 3*

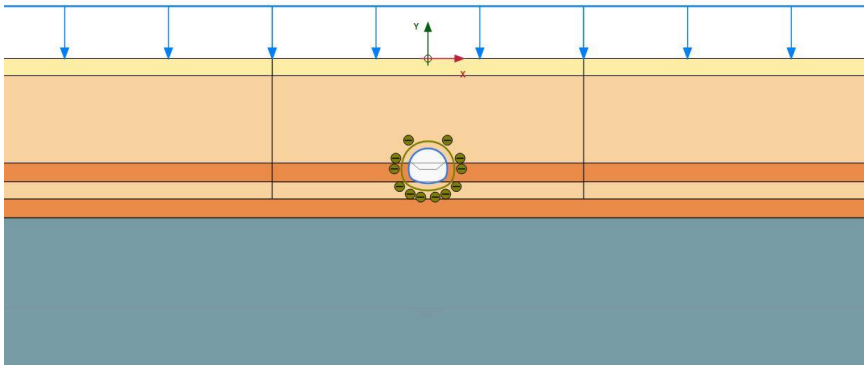


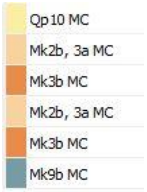
*Obálka deformací (max 67mm) po ukončení ražby*

| | |
|---|---|
|  | *Obálka normálových sil v primárním ostění (maximum: 950 kN m) po ukončení ražby* |
|  | *Obálka momentových sil v primárním ostění (maximum: 29 kN m/m ; minimum: -17 kN m/m) po ukončení ražby* |
|  | *Typická obálka posouvajících sil v primárním ostění (maximum: 55 kN/m ; minimum: -56 kN/m) po ukončení ražby* |
|  | *Radiální napětí na interface o průměrné hodnotě 130kPa na kalotě* |

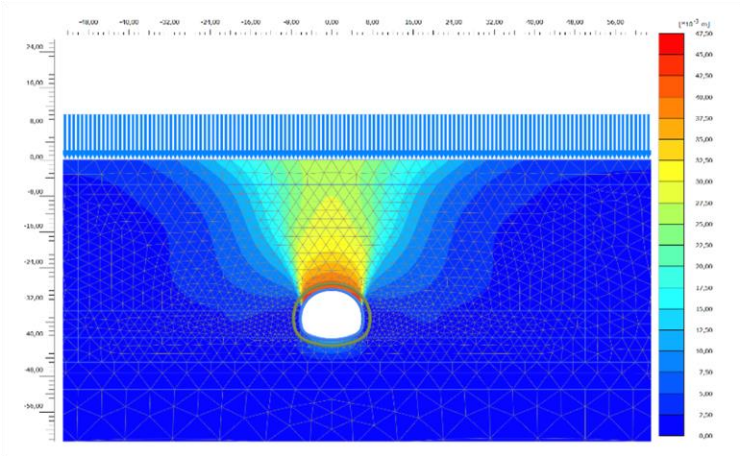
*Obr. 9: Schéma numerického modelu a jeho výsledky pro charakteristický řez č. 3*

## 5.4.2 Charakteristický řez číslo 4

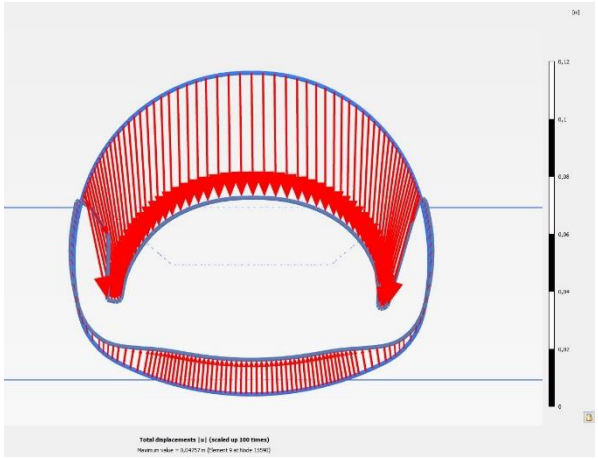




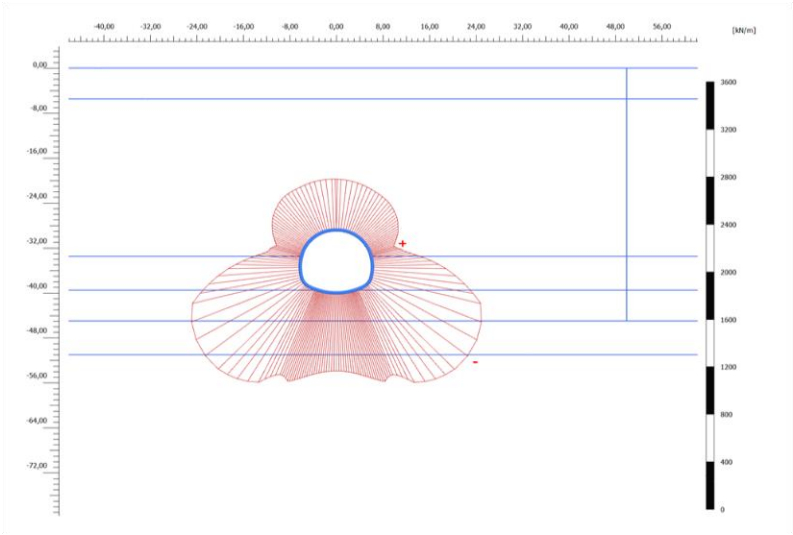
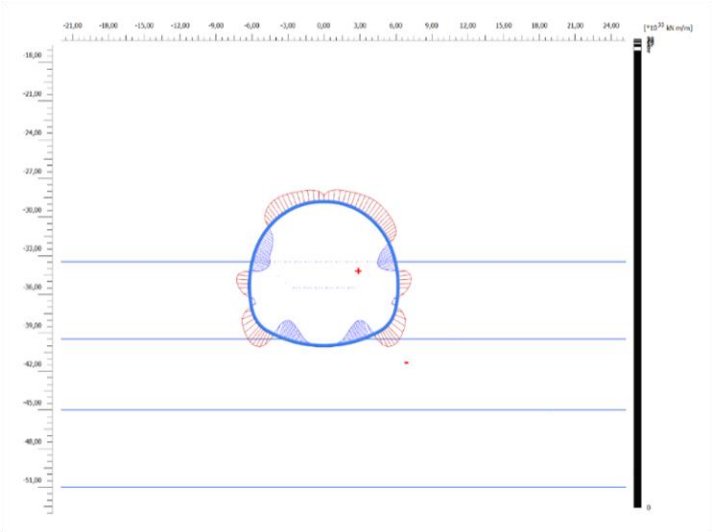
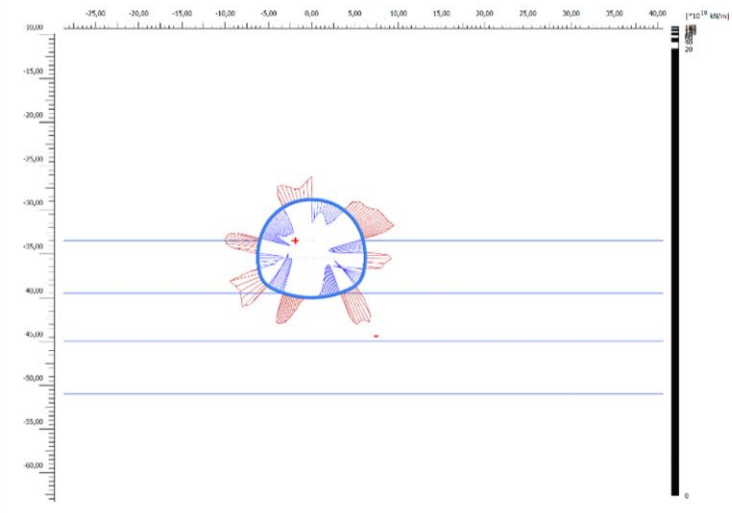

*Geologické vrstvy*

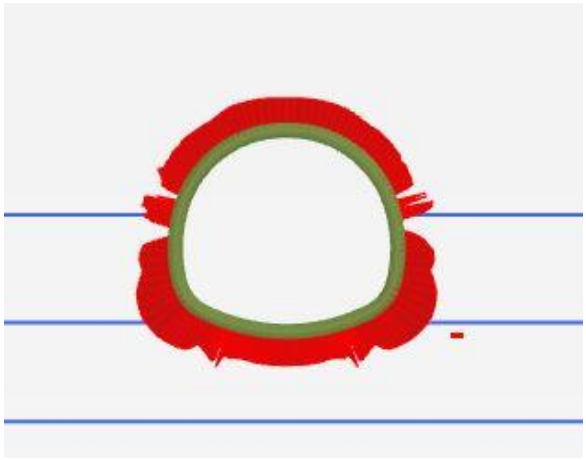


*Typické izolinie svislé deformace masívu [mm] v řezu č. 4*



*Obálka deformací (max 48 mm) po ukončení ražby*

| | |
|---|---|
|  | *Obálka normálových sil v primárním ostění (maximum: 1074 kN m) po ukončení ražby* |
|  | *Obálka momentových sil v primárním ostění (maximum: 29 kN m/m ; minimum: -32 kN m/m) po ukončení ražby* |
|  | *Typická obálka posouvajících sil v primárním ostění (maximum: 59 kN/m ; minimum: -59 kN/m) po ukončení ražby* |



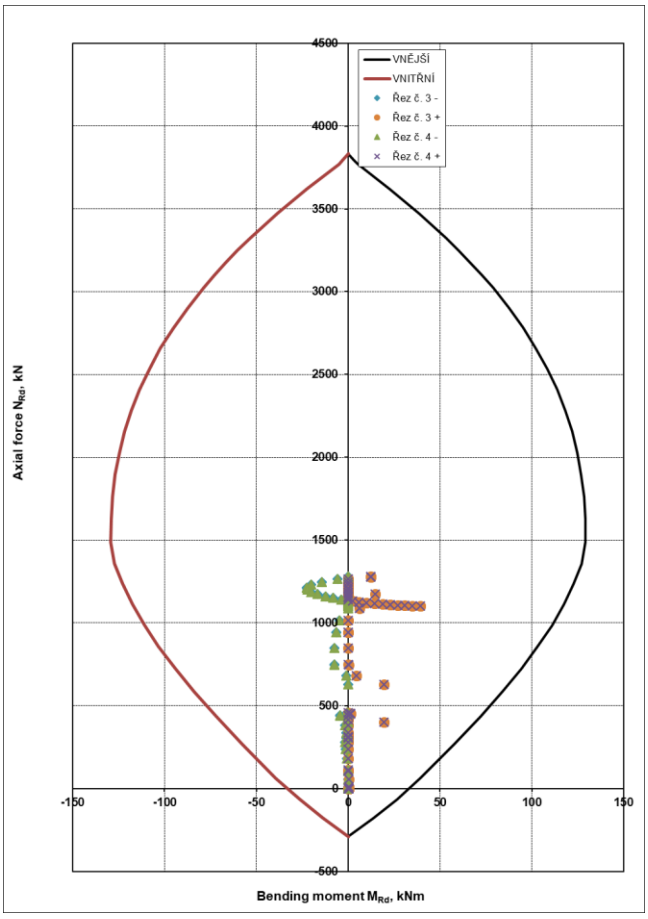
*Radiální napětí na interface o průměrné hodnotě 60kPa na kalotě*

*Obr. 10: Schéma numerického modelu a jeho výsledky pro charakteristický řez č. 4*

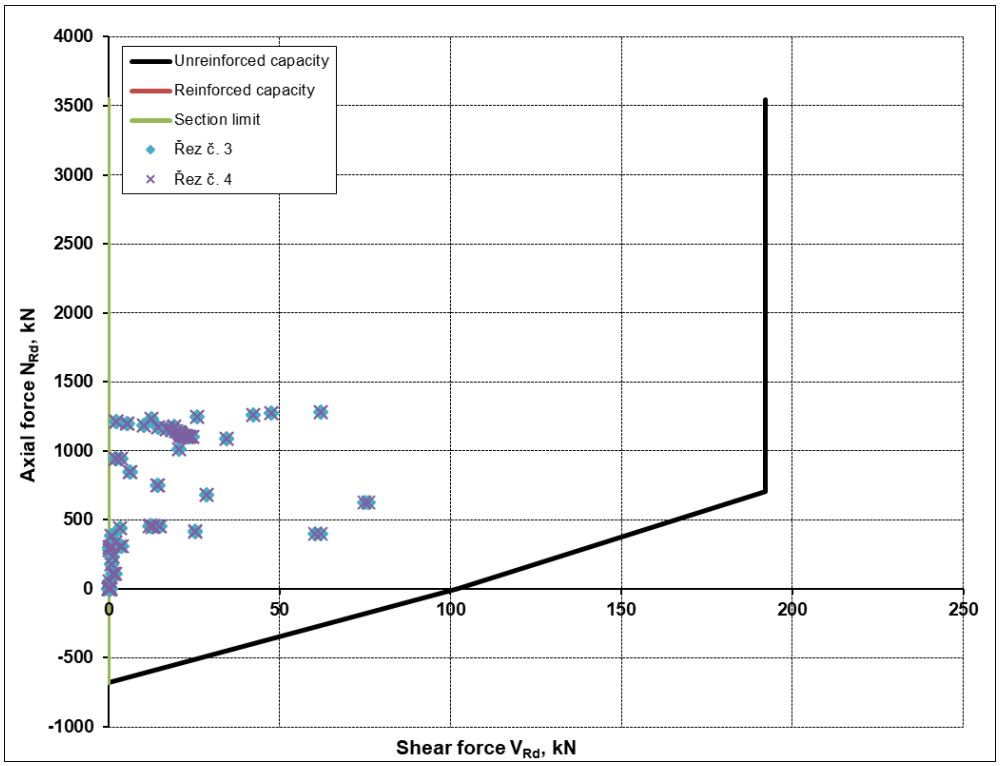
## 5.5 Posouzení únosnosti

Únosnost primárního ostění tunelů v ohybu s normálovou silou i ve smyku s normálovou silou byla posouzena v interakčních diagramech dle ČSN EN 1992-1-1.

Tunely přenesou působící napětí při nominálním vyztužení. Smyková výztuž není potřeba.




*Obr. 11: M-N interakční diagram pro primární ostění*




*Obr. 12: V-N Interakční diagram pro primární ostění*

# 6 Sekundární ostění ražených tunelů

Statická analýza sekundárního (vnitřního) ostění ražených tunelů ze železobetonu byla provedena v charakteristických řezech zobrazených v odstavci 4.4 za podmínek rovinné napjatosti pomocí statického MKP programu SCIA ENGINEER. Ve smyslu spolehlivosti stavební konstrukce bylo postupováno dle návrhového přístupu 2 normy ČSN EN 1997-1 [8] s aplikací součinitelů spolehlivosti na působící zatížení. Únosnost ostění ze železobetonu byla posouzena dle ČSN EN 1992-1-1 [6] s koeficientem $\alpha_{cc}$=0,85 dle ČSN EN 1992-2 [7].

Sekundární ostění je navrženo jako trvalé – definitivní.

Po plném uzavření klenby tunelů je uvažováno přitížení povrchu terénu ve výši 60 kPa, což pokryje:

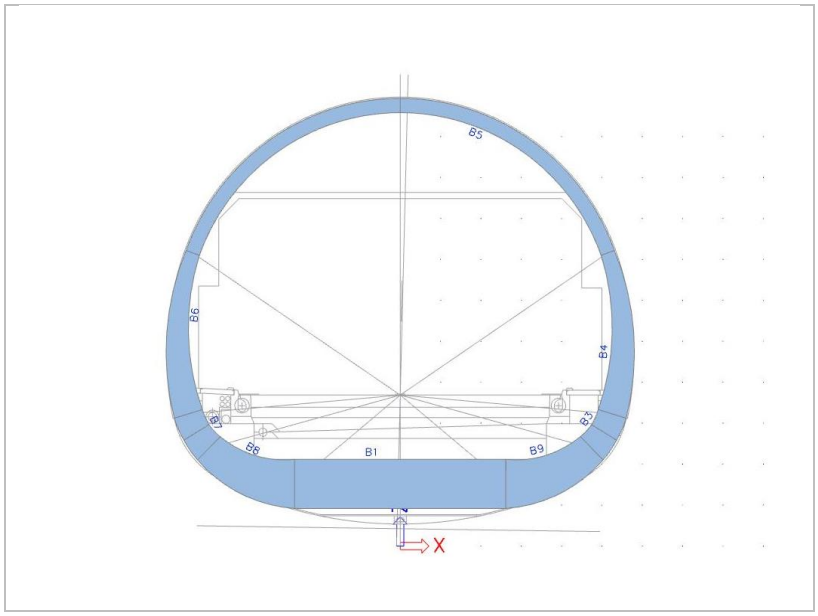
- Zvýšení povrchu terénu násypem o více než 3 m;
- Zatížení silniční nebo železniční dopravou dle ČSN EN 1991-2 (bez vlivu zvláštních vozidel);

## 6.1 Výpočtový model

Sekundární ostění je uvažováno ze železobetonu pevnostní třídy C30/37 dle ČSN EN 206 [10]. Ostění bude vyztuženo konvenční výztuží ze sítí a prutů z betonářské oceli B 500B dle ČSN 42 0139 [11]. Použití sekundárního ostění ze stříkaného betonu nebo vyztužení sekundárního ostění drátky nebo vlákny bez konvenční výztuže se neuvažuje.

Model sekundárního ostění je zobrazen níže (viz Obr. 13). Tloušťka horní klenby je cca. 350 mm a dna 1200 mm. Únosnost ostění byla analyzována pomocí interakčních diagramů pro jednotlivé charakteristické řezy v následujících oblastech:

- Klenba (cca. 350 mm)
- Pata klenby v základové spáře (cca. 725 mm)
- Náběh na dno (cca. 800 mm)
- Dno (cca 1200 mm)

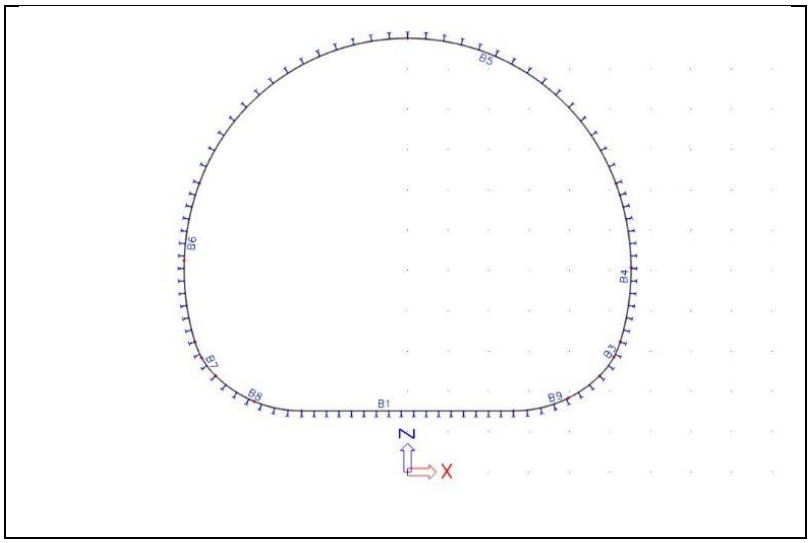



*Obr. 13: Model sekundárního ostění*

Ostění bylo sestaveno z prutových prvků modelovaných na střednici. Náběhy při změně tloušťky byly modelovány plynulým nárůstem tloušťky rovnoměrně podle střednice. Ostění bylo modelováno lineárně pružné a uvažováno plně spojené bez kloubů.

Ostění bylo podepřeno na pružných podporách působících pouze v tlaku *(*Obr. 14*)* s tuhostí odvozenou z vnějšího poloměru křivosti a modulu pružnosti okolního prostředí na větvi odtížení a zpětného přitížení.

Výpočet modelu byl s ohledem na nelinearitu podepření (vyloučení tahu v podporách) proveden iterativně nelineárním řešičem a zároveň byly definovány nelineární kombinace zatěžovacích stavů uvedených v Tab. 6.




*Obr. 14: Výpočtový model ostění – zobrazení podpor*

# 6.2 Zatížení

## 6.2.1 Seznam uvažovaných zatížení

| Zatěžovací stav | Popis | Součinitel zatížení |
|---|---|---|
| **Stálá zatížení** | | |
| SZ-01 | Vlastní tíha | 1,35 |
| SZ -02 | Zemní tlak | 1,35 |
| SZ -03 | Vodní tlak | 1,35 |
| SZ -04 | Přitížení | 1,35 |

*Tab. 6: Uvažovaná stálá zatížení*

## 6.2.1 Vlastní tíha

Vlastní tíha ostění byla stanovena na základě objemové hmotnosti uvažované ve výši 25 kN/m$^{-3}$ dle ČSN EN 1991-1-1 [5].

## 6.2.2 Zemní tlak

Odhad působícího zemního tlaku (*Obr. 15*) byl proveden s pomocí klasické Terzaghiho klenbové teorie. Vodorovný tlak byl stanoven přes koeficient zemního tlaku v klidu. Svislý tlak v koruně tunelu stanovený touto metodikou odpovídal zhruba 240 kPa, což odpovídá:

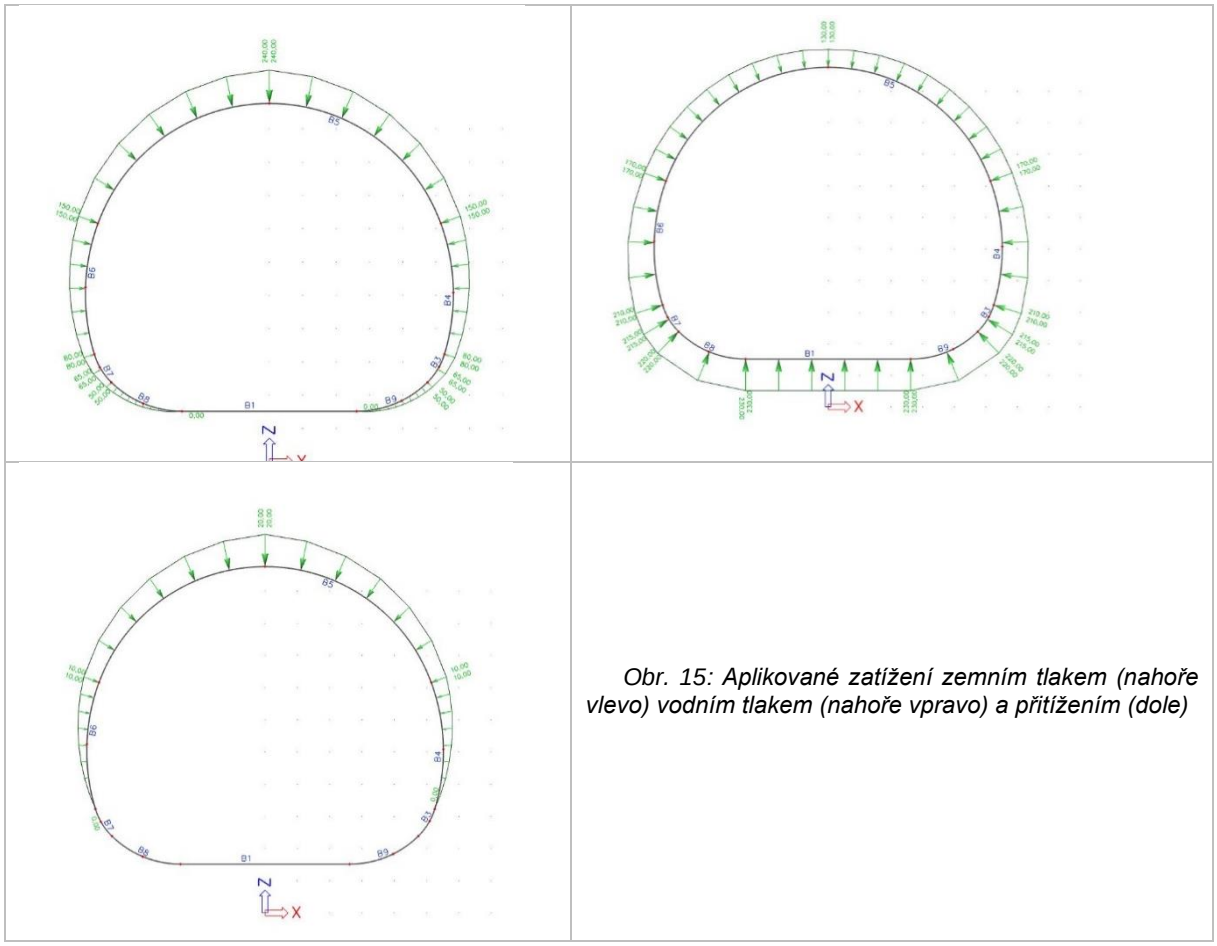
- 15% plné tíhy nadloží v řezu s nejvyšším nadložím (tj. 63m);
- 100% plné tíhy nadloží v řezu s nejnižším nadložím (tj. 13m), kde se z důvodu nízké mocnosti nadloží klenbová teorie neaplikovala

### 6.2.3 Vodní tlak

Zatížení vodním tlakem (Obr. 15) bylo stanoveno na základě předpokladu hydrostatického tlaku od povrchu terénu v údolí. Tento přístup je považován za konzervativní, protože trasa tunelu je plánovaná nad domnělou hladinou spodní vody.

### 6.2.4 Přitížení

Na povrch terénu bylo uvažováno přitížení (Obr. 15) o velikosti 60 kPa. Roznos přitížení s hloubkou byl stanoven pomocí již zmíněné klenbové teorie.



*Obr. 15: Aplikované zatížení zemním tlakem (nahoře vlevo) vodním tlakem (nahoře vpravo) a přitížením (dole)*

### 6.2.5 Kombinace zatěžovacích stavů

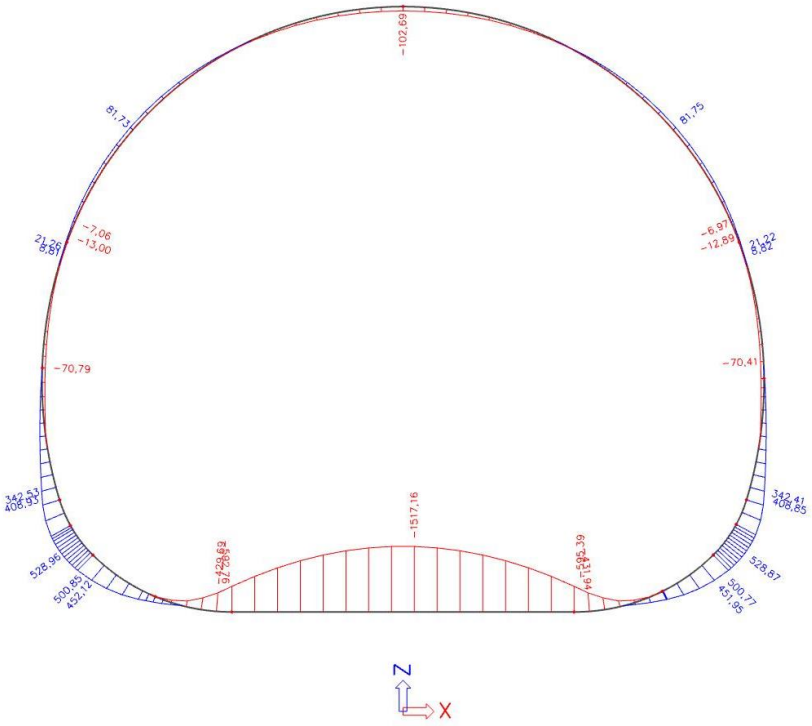
Kombinace zatěžovacích stavů pro MSÚ použité ve výpočtu jsou shrnuty v tabulce níže vč. součinitelů.

| Kombinace / Stav | SZ-01<br>Vlastní tíha | SZ-01<br>Vodní tlak | SZ-03<br>Zemní tlak | SZ-04<br>Přitížení |
|---|---|---|---|---|
| MSÚ-01 | 1,35 | - | - | - |
| MSÚ-02 | 1,35 | 1,35 | - | - |
| MSÚ-03 | 1,35 | - | 1,35 | - |
| MSÚ-04 | 1,35 | 1,35 | 1,35 | - |
| MSÚ-05 | 1,35 | 1,35 | 1,35 | 1,35 |

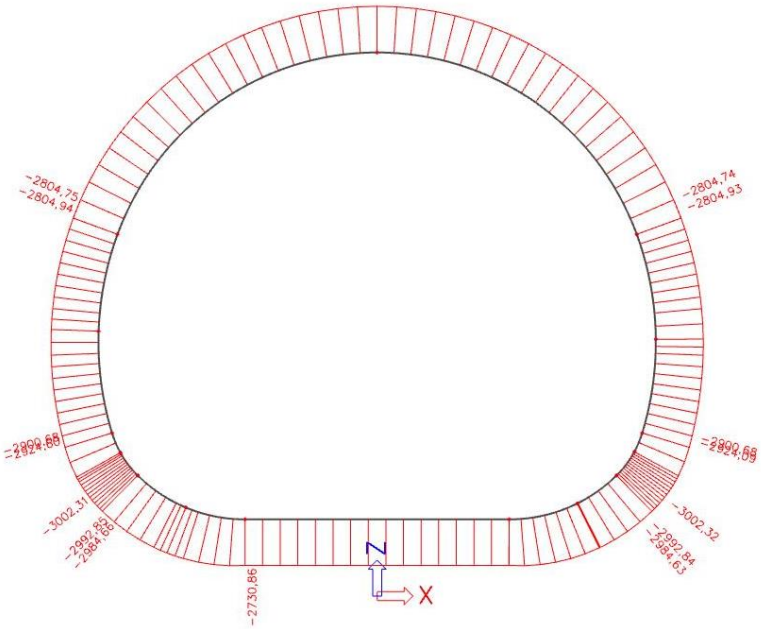
*Tab. 7: Kombinace zatěžovacích stavů*

## 6.3 Vnitřní síly

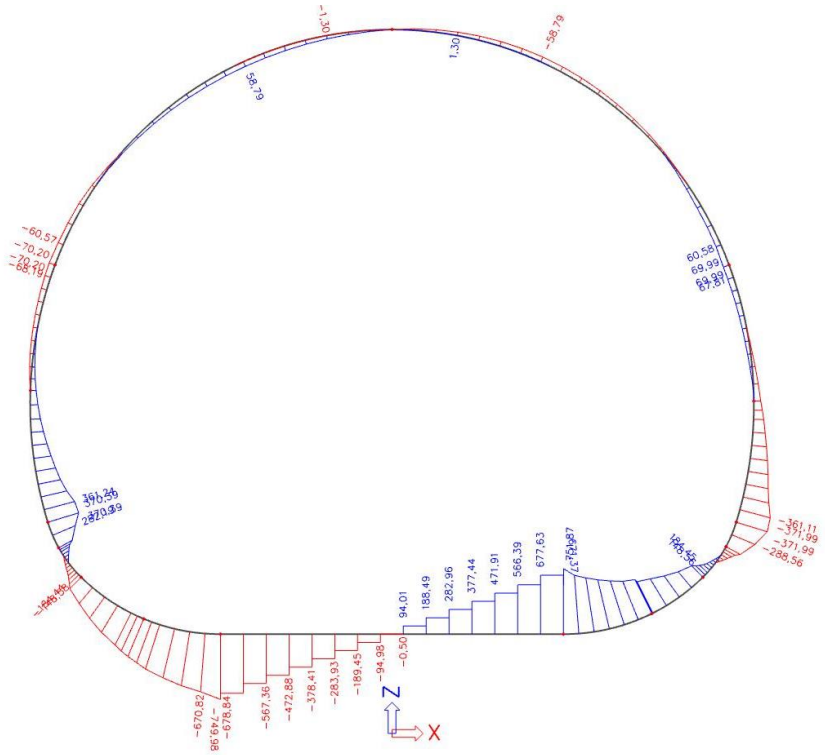
Na následujících obrázcích jsou zobrazeny obálky vnitřních sil pro kombinace na MSÚ.




*Obr. 16: Obálka ohybových momentů*




*Obr. 17: Obálka normálových sil*



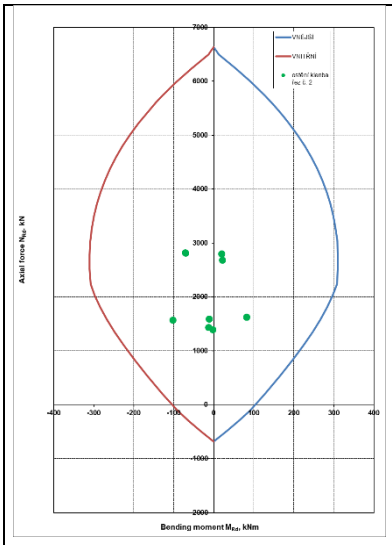
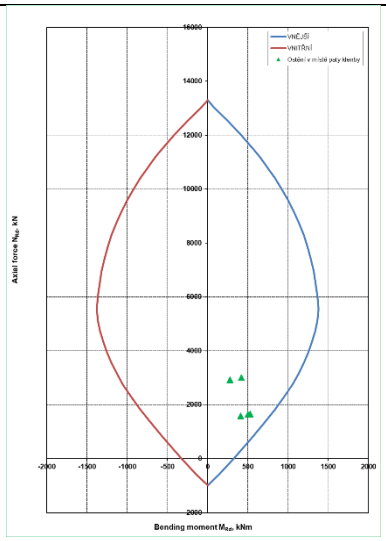
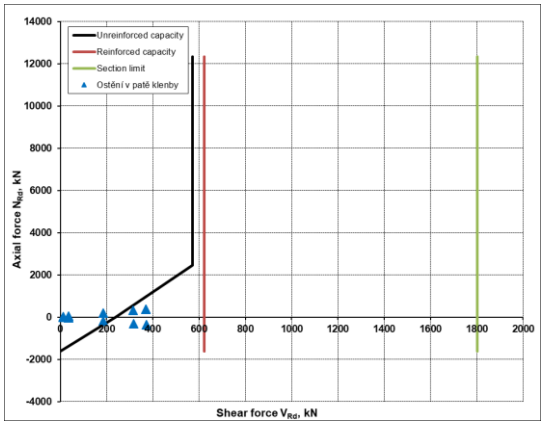
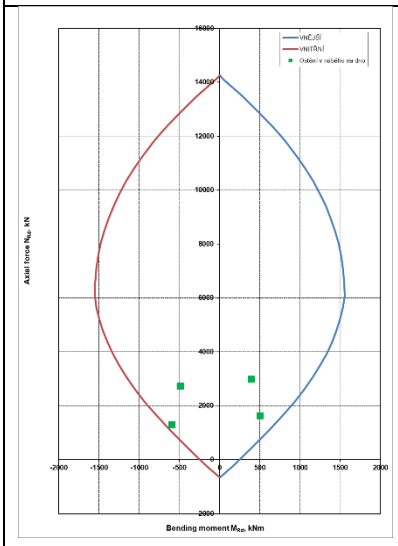
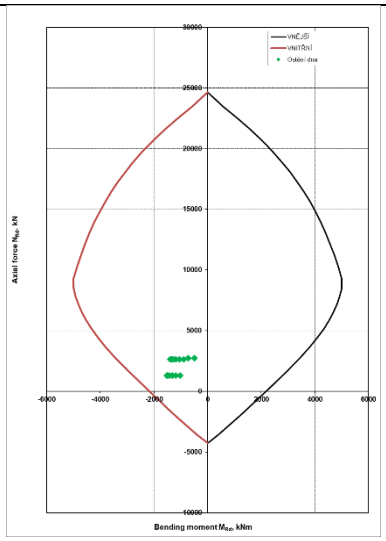
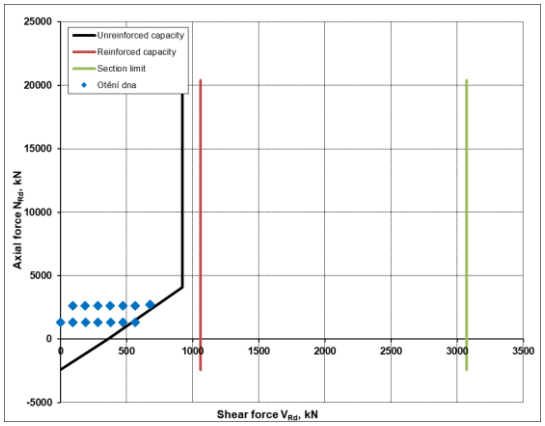

*Obr. 18: Obálka posuvných sil*

## 6.4 Posouzení únosnosti

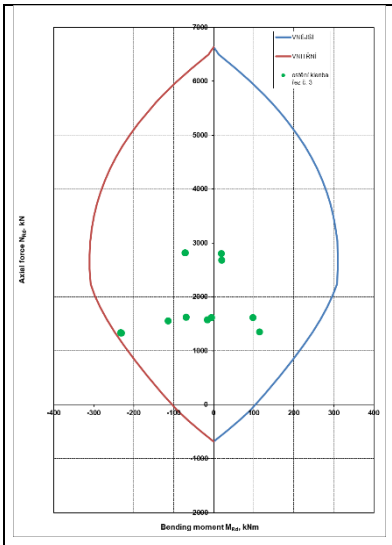
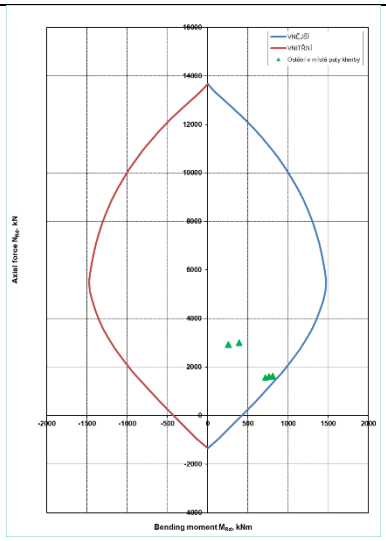
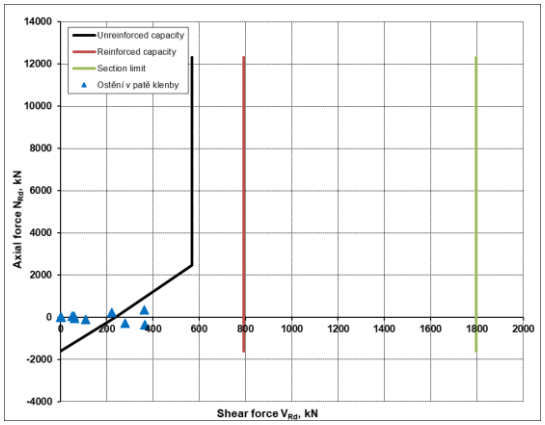
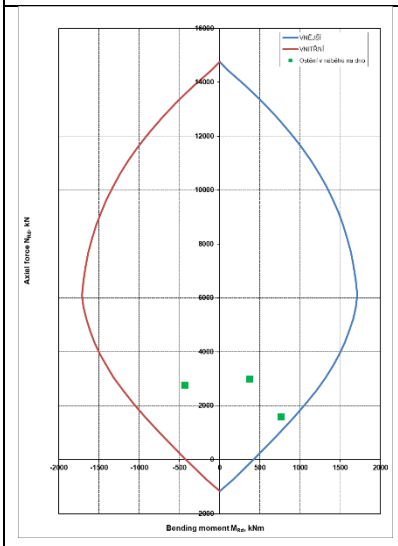
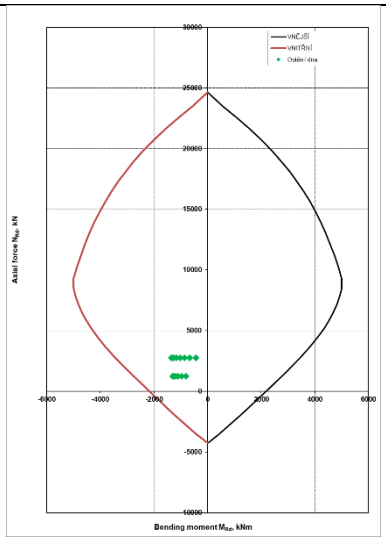
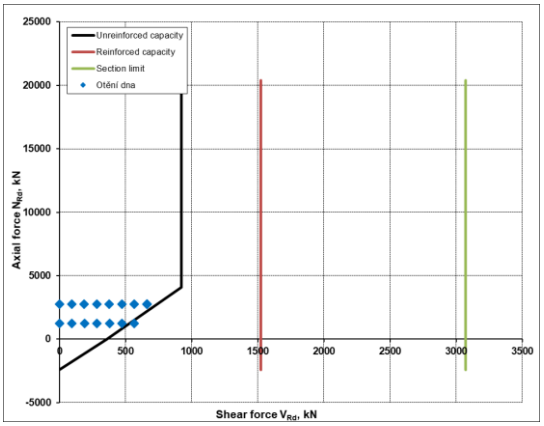
Únosnost sekundárního ostění ražených tunelů v ohybu s normálovou silou (MSÚ) a ve smyku s normálovou silou (MSÚ) byla posouzena v interakčních diagramech dle ČSN EN 1992-1-1 *(Tab. 9 - Tab. 12)* s následujícím „referenčním“ vyztužením:

| | **Klenba** | **Pata klenby** | **Náběh na dno** | **Dno** |
|---|---|---|---|---|
| **Řez č. 2** | R10 á100; smyková výztuž není třeba | R12 á 100; R10 á 200 x 400 v místě max. smyku | R12 á150; smyková výztuž není třeba | R25 á 200; R10 á 200 x 400 v místě max. smyku |
| **Řez č. 3** | R10 á100; smyková výztuž není třeba | R14 á 100; R8 á 200 x 200 v místě max. smyku | R14 á150; smyková výztuž není třeba | R25 á 200; R12 á 200 x 400 v místě max. smyku |
| **Řez č. 4** | R10 á100; smyková výztuž není třeba | R12 á 100; R8 á 200 x 200 v místě max. smyku | R25 á 200; R10 á 200 x 400 v místě max. smyku | R25 á 200; R10 á 200 x 400 v místě max. smyku |
| **Řez č. 5** | R10 á 150; smyková výztuž není třeba | R12 á 100; smyková výztuž není třeba | R12 á100; smyková výztuž není třeba | R25 á 200; R10 á 200 x 400 v místě max. smyku |

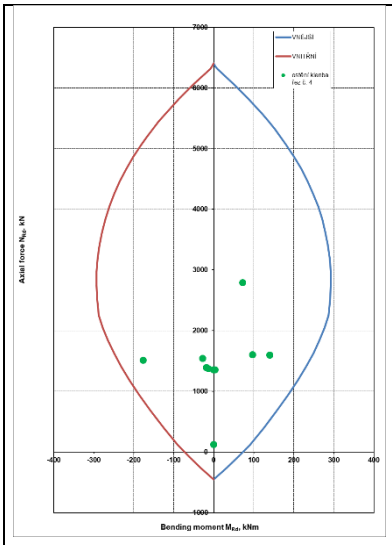
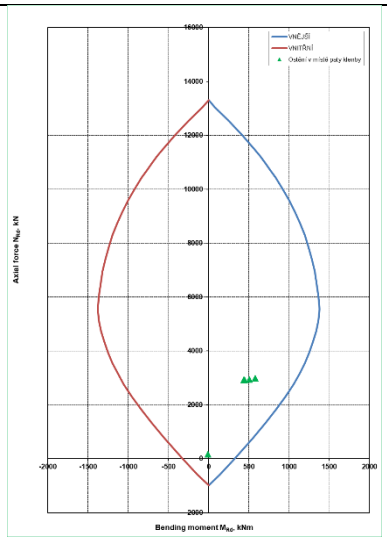
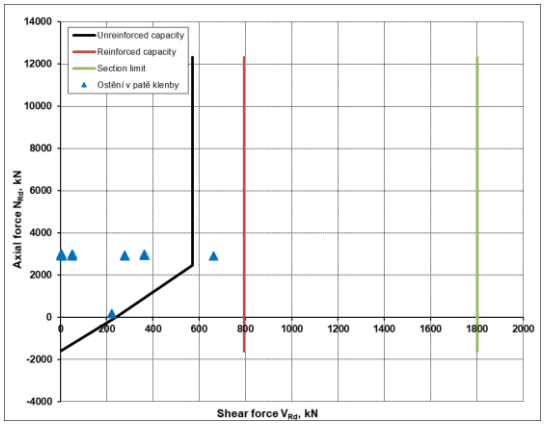
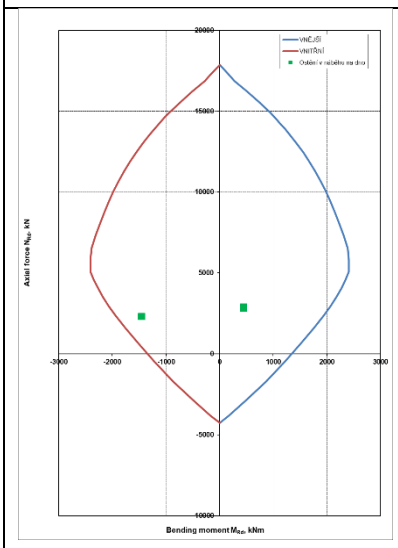
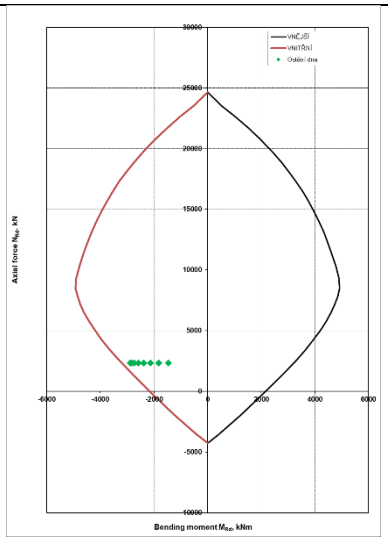
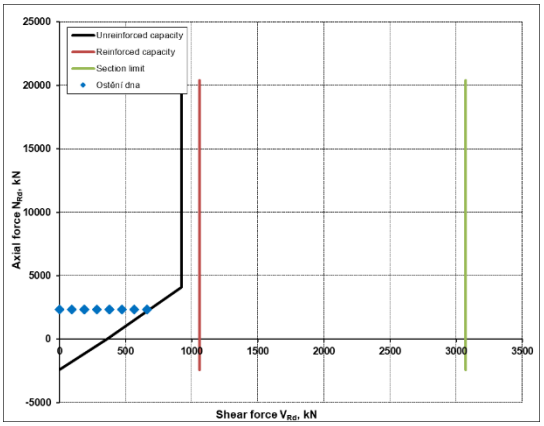
*Tab. 8: Vyztužení ostění pro jednotlivé charakteristické řezy a jednotlivé sekce ostění*

| | | |
|---|---|---|
|  |  |  |
| Klenba: M-N | Pata klenby: M-N | Pata klenby: V-N |
|  |  |  |
| Náběh na dno: M-N | Dno: M-N | Dno: V-N |

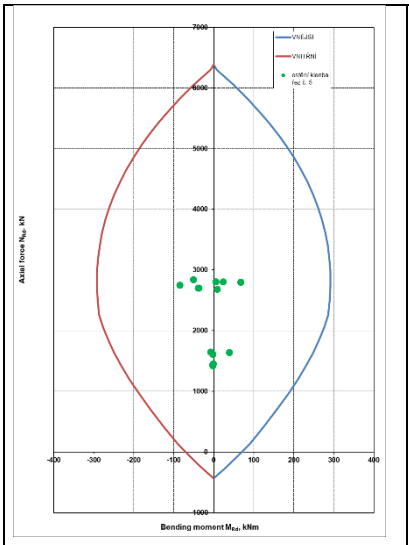
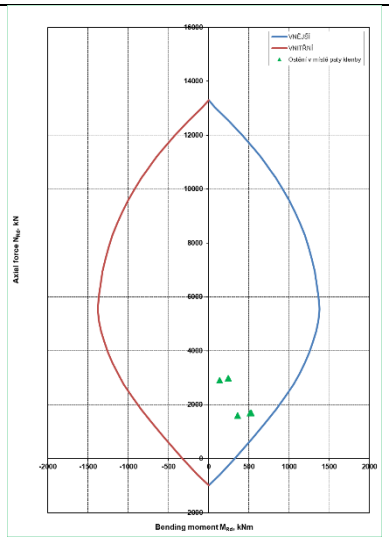
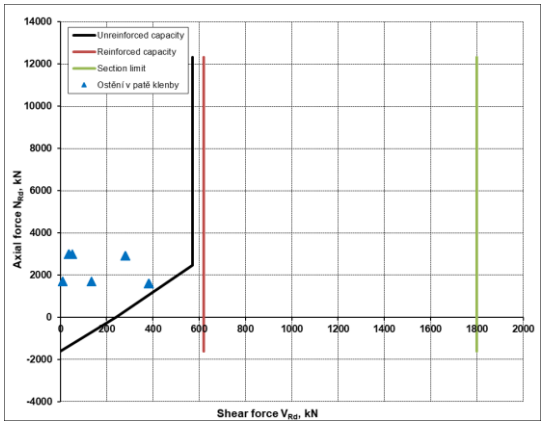
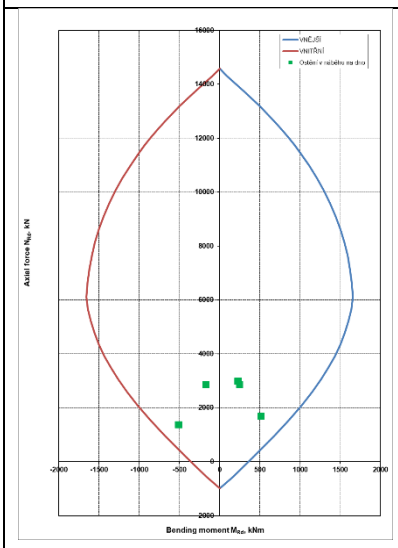
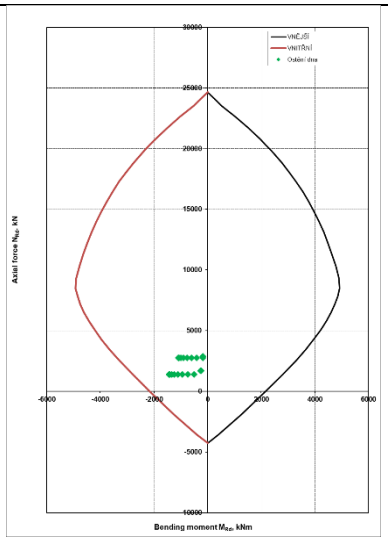
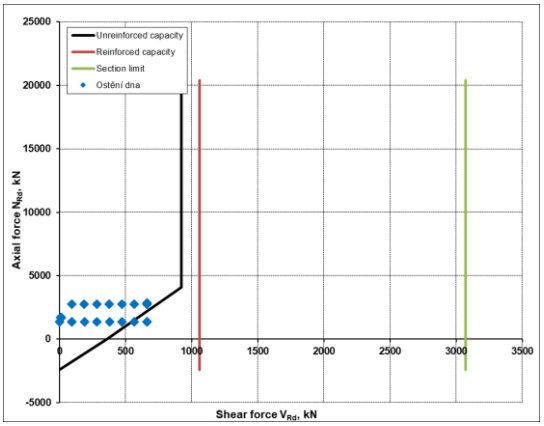
*Tab. 9: Interakční diagramy pro charakteristický řez č. 2*

| | | |
|---|---|---|
|  |  |  |
| Klenba: M-N | Pata klenby: M-N | Pata klenby: V-N |
|  |  |  |
| Náběh na dno: M-N | Dno: M-N | Dno: V-N |

*Tab. 10: Interakční diagramy pro charakteristický řez č. 3*

| | | |
|---|---|---|
|  |  |  |
| Klenba: M-N | Pata klenby: M-N | Pata klenby: V-N |
|  |  |  |
| Náběh na dno: M-N | Dno: M-N | Dno: V-N |

*Tab. 11: Interakční diagramy pro charakteristický řez č. 4*

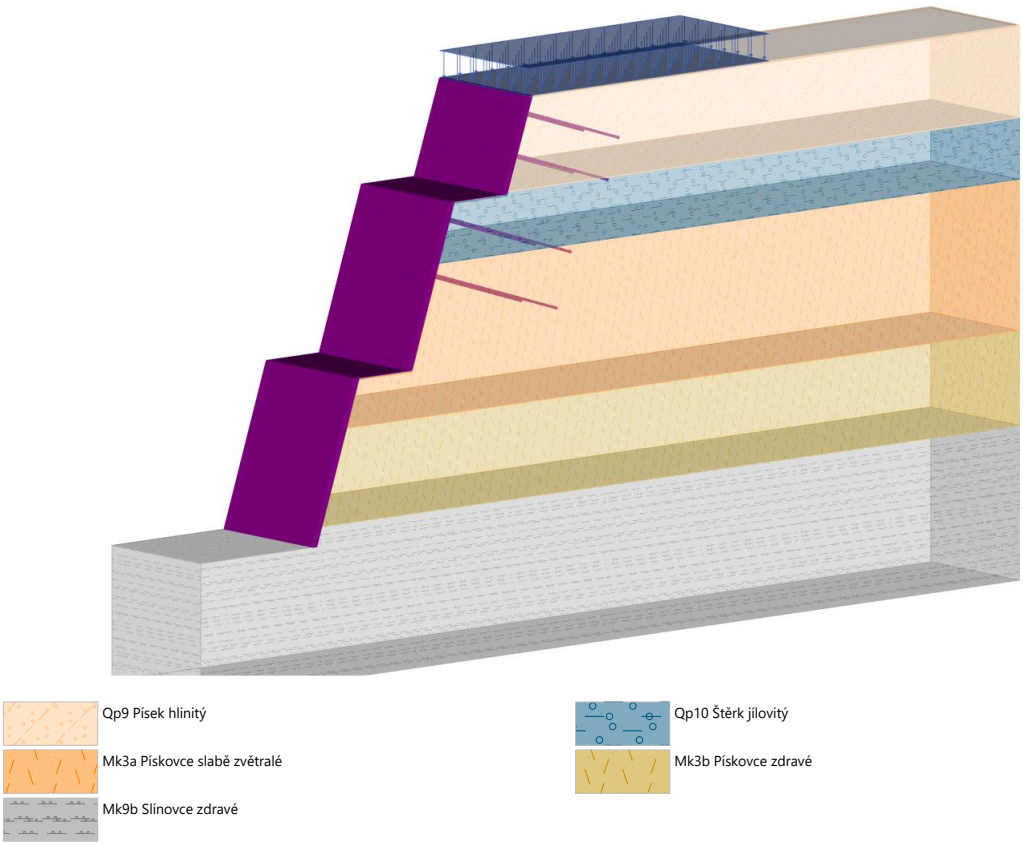
| | | |
|---|---|---|
|  |  |  |
| Klenba: M-N | Pata klenby: M-N | Pata klenby: V-N |
|  |  |  |
| Náběh na dno: M-N | Dno: M-N | Dno: V-N |

*Tab. 12: Interakční diagramy pro charakteristický řez č. 5*

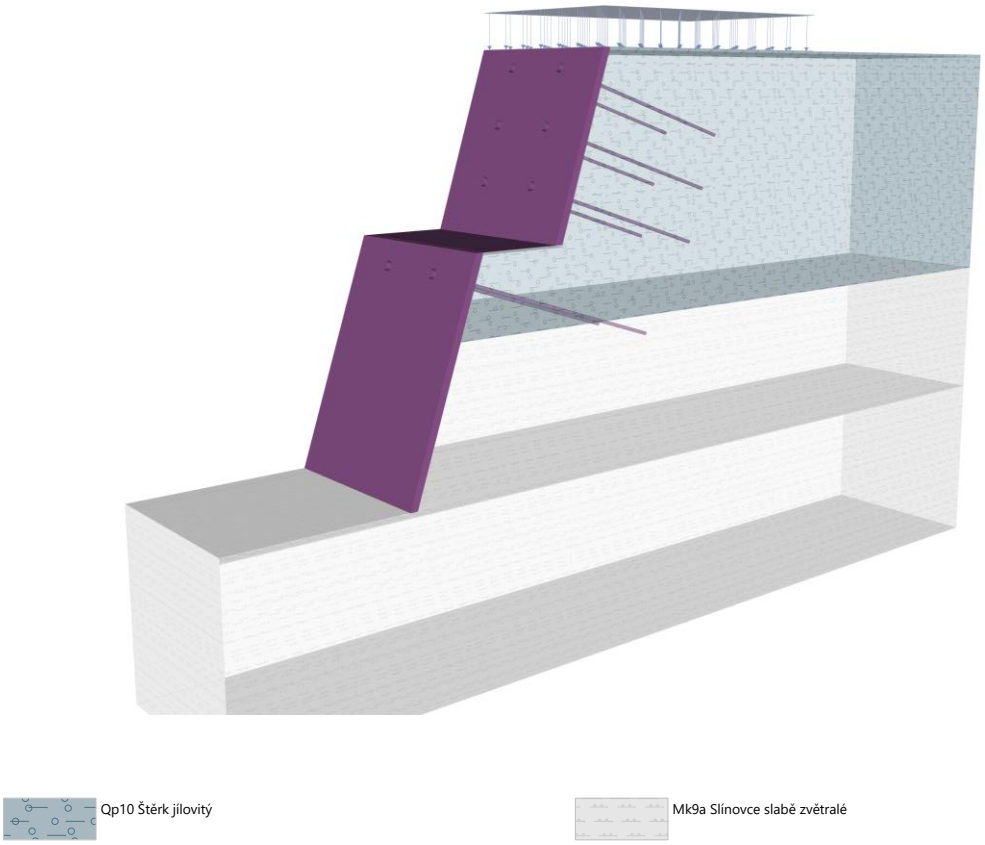
# 7 Stabilita zářezů hloubených úseků

## 7.1 Geometrie

Zářezy hloubených úseků budou formovány ve stupních výšky do 6,0 m s lícem ve sklonu 3:1, oddělených lavičkami šířky 2,5 m. Stupně budou zajištěny vrstvou ze stříkaného betonu a svařovaných sítí. Pro vyšší části zářezu, které se nachází v zeminách, budou stupně zajištěny hřebíky v rastru 1,5 m x 2 m až 2 m x 2 m.




*Obr. 19: Severní svah pro řez č. 1*




*Obr. 20: J-V svah pro řez č. 6*

## 7.2 Charakteristické řezy

Zářez byl modelován v charakteristických řezech č. 1 a 6 *(Obr. 1 a Obr. 6)*.

## 7.3 Přitížení povrchu

Za korunou svahu bylo uvažováno užitné přitížení povrchu terénu ve výši 10 kPa.

## 7.4 Metodika výpočtů

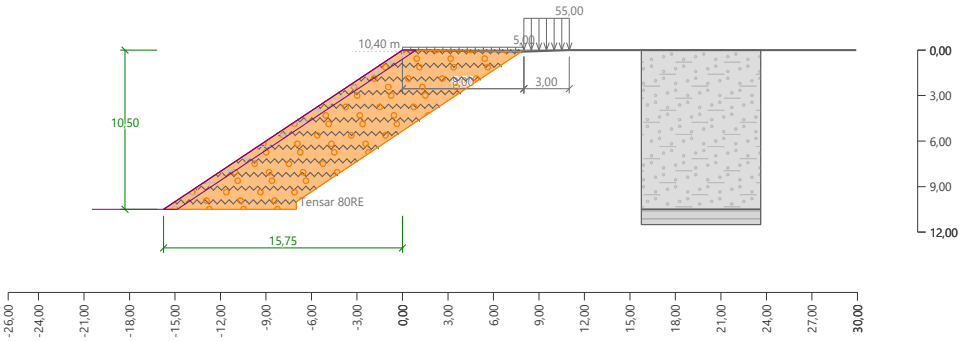
Výpočty a posouzení byly provedeny ve 2D řezech metodou mezní rovnováhy v modulech Stabilita svahu a Hřebíkovaný svah programu GEO5. Výpočty byly provedeny dle návrhového přístupu 3 normy ČSN EN 1997-1 [8], který je pro tento typ působení výstižný.

Generované protokoly z výpočtů jsou přiloženy na konci této zprávy [11.1].

# 8 Stabilita zásypů hloubených úseků

## 8.1 Geometrie

Zásyp definitivních portálů je proveden ve sklonu 1:1,5. Líc svahu je zpevněn kamenným záhozem tloušťky min. 500 mm z balvanů o velikosti cca. 200 mm. Zásyp je na čele vyztužen geomřížemi délky cca. 8 m, zabudovanými do hutněné sypaniny z drceného kameniva ve výškové rozteči á 0,9 m (*Obr. 21*). Dále následuje běžný zásypový materiál. Proti stékání povrchové vody je vybudován ochranný val.




*Obr. 21:Zásyp hloubených úseků*

## 8.2 Přitížení povrchu

Za korunou svahu bylo uvažováno užitné přitížení povrchu terénu ve výši 5 kPa. V místě příčně vedoucí obslužné komunikace bylo uvažováno zatížení 55 kPa v souladu s ČSN EN 1991-1 [5].

## 8.3 Metodika výpočtů

Výpočet byl proveden na 2D řezu metodou mezní rovnováhy v modulu Vyztužené náspy programu GEO5, dle návrhového přístupu 3 normy ČSN EN 1997-1 [8], který je pro tento typ působení výstižný.

Byly uvažovány výztuhy, jejichž dlouhodobá návrhová pevnost je $R_t$ = 21,5 kN/m.

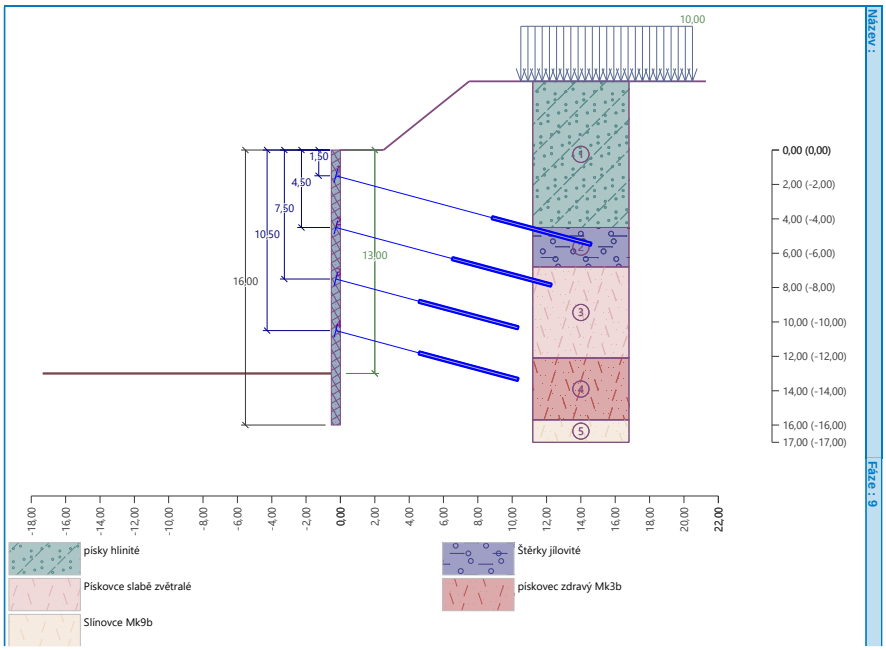
Generovaný protokol z výpočtů je přiložen na konci této zprávy [11.2].

# 9 Dočasné záporové pažení

Dočasné záporové pažení je projektováno v místě počátku raženého úseku tunelu.

## 9.1 Geometrie

Uvažovaná záporová stěna o volné výšce 13 m je kotvena ve čtyřech kotevních úrovních (viz Obr. 22). Konstrukčně je tvořena záporami typu I(IPN) 400 o délce 16 m. Osová vzdálenost zápor je uvažována 1,5 m, vodorovná vzdálenost kotev je 3 m.




*Obr. 22: Záporové pažení*

## 9.2 Materiál

- Zápory: konstrukční ocel S235.
- Převázky: konstrukční ocel S235.

## 9.3 Charakteristické řezy

Záporová stěna byla analyzována v místě charakteristického řezu č. 1 (Obr. 1).

## 9.4 Přitížení povrchu

Za korunou svahu bylo uvažováno přitížení povrchu terénu ve výši 10 kPa.

## 9.5 Metodika výpočtů

Výpočty a posouzení byly provedeny ve 2D řezech metodou závislých tlaků v modulu Pažení posudek programu GEO5. Výpočty byly provedeny dle návrhového přístupu 2 normy ČSN EN 1997-1.

Generované protokoly z výpočtů jsou přiloženy na konci této zprávy.

# 9.6 Posouzení ocelového průřezu na ohyb

## 9.6.1 Převázky

| | |
|---|---|
| $M_{ed}$ / $M_{Rd}$ ≤ 1,0<br>$M_{ed}$ =1/4*P*L = 150kN.m<br>$M_{Rd}$=(W*$f_y$)/ $\gamma_m$= 252kN.m<br>$M_{ed}$ / $M_{Rd}$ = 0,59 ≤ 1,0<br>**VYHOVUJE**<br>Účinnost 59 % | |
| Typ ocelového nosníku | 2xU 300 |
| $F_{ym}$ = mez kluzu oceli | 235 MPa |
| $\gamma_m$= dílčí součinitel únosnosti průřezu | 1,0 |
| W = elastický modul průřezu | $1{,}071.10^{-3}$ $m^3$ |
| P = maximální uvažovaná kotevní síla (obdržená z výpočtu v GEO5) | 400kN |
| L= délka převázky | 1,5 m |

## 9.6.2 Zápory

Posouzení zápor je zahrnuto ve výpočtu programem GEO5 a je shrnuto v protokolu z výpočtu na konci této zprávy.

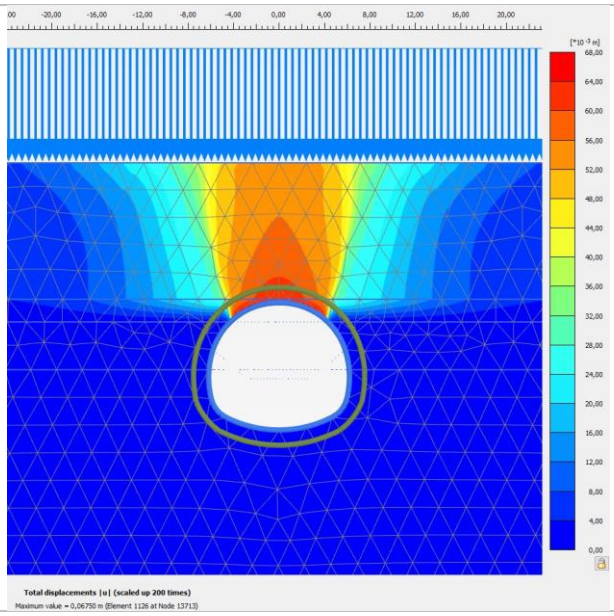
# 9.7 Závěr

Posouzení záporového pažení, jeho konstrukčních prvků a stability vyhovělo.

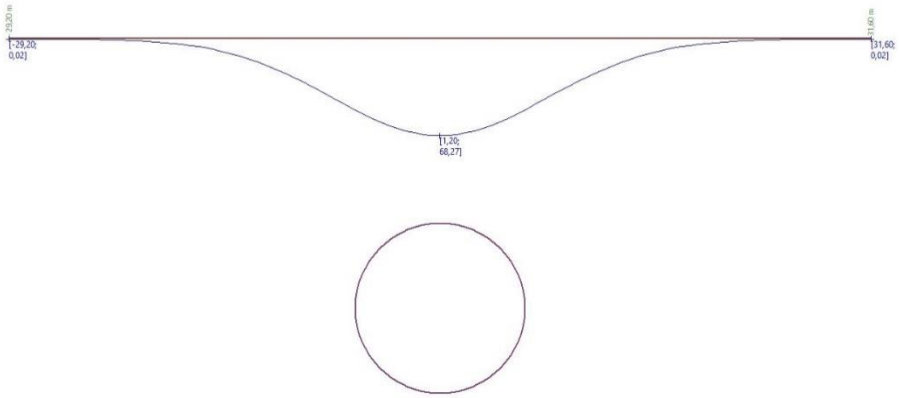
# 10 Výpočet sedání nadloží a šířky poklesové kotliny

Za použití metody konečných prvků (dále MKP) byla simulovaná ražba tunelu NRTM ve čtyřech charakteristických řezech 5.1. Tyto modely zároveň zobrazují vznik poklesové kotliny na povrchu. Pro výpočet sedání povrchu a šířky poklesové kotliny byla použita metoda „Ztráta objemu“ v programu GEO5, modul Výrub. Hodnoty obdržené touto semi-empirickou metodou byly porovnány s výsledky MKP.

Výpočet sedání a tvar poklesové kotliny byl proveden v nejkritičtějším řezu z hlediska geologie a výšky nadloží, tj. v charakteristickém řezu č. 3, kde je uvažováno, že bude sedání nabývat maximálních hodnot. Protokol z výpočtu, kde jsou zobrazeny vstupní parametry, je přiložen na konci této zprávy.




*Poklesová kotlina vypočítaná MKP*




*Poklesová kotlina vypočítaná metodou „Ztráta objemu“*

*Poklesová kotlina o rozsahu cca. 30m a maximálním sedáním 68mm*

*Obr. 23:Poklesová kotlina v místě charakteristického řezu číslo 3*

# 11 Protokoly z výpočtů

## 11.1 Hřebíkované svahy

### Výpočet hřebíkovaného svahu

### Vstupní data

#### Projekt

Akce : 19-148.203 D35 Staré Město - Mohelnice, DÚR
Část : Maletin svah PT 1,59
Vypracoval : HS
Datum : 29.10.2019

#### Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

#### Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1 : Česká republika

#### Výpočet zdí

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)
Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe
Tvar zemního klínu : počítat šikmý
Dovolená excentricita : 0,333
Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
Návrhový přístup : 3 - redukce zatížení GEO, STR a materiálu

| Součinitele redukce zatížení (F) | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Dočasná návrhová situace | | | | | | | | | |
| | | Stav STR | | | | Stav GEO | | | |
| | | Nepříznivé | | Příznivé | | Nepříznivé | | Příznivé | |
| Stálé zatížení : | $\gamma_G$ = | 1,35 | [–] | 1,00 | [–] | 1,00 | [–] | 1,00 | [–] |
| Proměnné zatížení : | $\gamma_Q$ = | 1,50 | [–] | 0,00 | [–] | 1,30 | [–] | 0,00 | [–] |
| Zatížení vodou : | $\gamma_w$ = | | | | | 1,00 | [–] | | |

| Součinitele redukce materiálu (M) | | | |
|---|---|---|---|
| Dočasná návrhová situace | | | |
| Součinitel redukce úhlu vnitřního tření : | $\gamma_\phi$ = | 1,25 | [–] |
| Součinitel redukce efektivní soudržnosti : | $\gamma_c$ = | 1,25 | [–] |
| Součinitel redukce neodv. smykové pevnosti : | $\gamma_{cu}$ = | 1,40 | [–] |
| Součinitel redukce Poissonova čísla : | $\gamma_v$ = | 1,00 | [–] |

#### Stabilitní výpočty

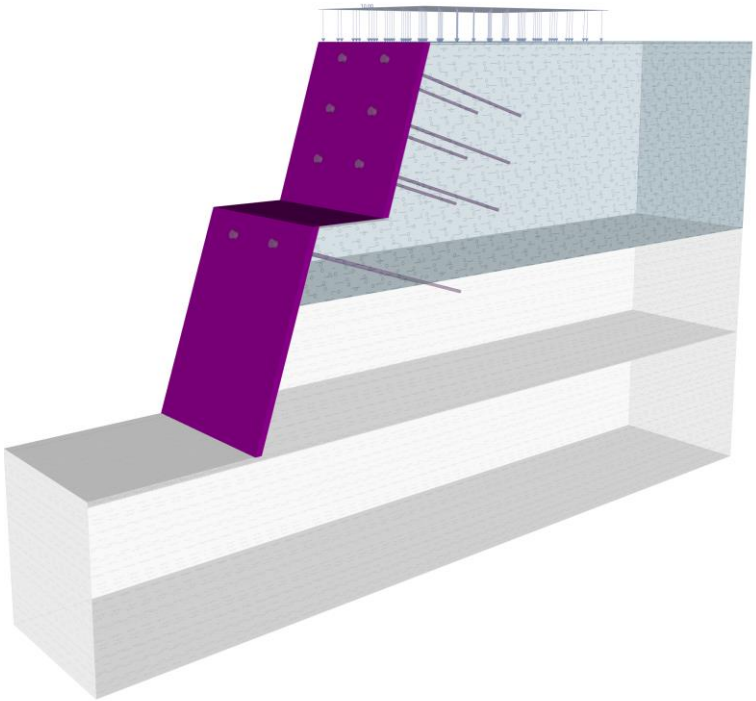
Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
Návrhový přístup : 3 - redukce zatížení GEO, STR a materiálu

| Součinitele redukce zatížení (F) | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Dočasná návrhová situace | | | | | | | | | |
| | | Stav STR | | | | Stav GEO | | | |
| | | Nepříznivé | | Příznivé | | Nepříznivé | | Příznivé | |
| Stálé zatížení : | $\gamma_G$ = | 1,35 | [–] | 1,00 | [–] | 1,00 | [–] | 1,00 | [–] |
| Proměnné zatížení : | $\gamma_Q$ = | 1,50 | [–] | 0,00 | [–] | 1,30 | [–] | 0,00 | [–] |

| Součinitele redukce zatížení (F) | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Dočasná návrhová situace | | | | | | | | | |
| Zatížení vodou : | $\gamma_w$ = | | | | | 1,00 | [–] | | |

| Součinitele redukce materiálu (M) | | | |
|---|---|---|---|
| Dočasná návrhová situace | | | |
| Součinitel redukce úhlu vnitřního tření : | $\gamma_\phi$ = | 1,25 | [–] |
| Součinitel redukce efektivní soudržnosti : | $\gamma_c$ = | 1,25 | [–] |
| Součinitel redukce neodv. smykové pevnosti : | $\gamma_{cu}$ = | 1,40 | [–] |

## Geometrie konstrukce



Qp10 Štěrk jílovitý

Mk9a Slínovce slabě zvětralé

## Typy hřebů

| Číslo | Název | Únos. přetržení $R_t$ [kN] | Únos. vytržení $T_p$ [kN/m] | Únos. hlavy $R_f$ [kN] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Typ hřebu č. 1 | 349,67 | 33,43 | 128,36 |

## Geometrie hřebů

Celkový počet hřebů - 4
Sklon hřebů od vodorovné = 18,00 °

| Hřeb | Hloubka [m] | Hloubka etáže [m] | Délka [m] | Vzdálenost [m] | Typ hřebíku |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0,50 | 0,50 | 6,00 | 2,00 | Typ hřebu č. 1 |
| 2 | 2,00 | 0,50 | 6,00 | 2,00 | Typ hřebu č. 1 |
| 3 | 3,50 | 0,50 | 6,00 | 2,00 | Typ hřebu č. 1 |
| 4 | 5,50 | 5,36 | 7,50 | 2,00 | Typ hřebu č. 1 |

## Materiál konstrukce

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

**Beton : C 20/25**
Válcová pevnost v tlaku $f_{ck}$ = 20,00 MPa
Pevnost v tahu $f_{ctm}$ = 2,20 MPa

**Ocel podélná : B500**
Mez kluzu $f_{yk}$ = 500,00 MPa

## Parametry zemin

**Qp9 Písek hlinitý**
Objemová tíha : $\gamma$ = 18,00 kN/m3
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef}$ = 26,00 °
Soudržnost zeminy : $c_{ef}$ = 6,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina : $\delta$ = 17,00 °
Zemina : zadat
Součinitel tlaku v klidu : $K_r$ = 0,50
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat}$ = 20,00 kN/m3

**Qp10 Štěrk jílovitý**
Objemová tíha : $\gamma$ = 19,00 kN/m3
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef}$ = 35,00 °
Soudržnost zeminy : $c_{ef}$ = 2,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina : $\delta$ = 22,00 °
Zemina : zadat
Součinitel tlaku v klidu : $K_r$ = 0,50
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat}$ = 20,00 kN/m3

**Mk3a Pískovce slabě zvětralé**
Objemová tíha : $\gamma$ = 20,50 kN/m3
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef}$ = 32,00 °
Soudržnost zeminy : $c_{ef}$ = 119,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina : $\delta$ = 20,00 °
Zemina : zadat
Součinitel tlaku v klidu : $K_r$ = 0,40
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat}$ = 22,00 kN/m3

**Mk9b Slínovce zdravé**
Objemová tíha : $\gamma$ = 24,00 kN/m3
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef}$ = 54,00 °
Soudržnost zeminy : $c_{ef}$ = 860,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina : $\delta$ = 20,00 °

| | | | |
|---|---|---|---|
| Zemina : | zadat | | |
| Součinitel tlaku v klidu : | $K_r$ = | 0,40 | |
| Obj.tíha sat.zeminy : | $\gamma_{sat}$ = | 24,00 | kN/m3 |

**Mk3b Pískovce zdravé**

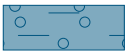
| | | | |
|---|---|---|---|
| Objemová tíha : | $\gamma$ = | 22,50 | kN/m3 |
| Napjatost : | efektivní | | |
| Úhel vnitřního tření : | $\varphi_{ef}$ = | 46,00 | ° |
| Soudržnost zeminy : | $c_{ef}$ = | 280,00 | kPa |
| Třecí úhel kce-zemina : | $\delta$ = | 20,00 | ° |
| Zemina : | zadat | | |
| Součinitel tlaku v klidu : | $K_r$ = | 0,40 | |
| Obj.tíha sat.zeminy : | $\gamma_{sat}$ = | 23,00 | kN/m3 |

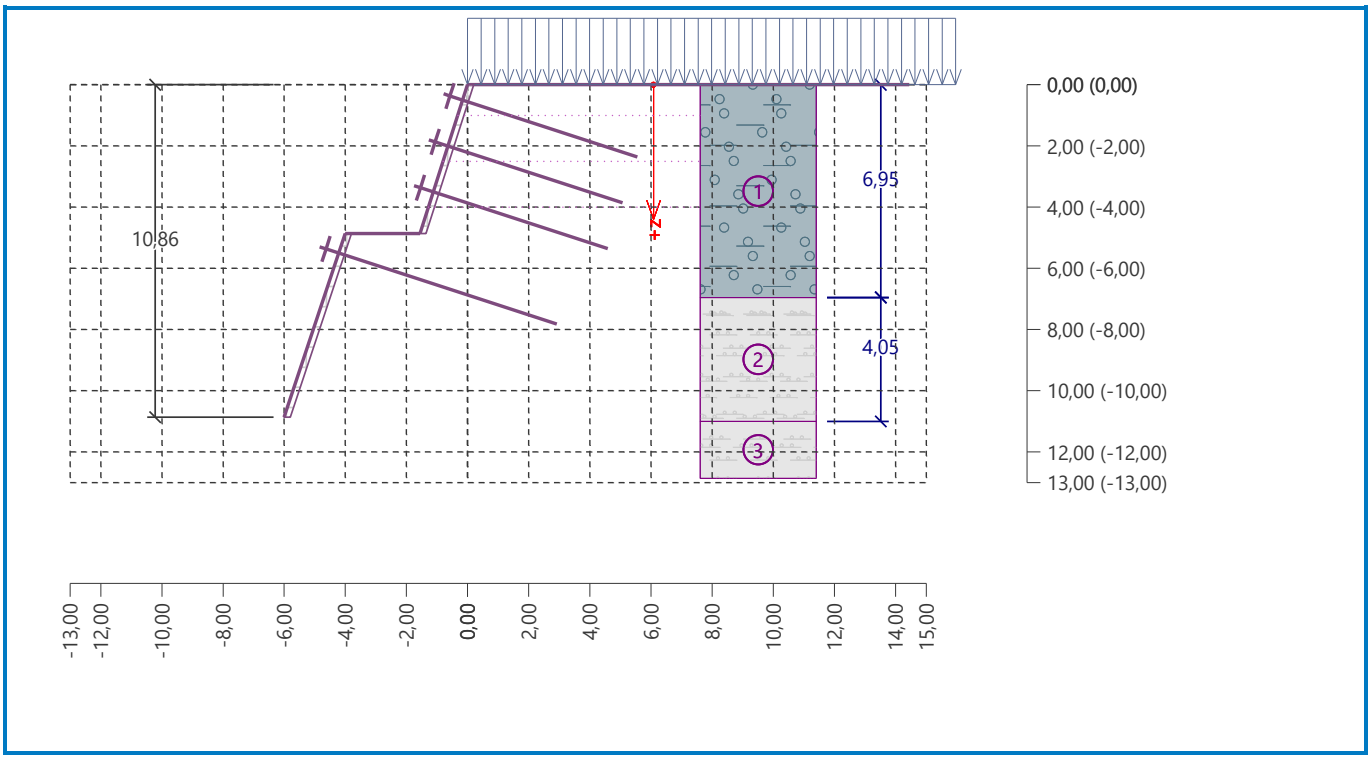
**Mk9a Slínovce slabě zvětralé**

| | | | |
|---|---|---|---|
| Objemová tíha : | $\gamma$ = | 21,50 | kN/m3 |
| Napjatost : | efektivní | | |
| Úhel vnitřního tření : | $\varphi_{ef}$ = | 44,00 | ° |
| Soudržnost zeminy : | $c_{ef}$ = | 260,00 | kPa |
| Třecí úhel kce-zemina : | $\delta$ = | 18,00 | ° |
| Zemina : | zadat | | |
| Součinitel tlaku v klidu : | $K_r$ = | 0,40 | |
| Obj.tíha sat.zeminy : | $\gamma_{sat}$ = | 23,00 | kN/m3 |

## Geologický profil a přiřazení zemin

**Informace o umístění**
Kóta povrchu = 0,00 m
**Geologický profil a přiřazení zemin**

| Číslo | Mocnost vrstvy t [m] | Hloubka z [m] | Nadm. výška [m] | Přiřazená zemina | Vzorek |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 6,95 | 0,00 .. 6,95 | 0,00 .. -6,95 | Qp10 Štěrk jílovitý |  |
| 2 | 4,05 | 6,95 .. 11,00 | -6,95 .. -11,00 | Mk9a Slínovce slabě zvětralé | |
| 3 | - | 11,00 .. ∞ | -11,00 .. - | Mk9a Slínovce slabě zvětralé | |




### Zadaná plošná přitížení

| Číslo | Přitížení nové | Přitížení změna | Působ. | Vel.1 [kN/m²] | Vel.2 [kN/m²] | Poř.x x [m] | Délka l [m] | Hloubka z [m] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Ano | | proměnné | 10,00 | | | | na terénu |

| Číslo | Název |
|---|---|
| 1 | Provoz |

### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

## Vnitřní stabilita

## Výpočet čís. 1 (Fáze budování 1)

### Rovná smyková plocha po optimalizaci :

Úhel smykové plochy = 33,00 °
Počátek smykové plochy v hloubce = 4,00 m

Tíhová síla = 323,25 kN/m
Celková síla v hřebících za sm. pl. = 193,35 kN/m
Síly na sm. ploše posun. (tíh.síla) = 176,05 kN/m
Síly na sm. ploše posun. (tlak) = 0,00 kN/m
Síly na sm. ploše vzdor. (zemina) = 247,78 kN/m
Síly na sm. ploše vzdor. (hřeby) = 121,68 kN/m

Vzdorující síla = 369,47 kN/m > 176,05 kN/m = posouvající síla.
**Stabilita smykové plochy VYHOVUJE**

## Výpočet čís. 2 (Fáze budování 1)

### Lomená smyková plocha po optimalizaci :

Úhel smykové plochy = 30,00 °
Počátek smykové plochy v hloubce = 4,00 m

Tíhová síla = 372,67 kN/m
Celková síla v hřebících za sm. pl. = 185,40 kN/m
Síly na sm. ploše posun. (tíh.síla) = 186,33 kN/m
Síly na sm. ploše posun. (tlak) = 0,17 kN/m
Síly na sm. ploše vzdor. (zemina) = 270,59 kN/m
Síly na sm. ploše vzdor. (hřeby) = 124,06 kN/m

Vzdorující síla = 394,64 kN/m > 186,51 kN/m = posouvající síla.
**Stabilita smykové plochy VYHOVUJE**

## Výpočet čís. 3 (Fáze budování 1)

### Posouzení únosnosti hřebů

Redukční součinitel aktivního tlaku pro posouzení únos. hřebů $k_n$ = 0,85.

| Hřeb | Hloubka h [m] | Typy hřebů | Únosnost hřebu [kN] | Síla v hřebu [kN] | Posouzení |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0,50 | Typ hřebu č. 1 | 200,56 | 4,31 | Vyhovuje |
| 2 | 2,00 | Typ hřebu č. 1 | 200,56 | 19,32 | Vyhovuje |
| 3 | 3,50 | Typ hřebu č. 1 | 200,56 | 34,31 | Vyhovuje |
| 4 | 5,50 | Typ hřebu č. 1 | 250,70 | 109,47 | Vyhovuje |

Maximálně využitý je hřeb č. 4
Únosnost hřebu = 250,70 kN > 109,47 kN = Síla v hřebu
**Únosnost hřebů VYHOVUJE**

## Únosnost základové půdy (Fáze budování 1)

### Posouzení únosnosti základové půdy

Tvar napětí v základové půdě : obdélník

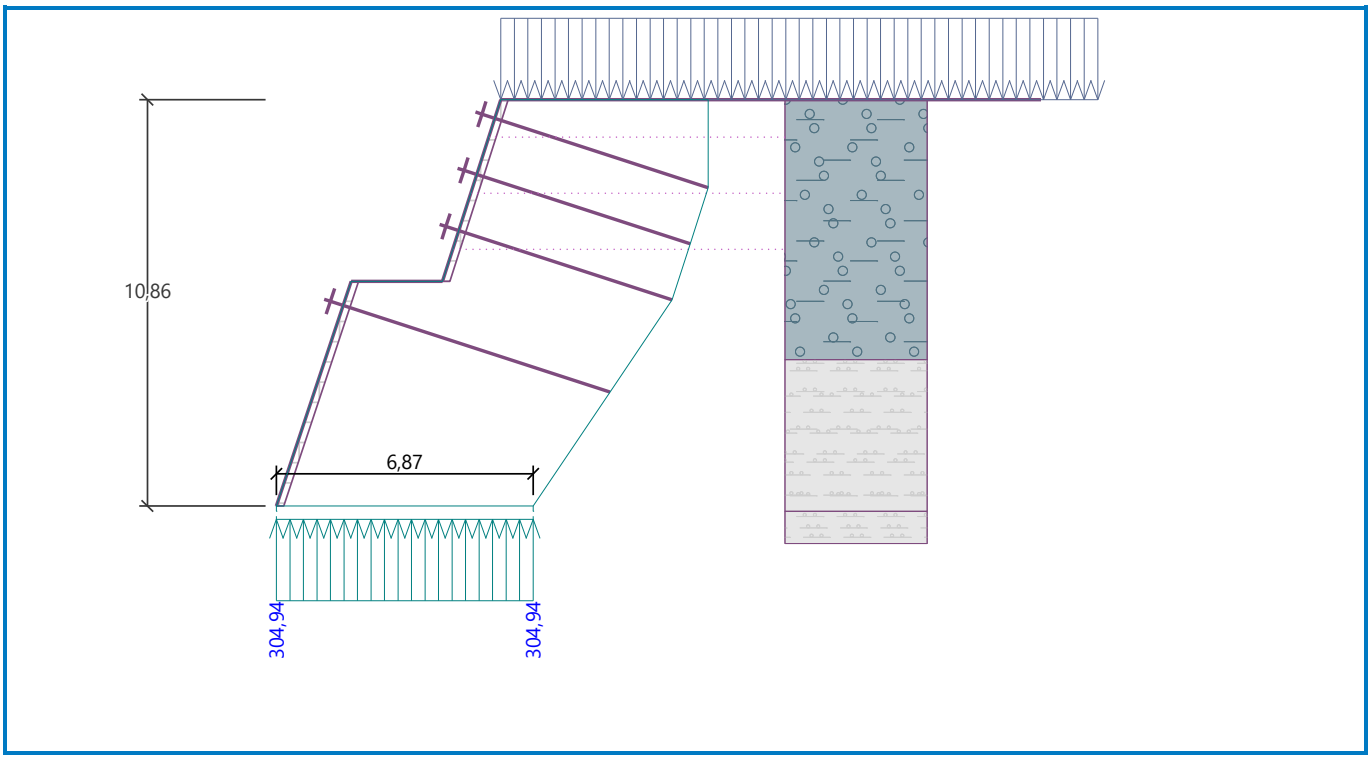
**Posouzení excentricity**
Max. excentricita normálové síly $e$ = 0,000
Maximální dovolená excentricita $e_{alw}$ = 0,333

**Excentricita normálové síly VYHOVUJE**

**Posouzení únosnosti základové spáry**
Max. napětí v základové spáře $\sigma$ = 304,94 kPa
Návrhová únosnost základové půdy $R_d$ = 400,00 kPa

**Únosnost základové půdy VYHOVUJE**

**Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE**



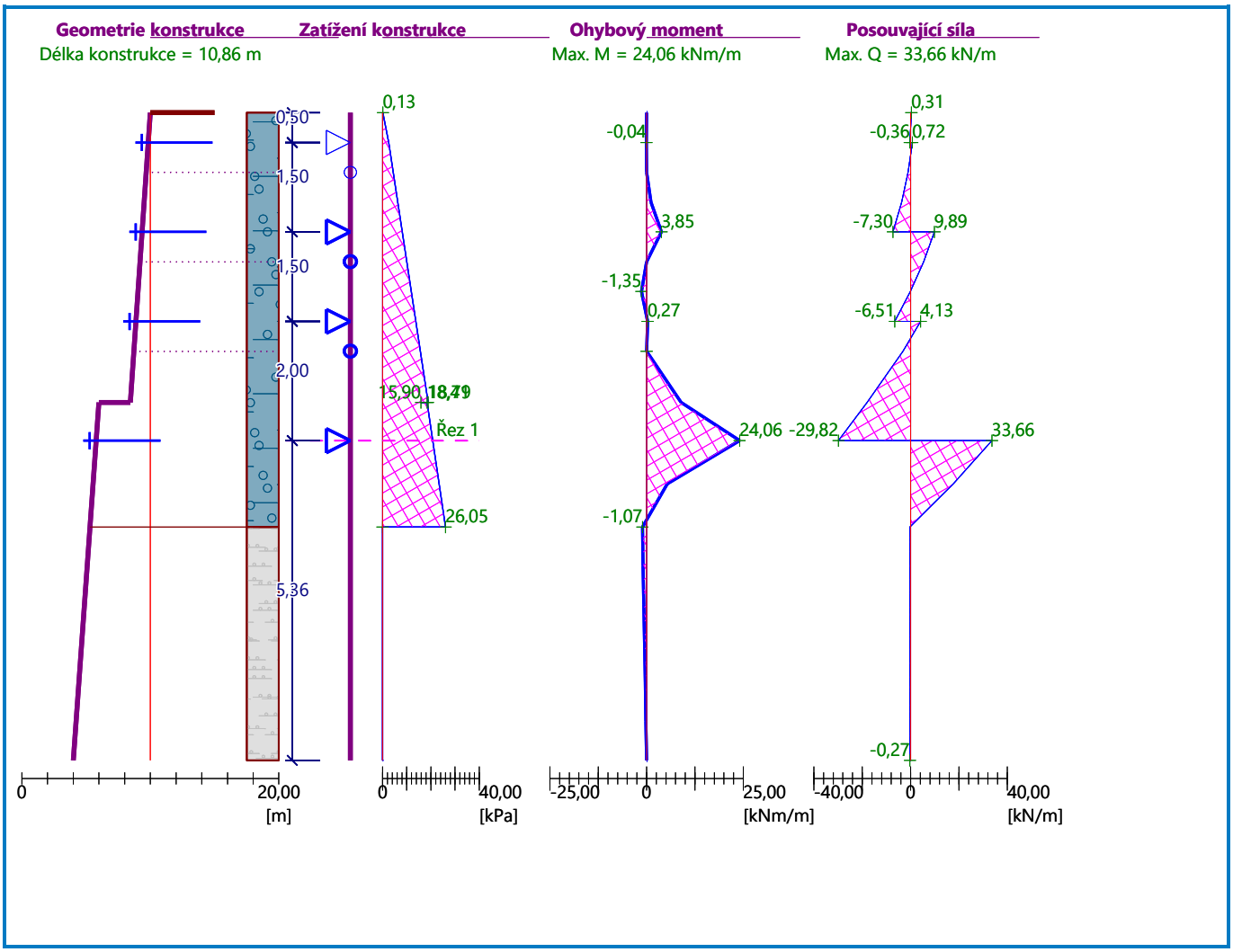

## Dimenzace čís. 1 (Fáze budování 1)

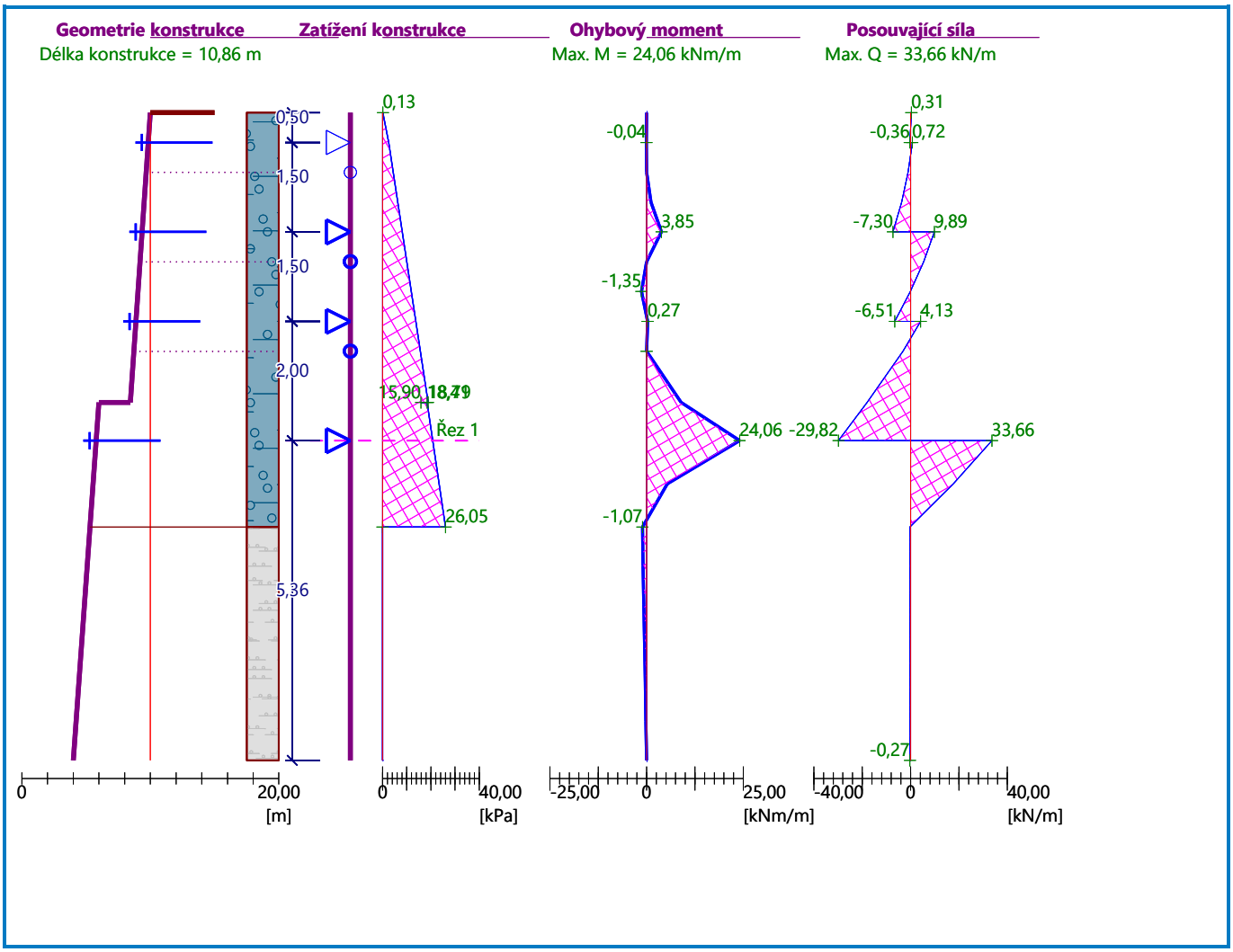
### Dimenzace betonového krytu v řezu 5,50 m. (max.moment)

Výpočet proveden pro svislou výztuž.
Vyztužení a rozměry průřezu:6,66 ks profil 10,0 mm, krytí 35,0 mm
Šířka průřezu = 1,00 m
Výška průřezu = 0,20 m

| | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Stupeň vyztužení | $\rho$ | = | 0,33 | % | > | 0,13 | % | = | $\rho_{min}$ |
| Poloha neutrálné osy | x | = | 0,02 | m | < | 0,10 | m | = | $x_{max}$ |
| Posouvající síla na mezi únosnosti | $V_{Rd}$ | = | 71,81 | kN/m | > | 33,66 | kN/m | = | $V_{Ed}$ |
| Moment na mezi únosnosti | $M_{Rd}$ | = | 34,45 | kNm/m | > | 24,06 | kNm/m | = | $M_{Ed}$ |

**Průřez VYHOVUJE.**


Geometrie konstrukce
Délka konstrukce = 10,86 m
Zatížení konstrukce
Ohybový moment
Max. M = 24,06 kNm/m
Posouvající síla
Max. Q = 33,66 kN/m
0,50
1,50
1,50
2,00
5,36
0,13
15,90
18,79
Řez 1
26,05
-0,04
3,85
-1,35
0,27
24,06
-1,07
0,31
-0,36
0,72
-7,30
9,89
-6,51
4,13
-29,82
33,66
-0,27
0
20,00
[m]
0
40,00
[kPa]
-25,00
0
25,00
[kNm/m]
-40,00
0
40,00
[kN/m]




## Dimenzace čís. 2 (Fáze budování 1)

### Dimenzace betonového krytu v řezu 4,00 m. (max.moment)

Výpočet proveden pro vodorovnou výztuž (hřeb č. 3).
Vyztužení a rozměry průřezu:6,66 ks profil 8,0 mm, krytí 43,0 mm
Šířka průřezu = 1,00 m
Výška průřezu = 0,20 m

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Stupeň vyztužení | $\rho$ | = | 0,22 % | > | 0,13 % | = | $\rho_{min}$ |
| Poloha neutrálné osy | x | = | 0,01 m | < | 0,09 m | = | $x_{max}$ |
| Posouvající síla na mezi únosnosti | $V_{Rd}$ | = | 67,74 kN/m | > | 12,79 kN/m | = | $V_{Ed}$ |
| Moment na mezi únosnosti | $M_{Rd}$ | = | 21,47 kNm/m | > | 4,26 kNm/m | = | $M_{Ed}$ |

**Průřez VYHOVUJE.**

## Výpočet stability svahu

## Vstupní data

### Projekt

### Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

### Stabilitní výpočty

Výpočet zemětřesení : Standard

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
Návrhový přístup : 3 - redukce zatížení GEO, STR a materiálu

| Součinitele redukce zatížení (F) | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Dočasná návrhová situace | | | | | | | | | |
| | | Stav STR | | | | Stav GEO | | | |
| | | Nepříznivé | | Příznivé | | Nepříznivé | | Příznivé | |
| Stálé zatížení : | $\gamma_G$ = | 1,35 | [–] | 1,00 | [–] | 1,00 | [–] | 1,00 | [–] |
| Proměnné zatížení : | $\gamma_Q$ = | 1,50 | [–] | 0,00 | [–] | 1,30 | [–] | 0,00 | [–] |
| Zatížení vodou : | $\gamma_w$ = | | | | | 1,00 | [–] | | |

| Součinitele redukce materiálu (M) | | | |
|---|---|---|---|
| Dočasná návrhová situace | | | |
| Součinitel redukce úhlu vnitřního tření : | $\gamma_\phi$ = | 1,25 | [–] |
| Součinitel redukce efektivní soudržnosti : | $\gamma_c$ = | 1,25 | [–] |
| Součinitel redukce neodv. smykové pevnosti : | $\gamma_{cu}$ = | 1,40 | [–] |

### Hřebíky

| Číslo | Počátek | | Délka | Sklon | Vzd. hřebíků | Únosnost na přetržení | Únosnost na vytržení | Únosnost hlavy hřebíku |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | x [m] | z [m] | l [m] | α [°] | b [m] | | | |
| 1 | -0,16 | -0,50 | 6,00 | 18,00 | 2,00 | $R_t$ = 349,67 kN | $T_p$ = 33,43 kN/m | $R_f$ = 128,36 kN |
| 2 | -0,64 | -2,00 | 6,00 | 18,00 | 2,00 | $R_t$ = 349,67 kN | $T_p$ = 33,43 kN/m | $R_f$ = 128,36 kN |
| 3 | -1,12 | -3,50 | 6,00 | 18,00 | 2,00 | $R_t$ = 349,67 kN | $T_p$ = 33,43 kN/m | $R_f$ = 128,36 kN |
| 4 | -4,21 | -5,50 | 7,50 | 18,00 | 2,00 | $R_t$ = 349,67 kN | $T_p$ = 33,43 kN/m | $R_f$ = 160,45 kN |

### Přitížení

| Číslo | Typ | Působení | Umístění | Počátek | Délka | Šířka | Sklon | Velikost | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | z [m] | x [m] | l [m] | b [m] | α [°] | q, $q_1$, f, F | $q_2$ | jednotka |
| 1 | pásové | proměnné | na povrchu | x = 0,00 | l = 32,58 | | 0,00 | 10,00 | | kN/m$^2$ |

### Názvy přitížení

| Číslo | Název |
|---|---|
| 1 | Provoz |

### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

## Výsledky (Fáze budování 1)

### Výpočet 1

**Kruhová smyková plocha**

| Parametry smykové plochy | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Střed : | x = | -5,90 | [m] | Úhly : | $\alpha_1$ = | -2,18 | [°] |
| | z = | 2,89 | [m] | | $\alpha_2$ = | 77,88 | [°] |
| Poloměr : | R = | 13,76 | [m] | | | | |
| Smyková plocha po optimalizaci. | | | | | | | |

**Únosnosti hřebíků**

| Hřebík | Únosnost [kN/m] |
|---|---|
| 1 | 0,00 |

| | |
|---|---|
| 2 | 0,00 |
| 3 | 0,00 |
| 4 | 2,36 |

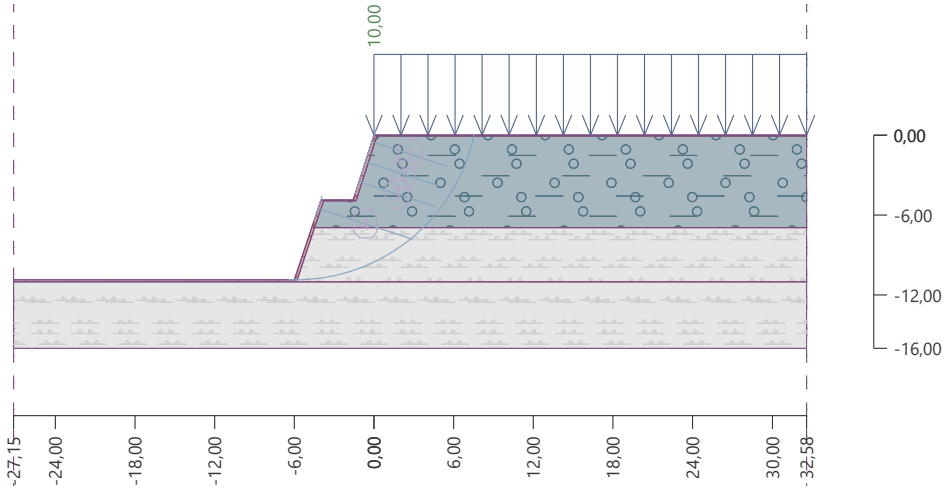
**Posouzení stability svahu (Bishop)**

Sumace aktivních sil : $F_a$ = 829,68 kN/m
Sumace pasivních sil : $F_p$ = 3533,99 kN/m

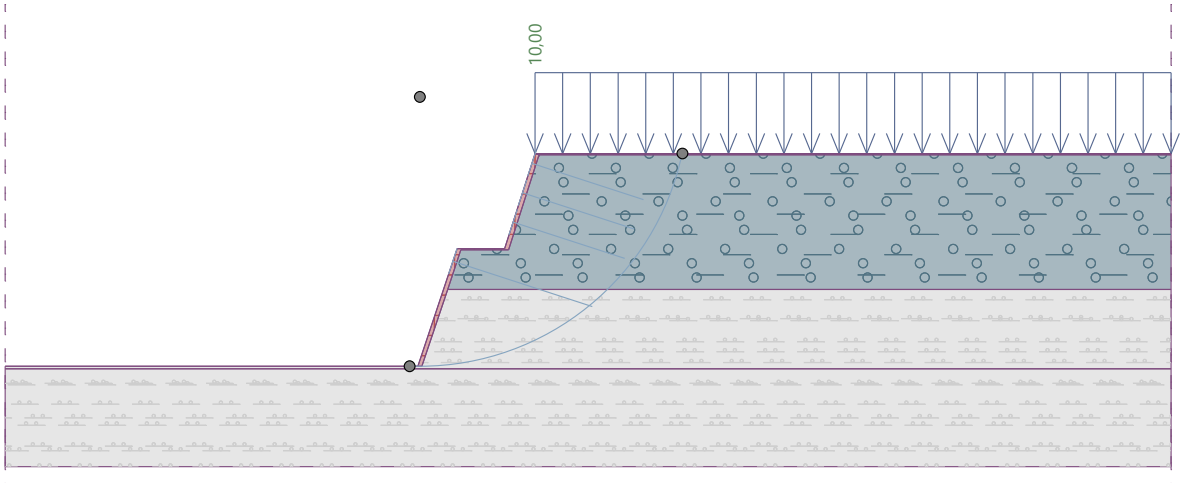
Moment sesouvající : $M_a$ = 11416,40 kNm/m
Moment vzdorující : $M_p$ = 48627,69 kNm/m
Využití : 23,5 %

**Stabilita svahu VYHOVUJE**

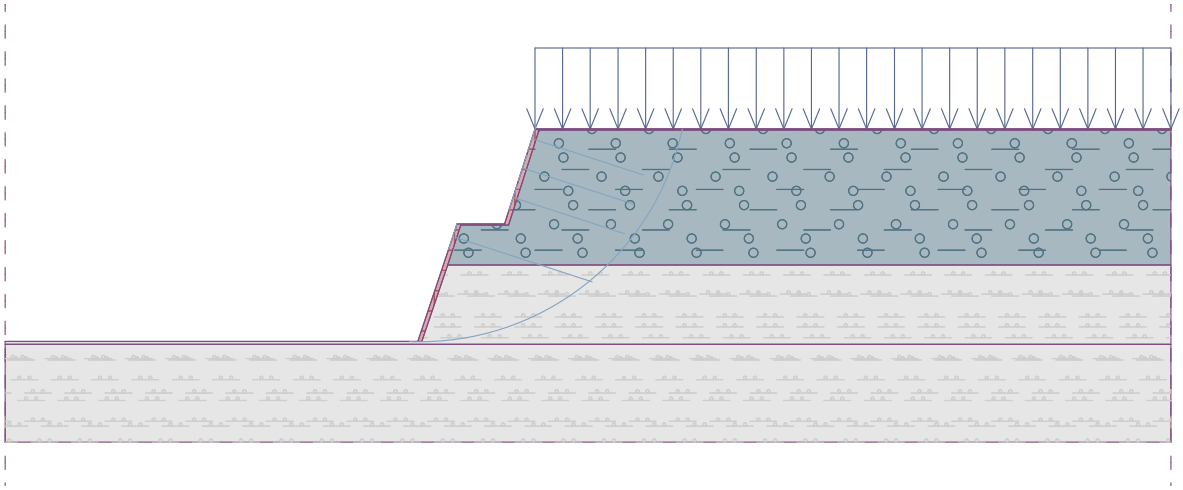
**Název : Výpočet** | **Fáze - výpočet : 1 - 1**




**Název : Výpočet globální stability svahu - Bishop** | **Fáze - výpočet : 1 - 1**



| Název : Výpočet globální stability svahu - Fellinus/Petterson | Fáze - výpočet : 1 - 1 |
|---|---|



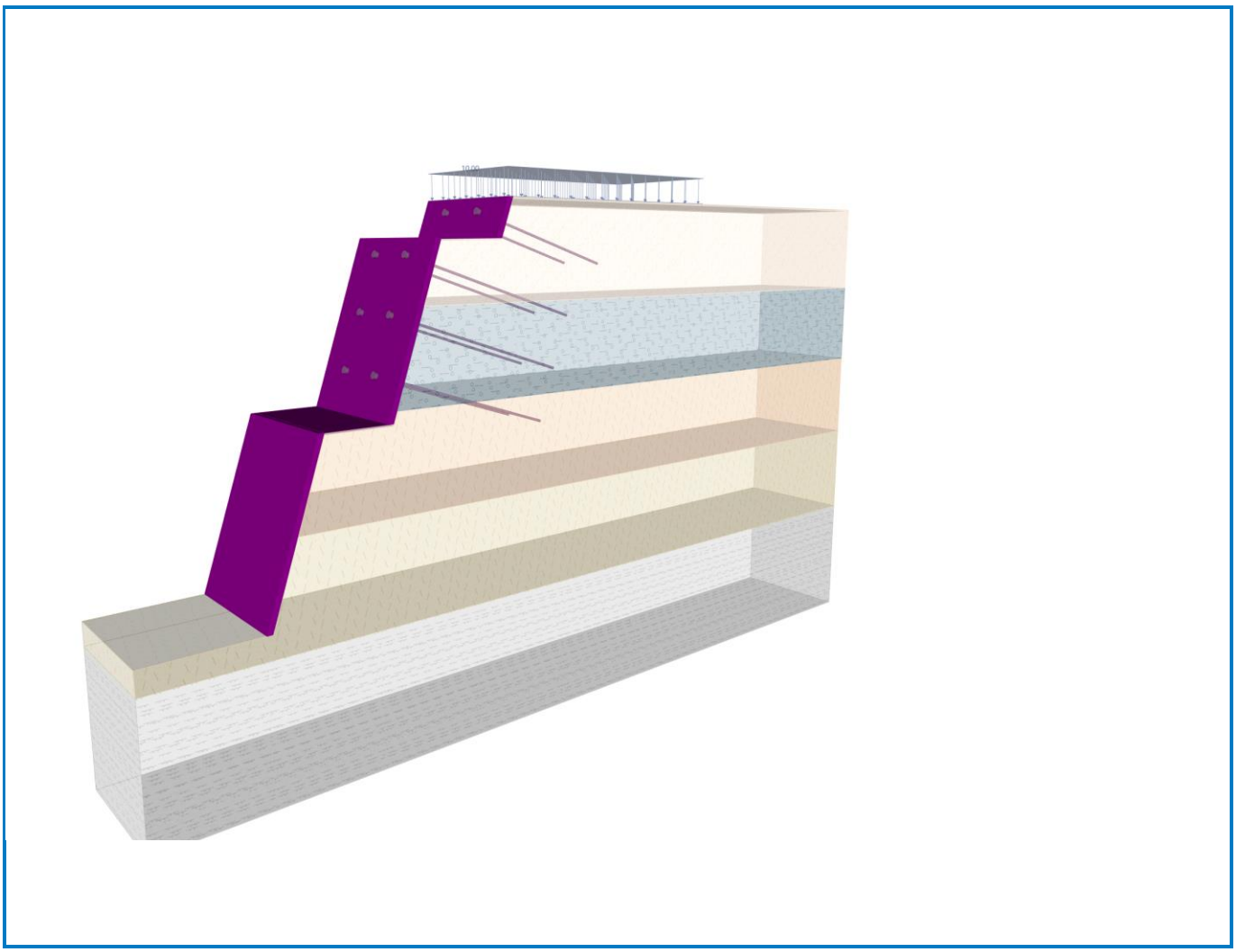
# Výpočet hřebíkovaného svahu

## Vstupní data

### Projekt

Akce : 19-148.203 D35 Staré Město - Mohelnice, DÚR
Část : Maletin svah PT 0,36
Vypracoval : HS
Datum : 29.10.2019

### Geometrie konstrukce



### Typy hřebů

| Číslo | Název | Únos. přetržení $R_t$ [kN] | Únos. vytržení $T_p$ [kN/m] | Únos. hlavy $R_f$ [kN] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Typ hřebu č. 1 | 349,67 | 33,43 | 128,36 |

### Geometrie hřebů

Celkový počet hřebů - 4
Sklon hřebů od vodorovné = 18,00 °

| Hřeb | Hloubka [m] | Hloubka etáže [m] | Délka [m] | Vzdálenost [m] | Typ hřebíku |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0,50 | 0,50 | 6,00 | 2,00 | Typ hřebu č. 1 |
| 2 | 2,00 | 0,50 | 7,50 | 2,00 | Typ hřebu č. 1 |
| 3 | 4,00 | 0,50 | 7,50 | 2,00 | Typ hřebu č. 1 |
| 4 | 6,00 | 7,50 | 7,50 | 2,00 | Typ hřebu č. 1 |

## Materiál konstrukce

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

**Beton : C 20/25**

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck}$ = 20,00 MPa
Pevnost v tahu $f_{ctm}$ = 2,20 MPa

**Ocel podélná : B500**

Mez kluzu $f_{yk}$ = 500,00 MPa

## Parametry zemin

**Qp9 Písek hlinitý**

Objemová tíha : $\gamma$ = 18,00 kN/m3
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef}$ = 26,00 °
Soudržnost zeminy : $c_{ef}$ = 6,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina : $\delta$ = 17,00 °
Zemina : zadat
Součinitel tlaku v klidu : $K_r$ = 0,50
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat}$ = 20,00 kN/m3

**Qp10 Štěrk jílovitý**

Objemová tíha : $\gamma$ = 19,00 kN/m3
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef}$ = 35,00 °
Soudržnost zeminy : $c_{ef}$ = 2,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina : $\delta$ = 22,00 °
Zemina : zadat
Součinitel tlaku v klidu : $K_r$ = 0,50
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat}$ = 20,00 kN/m3

**Mk3a Pískovce slabě zvětralé**

Objemová tíha : $\gamma$ = 20,50 kN/m3
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef}$ = 21,00 °
Soudržnost zeminy : $c_{ef}$ = 66,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina : $\delta$ = 20,00 °
Zemina : zadat
Součinitel tlaku v klidu : $K_r$ = 0,40
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat}$ = 21,00 kN/m3

**Mk9b Slínovce zdravé**

Objemová tíha : $\gamma$ = 24,00 kN/m3
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef}$ = 54,00 °
Soudržnost zeminy : $c_{ef}$ = 860,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina : $\delta$ = 20,00 °

| | | | |
|---|---|---|---|
| Zemina : | zadat | | |
| Součinitel tlaku v klidu : | $K_r$ = | 0,40 | |
| Obj.tíha sat.zeminy : | $\gamma_{sat}$ = | 24,00 | kN/m3 |

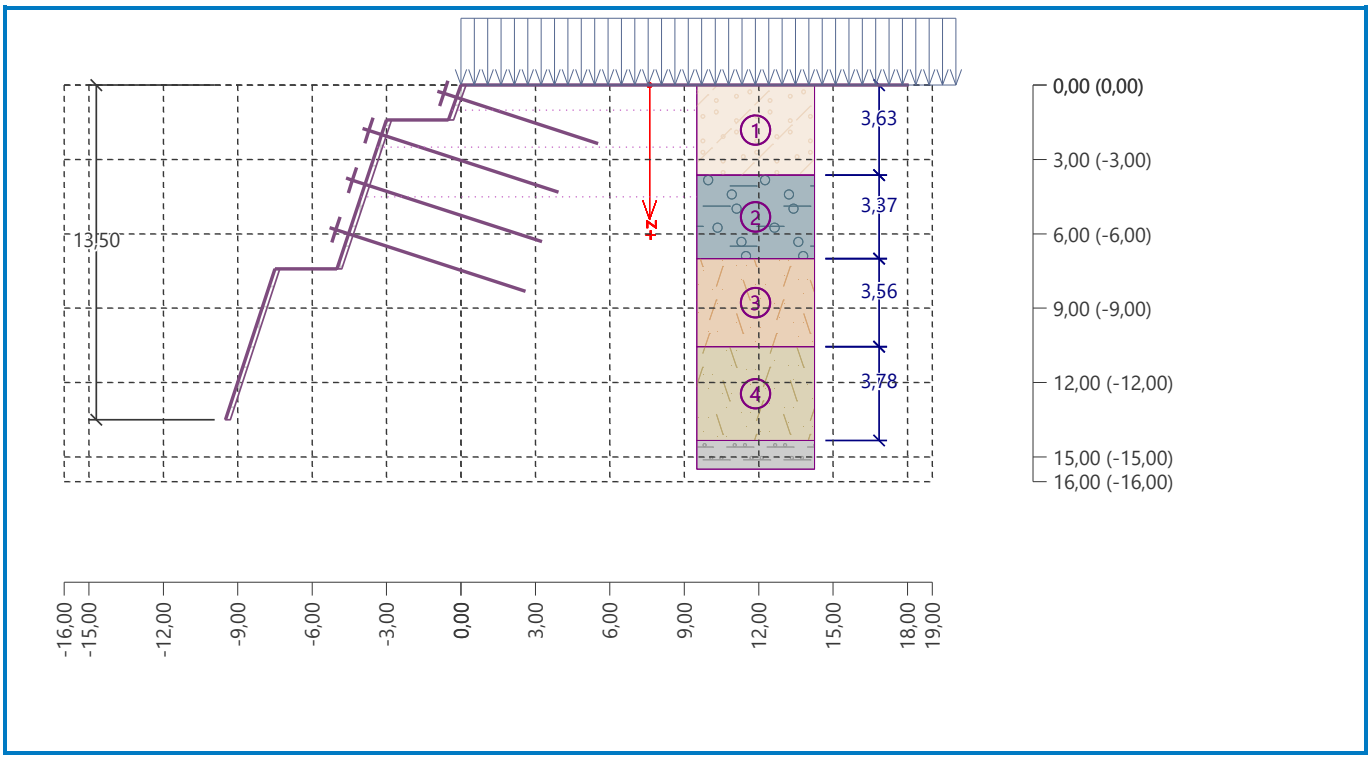
**Mk3b Pískovce zdravé**

| | | | |
|---|---|---|---|
| Objemová tíha : | $\gamma$ = | 22,50 | kN/m3 |
| Napjatost : | efektivní | | |
| Úhel vnitřního tření : | $\varphi_{ef}$ = | 46,00 | ° |
| Soudržnost zeminy : | $c_{ef}$ = | 280,00 | kPa |
| Třecí úhel kce-zemina : | $\delta$ = | 20,00 | ° |
| Zemina : | zadat | | |
| Součinitel tlaku v klidu : | $K_r$ = | 0,40 | |
| Obj.tíha sat.zeminy : | $\gamma_{sat}$ = | 23,00 | kN/m3 |

## Geologický profil a přiřazení zemin

**Informace o umístění**
Kóta povrchu = 0,00 m
**Geologický profil a přiřazení zemin**

| Číslo | Mocnost vrstvy t [m] | Hloubka z [m] | Nadm. výška [m] | Přiřazená zemina | Vzorek |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 3,63 | 0,00 .. 3,63 | 0,00 .. -3,63 | Qp9 Písek hlinitý | |
| 2 | 3,37 | 3,63 .. 7,00 | -3,63 .. -7,00 | Qp10 Štěrk jílovitý | |
| 3 | 3,56 | 7,00 .. 10,56 | -7,00 .. -10,56 | Mk3a Pískovce slabě zvětralé | |
| 4 | 3,78 | 10,56 .. 14,34 | -10,56 .. -14,34 | Mk3b Pískovce zdravé | |
| 5 | - | 14,34 .. ∞ | -14,34 .. - | Mk9b Slínovce zdravé | |




### Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

### Zadaná plošná přitížení

| Číslo | Přitížení nové | Přitížení změna | Působ. | Vel.1 [kN/m²] | Vel.2 [kN/m²] | Poř.x x [m] | Délka l [m] | Hloubka z [m] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Ano | | proměnné | 10,00 | | | | na terénu |

| Číslo | Název |
|---|---|
| 1 | Provoz |

### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

## Vnitřní stabilita

## Výpočet čís. 3 (Fáze budování 1)

### Posouzení únosnosti hřebů

Redukční součinitel aktivního tlaku pro posouzení únos. hřebů $k_n$ = 0,85.

| Hřeb | Hloubka h [m] | Typy hřebů | Únosnost hřebu [kN] | Síla v hřebu [kN] | Posouzení |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0,50 | Typ hřebu č. 1 | 200,56 | 0,37 | Vyhovuje |
| 2 | 2,00 | Typ hřebu č. 1 | 250,70 | 17,31 | Vyhovuje |
| 3 | 4,00 | Typ hřebu č. 1 | 250,70 | 50,84 | Vyhovuje |
| 4 | 6,00 | Typ hřebu č. 1 | 250,70 | 93,68 | Vyhovuje |

Maximálně využitý je hřeb č. 4
Únosnost hřebu = 250,70 kN > 93,68 kN = Síla v hřebu
**Únosnost hřebů VYHOVUJE**

## Únosnost základové půdy (Fáze budování 1)

**Síly působící ve středu základové spáry**

| Číslo | Moment [kNm/m] | Norm. síla [kN/m] | Pos. síla [kN/m] | Excentricita [–] | Napětí [kPa] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -8826,02 | 3394,14 | 85,18 | 0,000 | 327,13 |
| 2 | -6365,09 | 2517,55 | 85,18 | 0,000 | 242,64 |

**Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)**

| Číslo | Moment [kNm/m] | Norm. síla [kN/m] | Pos. síla [kN/m] |
|---|---|---|---|
| 1 | -6708,27 | 2518,25 | 49,06 |

### Posouzení únosnosti základové půdy

Tvar napětí v základové půdě : obdélník

**Posouzení excentricity**

Max. excentricita normálové síly $e = 0,000$
Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$

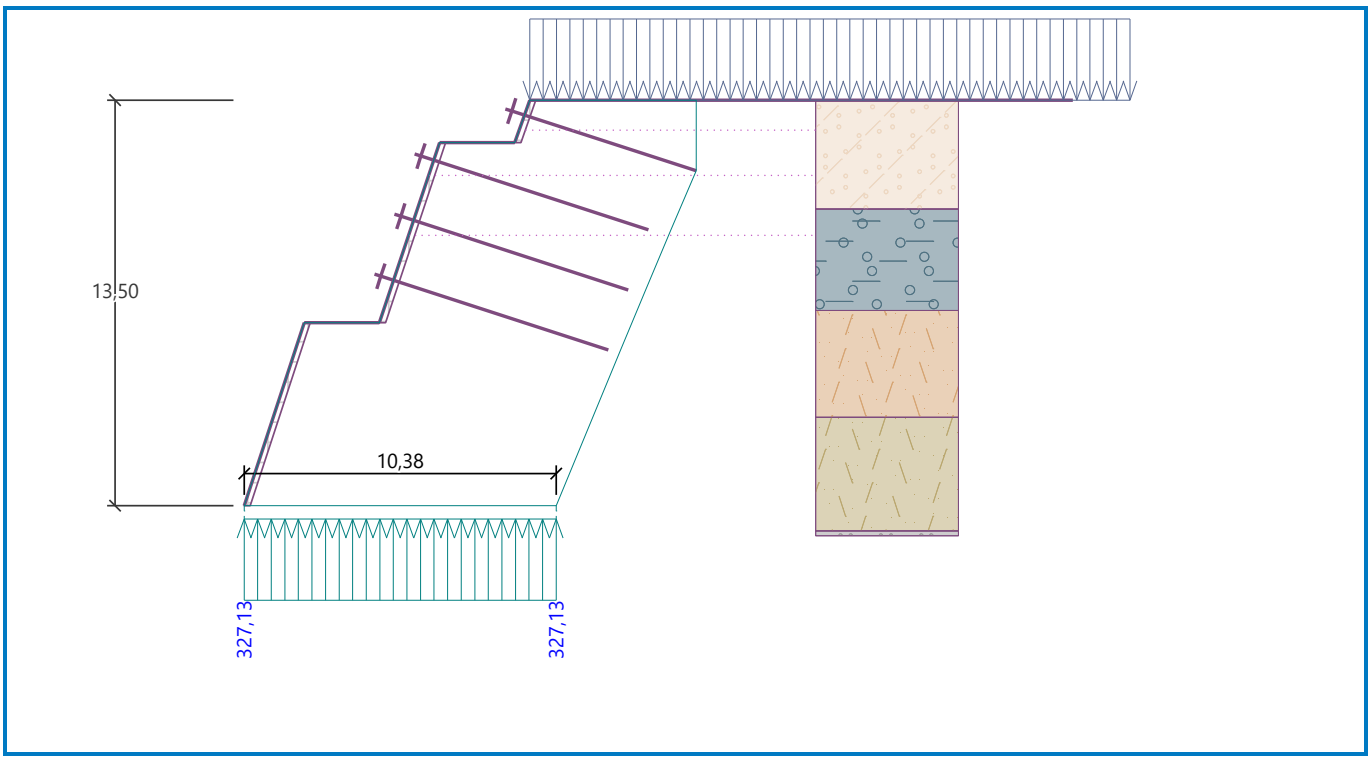
**Excentricita normálové síly VYHOVUJE**

**Posouzení únosnosti základové spáry**

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 327,13$ kPa
Návrhová únosnost základové půdy $R_d = 450,00$ kPa

**Únosnost základové půdy VYHOVUJE**

**Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE**



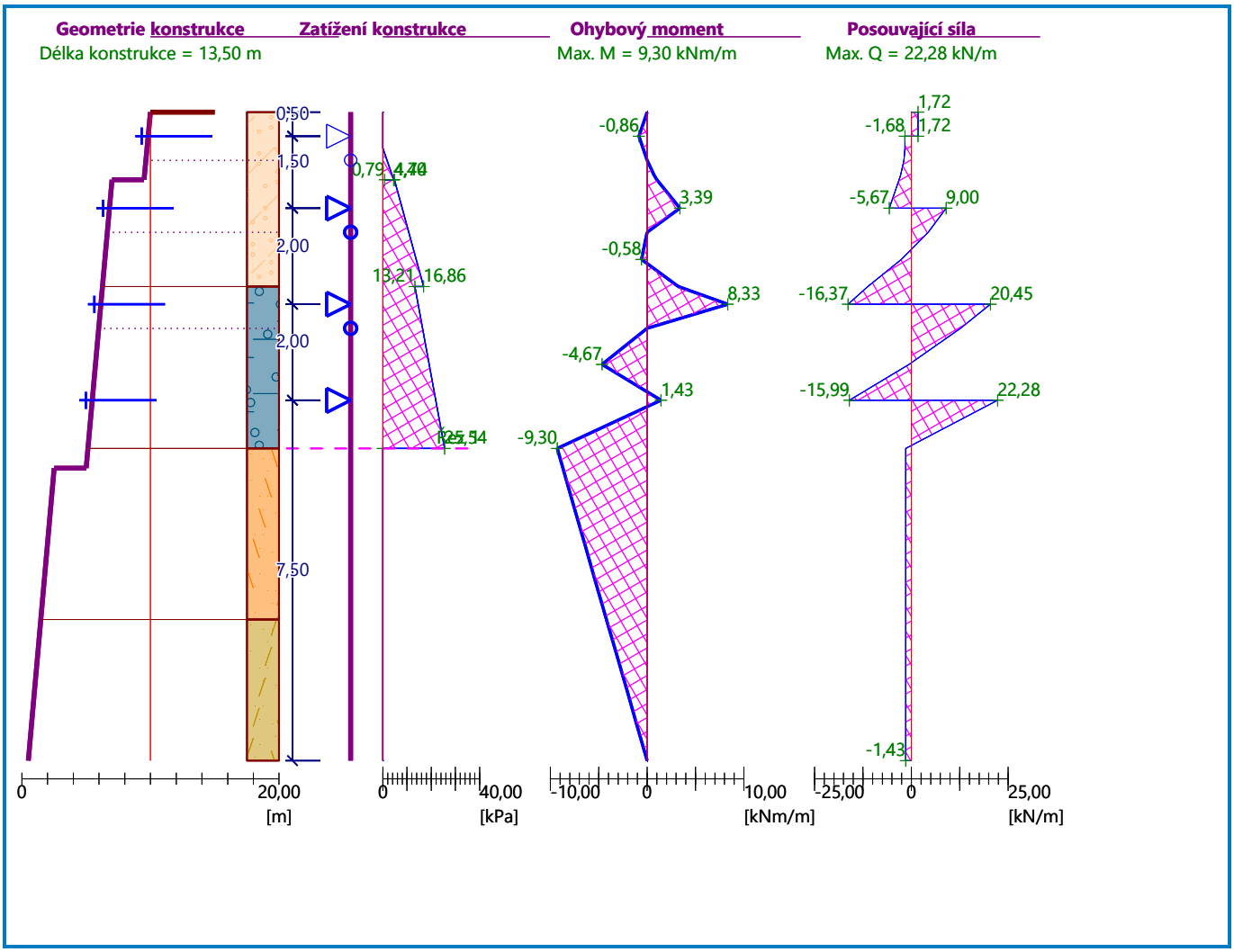
## Dimenzace čís. 1 (Fáze budování 1)

### Dimenzace betonového krytu v řezu 7,00 m. (max.moment)

Výpočet proveden pro svislou výztuž.
Vyztužení a rozměry průřezu:6,66 ks profil 8,0 mm, krytí 35,0 mm
Šířka průřezu = 1,00 m
Výška průřezu = 0,20 m

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Stupeň vyztužení | $\rho$ | = | 0,21 | % | > | 0,13 | % | = $\rho_{min}$ |
| Poloha neutrálné osy | x | = | 0,01 | m | < | 0,10 | m | = $x_{max}$ |
| Posouvající síla na mezi únosnosti | $V_{Rd}$ | = | 71,28 | kN/m | > | 22,28 | kN/m | = $V_{Ed}$ |
| Moment na mezi únosnosti | $M_{Rd}$ | = | 22,64 | kNm/m | > | 9,30 | kNm/m | = $M_{Ed}$ |

**Průřez VYHOVUJE.**




## Dimenzace čís. 2 (Fáze budování 1)

### Dimenzace betonového krytu v řezu 4,00 m. (max.moment)

Výpočet proveden pro vodorovnou výztuž (hřeb č. 3).
Vyztužení a rozměry průřezu:6,66 ks profil 8,0 mm, krytí 43,0 mm
Šířka průřezu = 1,00 m
Výška průřezu = 0,20 m

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Stupeň vyztužení | $\rho$ | = | 0,22 | % | > | 0,13 | % | = $\rho_{min}$ |
| Poloha neutrálné osy | x | = | 0,01 | m | < | 0,09 | m | = $x_{max}$ |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Posouvající síla na mezi únosnosti | $V_{Rd}$ | = | 67,74 | kN/m | > | 14,22 | kN/m | = | $V_{Ed}$ |
| Moment na mezi únosnosti | $M_{Rd}$ | = | 21,47 | kNm/m | > | 4,74 | kNm/m | = | $M_{Ed}$ |

**Průřez VYHOVUJE.**

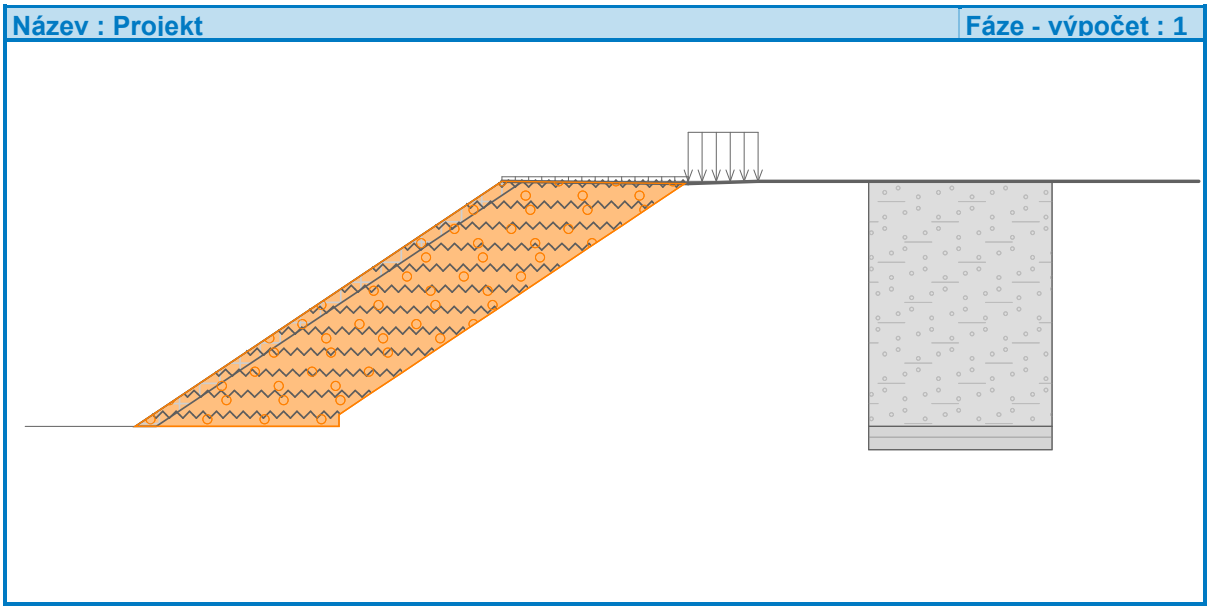
# 11.2 Výpočet vyztužených svahů

## Vstupní data

### Projekt

Akce : Tunel Maletín, DÚR
Část : Tunel Maletín - hloubené části
Popis : Portály - čelo zásypu
Vypracoval : MS
Datum : 28.11.2019
Číslo zakázky : 19-148.203

**Název : Projekt** | **Fáze - výpočet : 1**



### Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA3

### Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

### Výpočet zdí

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)
Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe
Tvar zemního klínu : počítat šikmý
Dovolená excentricita : 0,333
Vnitřní stabilita : Standard - rovná smyková plocha
Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
Návrhový přístup : 3 - redukce zatížení GEO, STR a materiálu

**Součinitele redukce zatížení (F)**
**Trvalá návrhová situace**

| | | Stav STR | | | | Stav GEO | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Nepříznivé | | Příznivé | | Nepříznivé | | Příznivé | |
| Stálé zatížení : | $\gamma_G$ = | 1,35 | [–] | 1,00 | [–] | 1,00 | [–] | 1,00 | [–] |
| Proměnné zatížení : | $\gamma_Q$ = | 1,50 | [–] | 0,00 | [–] | 1,30 | [–] | 0,00 | [–] |
| Zatížení vodou : | $\gamma_w$ = | | | | | 1,00 | [–] | | |

| Součinitele redukce materiálu (M) | | | |
|---|---|---|---|
| Trvalá návrhová situace | | | |
| Součinitel redukce úhlu vnitřního tření : | $\gamma_\phi$ = | 1,25 | [–] |
| Součinitel redukce efektivní soudržnosti : | $\gamma_c$ = | 1,25 | [–] |
| Součinitel redukce neodv. smykové pevnosti : | $\gamma_{cu}$ = | 1,40 | [–] |
| Součinitel redukce Poissonova čísla : | $\gamma_v$ = | 1,00 | [–] |

| Kombinační součinitele pro proměnná zatížení | | | |
|---|---|---|---|
| Trvalá návrhová situace | | | |
| Součinitel kombinační hodnoty : | $\psi_0$ = | 0,70 | [–] |
| Součinitel časté hodnoty : | $\psi_1$ = | 0,50 | [–] |
| Součinitel kvazistálé hodnoty : | $\psi_2$ = | 0,30 | [–] |

## Stabilitní výpočty

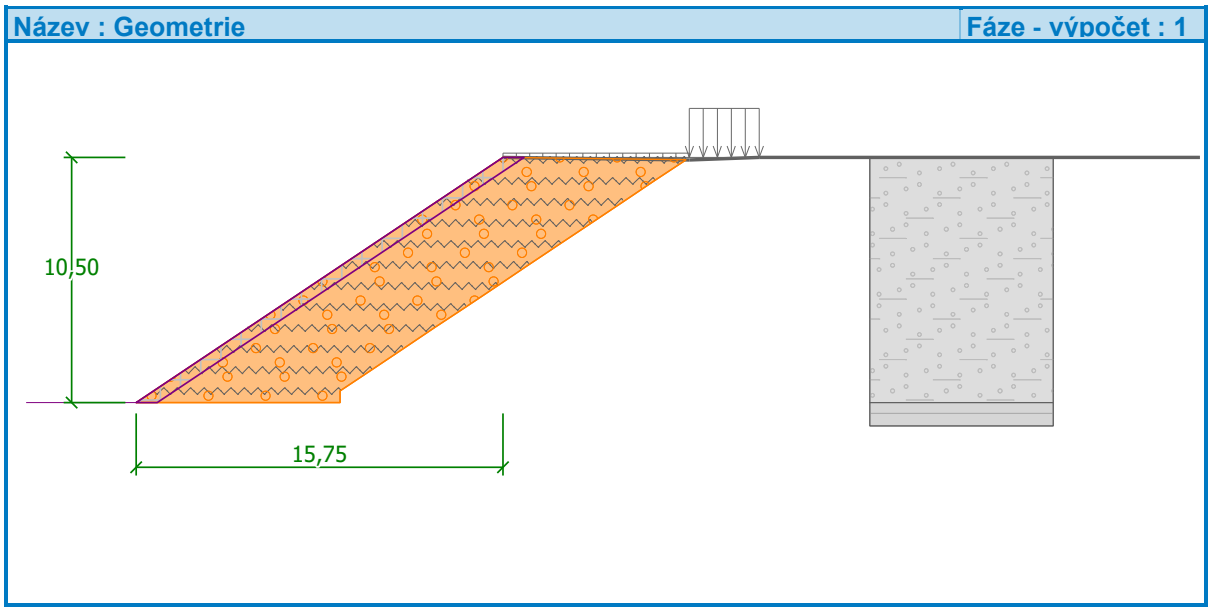
Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
Návrhový přístup : 3 - redukce zatížení GEO, STR a materiálu

| Součinitele redukce zatížení (F) | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Trvalá návrhová situace | | | | | | | | |
| | | Stav STR | | | | Stav GEO | | | |
| | | Nepříznivé | | Příznivé | | Nepříznivé | | Příznivé | |
| Stálé zatížení : | $\gamma_G$ = | 1,35 | [–] | 1,00 | [–] | 1,00 | [–] | 1,00 | [–] |
| Proměnné zatížení : | $\gamma_Q$ = | 1,50 | [–] | 0,00 | [–] | 1,30 | [–] | 0,00 | [–] |
| Zatížení vodou : | $\gamma_w$ = | | | | | 1,00 | [–] | | |

| Součinitele redukce materiálu (M) | | | |
|---|---|---|---|
| Trvalá návrhová situace | | | |
| Součinitel redukce úhlu vnitřního tření : | $\gamma_\phi$ = | 1,25 | [–] |
| Součinitel redukce efektivní soudržnosti : | $\gamma_c$ = | 1,25 | [–] |
| Součinitel redukce neodv. smykové pevnosti : | $\gamma_{cu}$ = | 1,40 | [–] |

## Geometrie konstrukce

Výška náspu $h_n$ = 10,50 m
Délka náspu $l_n$ = 15,75 m
Tloušťka krytu $t_c$ = 0,50 m




## Materiál

**Materiál krytu**
Objemová tíha $\gamma$ = 22,00 kN/m$^3$
Smyková únosnost $R_s$ = 0,00 kPa

Zemina mezi výztuhami - DKK

## Typy výztuh

| Číslo | Název | Typ výztuhy | Typ čáry | Pevnost výztuhy | | Koeficient | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | $T_{ult}$[kN/m] | $R_t$[kN/m] | $C_{ds}$[–] | $C_i$[–] |
| 1 | Tensar 80RE | Tensar 80RE | ~~~~~ | 88,00 | 21,50 | 0,90 | 0,90 |

## Podrobnosti výztuh

**1. Tensar 80RE**
Krátkodobá char. pevnost $T_{ult}$ = 88,00 kN/m
Dlouhodobá návrhová pevnost $R_t$ = 21,50 kN/m
Celk. souč. nejistoty modelu $FS_{UNC}$ = 1,50

Dopočítané redukční součinitele
Životnost : 120 let
Součinitel životnosti $RF_{CR}$ = 2,55
Chemismus : pH 4.0-12.5
Chem/bio vliv prostředí $RF_D$ = 1,00
Velikost zrn : < 37.5 mm
Narušení geovýztuhy zhutňováním $RF_{ID}$ = 1,07

## Vyztužení

| Číslo | Počet výztuh | Typ výztuhy | Vzdálenost výztuh $h_r$[m] | Výška první výztuhy y[m] | Geometrie výztuh |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 12 | Tensar 80RE | 0,90 | 0,50 | stejná délka výztuh |

## Způsob uložení

| Číslo | Počet výztuh | Typ výztuhy | Způsob uložení | a [m] | b [m] | $k_{cr}$ [–] | α [–] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 12 | Tensar 80RE | kontinuální | | | | |

## Podrobnosti vyztužení

**Vytužení číslo 1**
Typ výztuhy : Tensar 80RE
Počet výztuh 12
Geometrie výztuh : stejná délka výztuh
Délka výztuh : 8,00 m

| Číslo výztuhy | Počátek $l_1$[m] | Konec $l_2$[m] | Výška od spodu y[m] | Délka l[m] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | -15,00 | -7,00 | 0,50 | 8,00 |
| 2 | -13,65 | -5,65 | 1,40 | 8,00 |
| 3 | -12,30 | -4,30 | 2,30 | 8,00 |
| 4 | -10,95 | -2,95 | 3,20 | 8,00 |
| 5 | -9,60 | -1,60 | 4,10 | 8,00 |
| 6 | -8,25 | -0,25 | 5,00 | 8,00 |
| 7 | -6,90 | 1,10 | 5,90 | 8,00 |
| 8 | -5,55 | 2,45 | 6,80 | 8,00 |
| 9 | -4,20 | 3,80 | 7,70 | 8,00 |
| 10 | -2,85 | 5,15 | 8,60 | 8,00 |
| 11 | -1,50 | 6,50 | 9,50 | 8,00 |
| 12 | -0,15 | 7,85 | 10,40 | 8,00 |

## Parametry zemin

**DKK**
Objemová tíha : $\gamma$ = 18,50 kN/m$^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef}$ = 35,00 °
Soudržnost zeminy : $c_{ef}$ = 1,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina : $\delta$ = 23,00 °
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat}$ = 18,50 kN/m$^3$

**Zásyp**
Objemová tíha : $\gamma$ = 19,00 kN/m$^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef}$ = 30,00 °
Soudržnost zeminy : $c_{ef}$ = 1,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina : $\delta$ = 20,00 °
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat}$ = 19,00 kN/m$^3$

**Slínovec Mk9b**
Objemová tíha : $\gamma$ = 24,00 kN/m$^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef}$ = 54,00 °
Soudržnost zeminy : $c_{ef}$ = 860,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina : $\delta$ = 13,30 °
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat}$ = 24,00 kN/m$^3$

## Geologický profil a přiřazení zemin

| Číslo | Mocnost vrstvy t [m] | Hloubka z [m] | Přiřazená zemina | Vzorek |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 10,50 | 0,00 .. 10,50 | Zásyp | |
| 2 | - | 10,50 .. ∞ | Slínovec Mk9b | |

### Tvar terénu

| Číslo | Souřadnice x [m] | Hloubka z [m] |
|---|---|---|
| 1 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 8,00 | 0,10 |
| 3 | 11,00 | 0,00 |
| 4 | 12,00 | 0,00 |

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

### Vliv vody

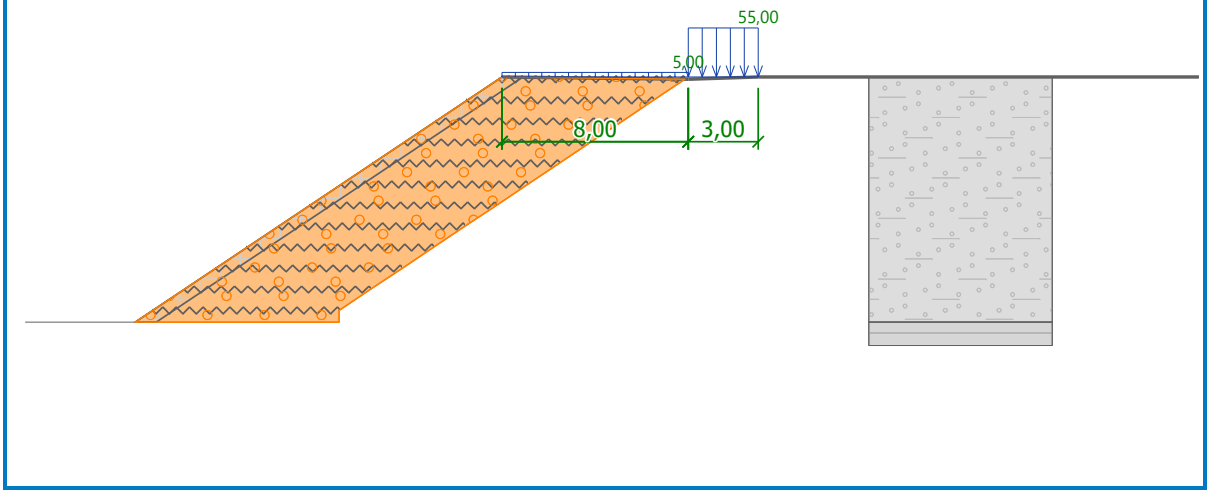
Hladina podzemní vody není uvažována.

### Zadaná plošná přitížení

| Číslo | Přitížení nové | Přitížení změna | Působ. | Vel.1 [kN/m$^2$] | Vel.2 [kN/m$^2$] | Poř.x x [m] | Délka l [m] | Hloubka z [m] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Ano | | proměnné | 55,00 | | 8,00 | 3,00 | na terénu |
| 2 | Ano | | proměnné | 5,00 | | 0,00 | 8,00 | na terénu |

| Číslo | Název |
|---|---|
| 1 | Doprava |
| 2 | Užitné (osoby) |

| Název : Přitížení | Fáze - výpočet : 1 |
|---|---|




### Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce není uvažován.

### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

# Posouzení čís. 1

## Spočtené síly působící na konstrukci

| Název | $F_{hor}$ [kN/m] | Působiště z [m] | $F_{vert}$ [kN/m] | Působiště x [m] | Koef. překl. | Koef. posun. | Koef. napětí |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Tíh.- vyztužená zemina | 0,00 | -5,23 | 1546,74 | 11,83 | 1,000 | 1,000 | 1,350 |
| Aktivní tlak | 67,24 | -3,21 | -41,23 | 12,81 | 1,000 | 1,000 | 1,000 |
| Doprava | 32,99 | -9,20 | -20,51 | 21,82 | 1,300 | 1,300 | 0,000 |
| Užitné (osoby) | 0,11 | -10,35 | -0,07 | 23,52 | 1,300 | 0,000 | 0,000 |
| Užitné (osoby) | 0,00 | -10,45 | 39,25 | 19,68 | 0,000 | 0,000 | 1,300 |

## Posouzení celé zdi

**Posouzení na překlopení**

Moment vzdorující $M_{res}$ = 17188,77 kNm/m
Moment klopící $M_{ovr}$ = 612,06 kNm/m

**Zeď na překlopení VYHOVUJE**

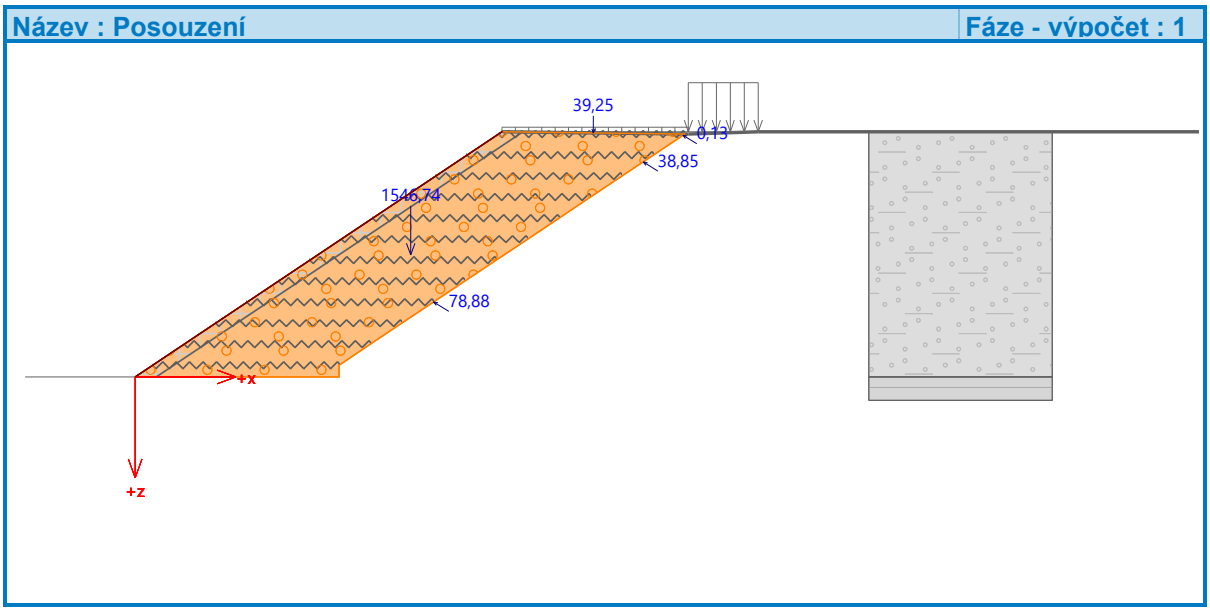
**Posouzení na posunutí**

Vodor. síla vzdorující $H_{res}$ = 689,45 kN/m
Vodor. síla posunující $H_{act}$ = 110,13 kN/m

**Zeď na posunutí VYHOVUJE**

**Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE**

| Název : Posouzení | Fáze - výpočet : 1 |
|---|---|




Varování - byl překročen rozsah vstupních dat při výpočtu tlaků!
Výpočet je proveden s upravenou hodnotou sklonu konstrukce α.

# Únosnost základové půdy

**Síly působící ve středu základové spáry**

| Číslo | Moment [kNm/m] | Norm. síla [kN/m] | Pos. síla [kN/m] | Excentricita [–] | Napětí [kPa] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -16574,54 | 2097,88 | 67,24 | 0,000 | 262,24 |
| 2 | -10661,71 | 1478,75 | 110,13 | 0,000 | 184,84 |

**Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)**

| Číslo | Moment [kNm/m] | Norm. síla [kN/m] | Pos. síla [kN/m] |
|---|---|---|---|
| 1 | -12529,72 | 1572,00 | 28,28 |
| 2 | -11545,16 | 1522,36 | 48,22 |

### Posouzení únosnosti základové půdy

Tvar napětí v základové půdě : obdélník

**Posouzení excentricity**
Max. excentricita normálové síly e = 0,000
Maximální dovolená excentricita $e_{alw}$ = 0,333

**Excentricita normálové síly VYHOVUJE**

**Posouzení únosnosti základové spáry**
Max. napětí v základové spáře $\sigma$ = 262,24 kPa
Návrhová únosnost základové půdy $R_d$ = 300,00 kPa

**Únosnost základové půdy VYHOVUJE**

**Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE**

## Posouzení posunutí po výztuze čís. 1

### Spočtené síly působící na konstrukci (posouzení geovýztuhy s největším využitím)

| Název | $F_{hor}$ [kN/m] | Působiště z [m] | $F_{vert}$ [kN/m] | Působiště x [m] | Výpočtový koeficient |
|---|---|---|---|---|---|
| Aktivní tlak | 122,92 | -3,19 | -22,14 | 10,23 | 1,000 |
| Doprava | 49,00 | -4,00 | -8,82 | 10,80 | 1,300 |
| Užitné (osoby) | 11,67 | -6,39 | -2,14 | 12,52 | 1,300 |
| Tíh.- vyztužená zemina | 0,00 | -3,33 | 740,19 | 7,67 | 1,000 |
| Užitné (osoby) | 0,00 | -10,00 | 0,01 | 15,00 | 0,000 |
| Výztuha | -21,50 | -0,90 | 0,00 | 8,63 | 1,000 |
| Výztuha | -21,50 | -1,80 | 0,00 | 9,26 | 1,000 |
| Výztuha | -21,50 | -2,70 | 0,00 | 9,89 | 1,000 |
| Výztuha | -21,50 | -3,60 | 0,00 | 10,52 | 1,000 |
| Výztuha | -21,50 | -4,50 | 0,00 | 11,15 | 1,000 |
| Výztuha | -21,50 | -5,40 | 0,00 | 11,78 | 1,000 |
| Výztuha | -21,50 | -6,30 | 0,00 | 12,41 | 1,000 |
| Výztuha | -21,50 | -7,20 | 0,00 | 13,04 | 1,000 |
| Výztuha | -21,50 | -8,10 | 0,00 | 13,67 | 1,000 |
| Výztuha | -21,50 | -9,00 | 0,00 | 14,30 | 1,000 |
| Výztuha | -18,96 | -9,90 | 0,00 | 14,93 | 1,000 |

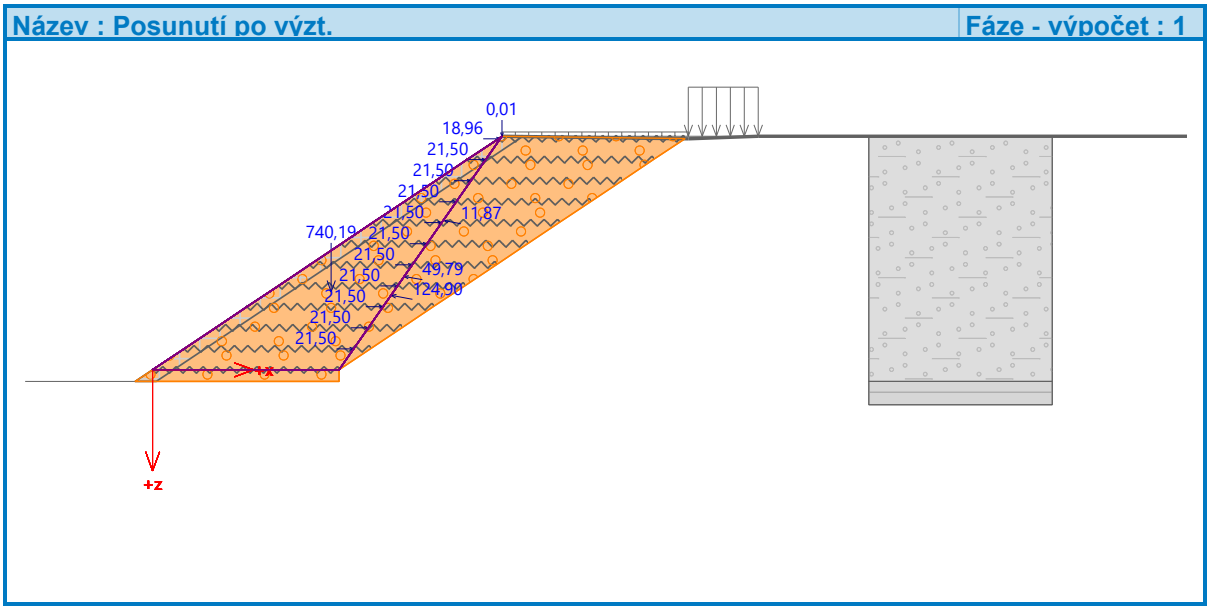
### Posouzení na posunutí po geovýztuze s největším využitím (Výzt. čís.: 1)

Sklon smykové plochy = 55,00 °
Celková normálová síla působící na výztuhu = 703,80 kN/m
Součinitel redukce posunutí po geovýztuze = 0,90
Odpor na geovýztuze = 365,71 kN/m
Odpor zdi = 0,00 kN/m
Celková únosnost výztuh = 233,98 kN/m

**Posouzení na posunutí:**
Vodor. síla vzdorující $H_{res}$ = 599,68 kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act}$ = 201,80 kN/m

**Posunutí po geovýztuze VYHOVUJE**




## Výpočet vnitřní stability čís. 1

**Spočtené síly a únosnosti geovýztuh**

| Číslo | Název | $F_x$ [kN/m] | Hloubka z[m] | $R_t$ [kN/m] | Využití [%] | $T_p$ [kN/m] | Využití [%] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Tensar 80RE | -8,23 | 10,01 | 21,50 | 38,27 | 1867,22 | 0,44 |
| 2 | Tensar 80RE | -8,49 | 9,11 | 21,50 | 39,46 | 1699,34 | 0,50 |
| 3 | Tensar 80RE | -10,25 | 8,21 | 21,50 | 47,69 | 1531,45 | 0,67 |
| 4 | Tensar 80RE | -11,42 | 7,31 | 21,50 | 53,11 | 1363,57 | 0,84 |
| 5 | Tensar 80RE | -13,96 | 6,42 | 21,50 | 64,92 | 1199,80 | 1,16 |
| 6 | Tensar 80RE | -15,74 | 5,51 | 21,50 | 73,19 | 1027,81 | 1,53 |
| 7 | Tensar 80RE | -16,08 | 4,61 | 21,50 | 74,77 | 859,93 | 1,87 |
| 8 | Tensar 80RE | -3,71 | 3,71 | 21,50 | 17,25 | 692,05 | 0,54 |
| 9 | Tensar 80RE | -2,97 | 2,81 | 21,50 | 13,81 | 524,16 | 0,57 |
| 10 | Tensar 80RE | -2,21 | 1,92 | 21,50 | 10,27 | 356,15 | 0,62 |
| 11 | Tensar 80RE | -1,29 | 1,01 | 21,50 | 5,99 | 182,57 | 0,71 |
| 12 | Tensar 80RE | -0,27 | 0,11 | 21,50 | 1,24 | 11,54 | 2,31 |

Součinitelé vodorovného napětí
$k_r/k_a$ v hloubce 0 m = 1,50
$k_r/k_a$ od hloubky 6 m = 1,20

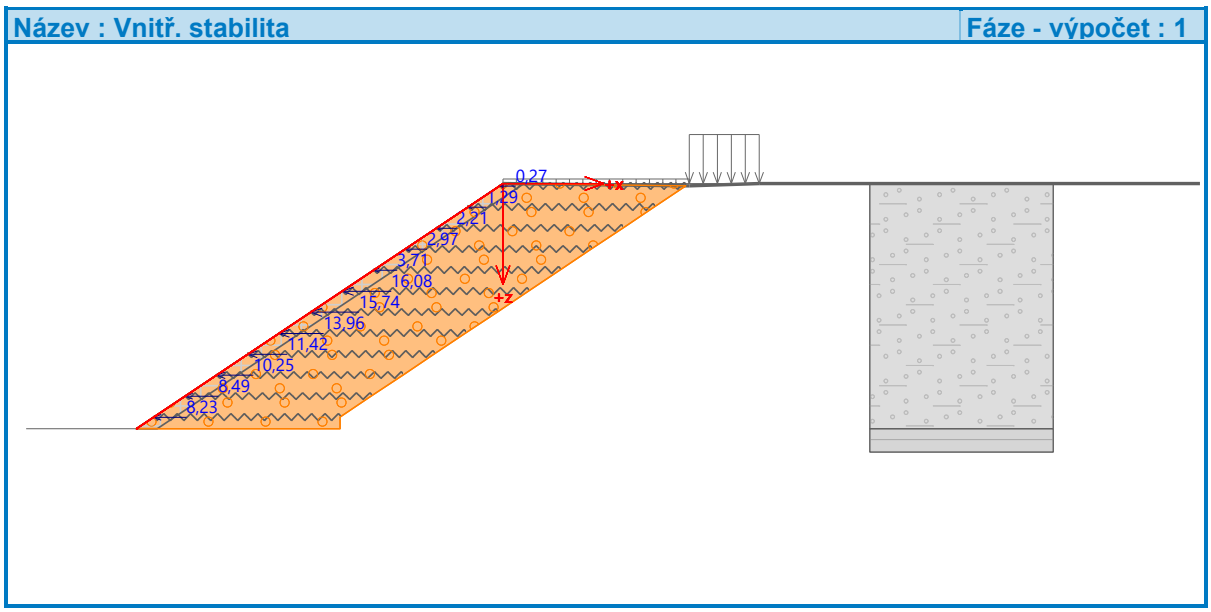
**Posouzení na přetržení (geovýztuha čís.7)**
Únosnost na přetržení $R_t$ = 21,50 kN/m
Síla v geovýztuze $F_x$ = 16,08 kN/m

**Geovýztuha na přetržení VYHOVUJE**

**Posouzení na vytržení (geovýztuha čís.12)**
Únosnost na vytržení $T_p$ = 11,54 kN/m
Síla v geovýztuze $F_x$ = 0,27 kN/m

**Geovýztuha na vytržení VYHOVUJE**

**Celkové posouzení - geovýztuha VYHOVUJE**

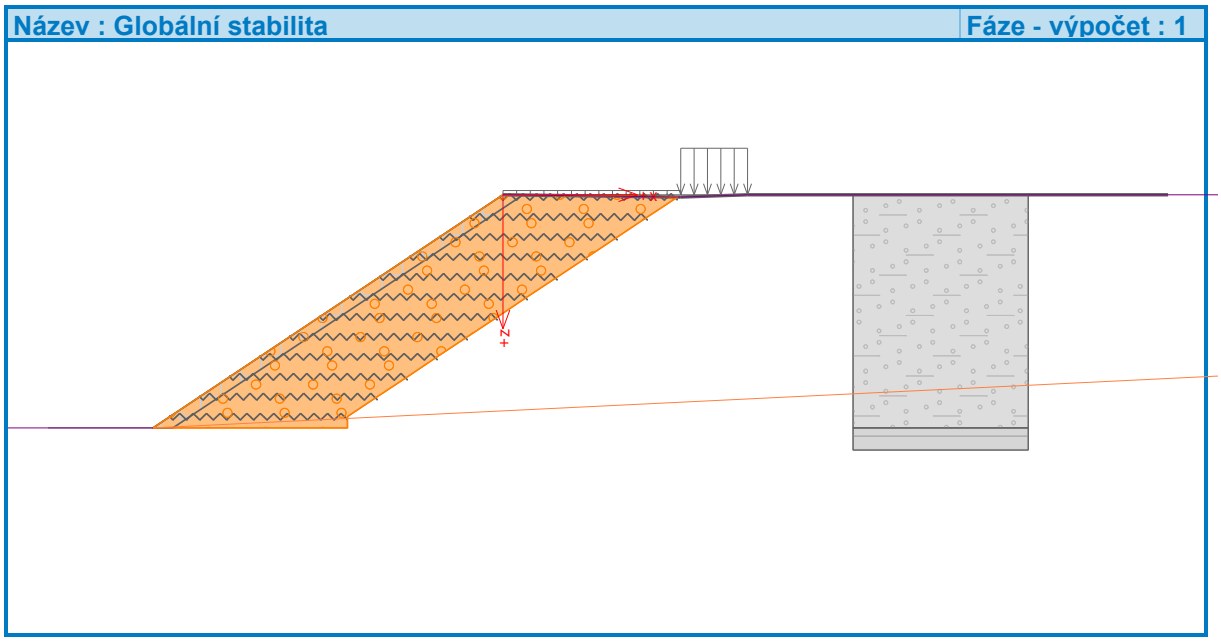



## Výpočet globální stability čís. 1

**Parametry smykové plochy**
(smyková plocha po optimalizaci)

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Střed | S | = | (-11,89;-420,73) | m |
| Poloměr | r | = | 431,25 | m |
| Úhel | $\alpha_1$ | = | -0,55 | ° |
| | $\alpha_2$ | = | 12,68 | ° |

**Posouzení stability svahu (Spencer)**
Využití = 9,46 %
**Stabilita svahu VYHOVUJE**



# Výpočet stability svahu

## Výsledky (Fáze budování 1)

### Výpočet 1

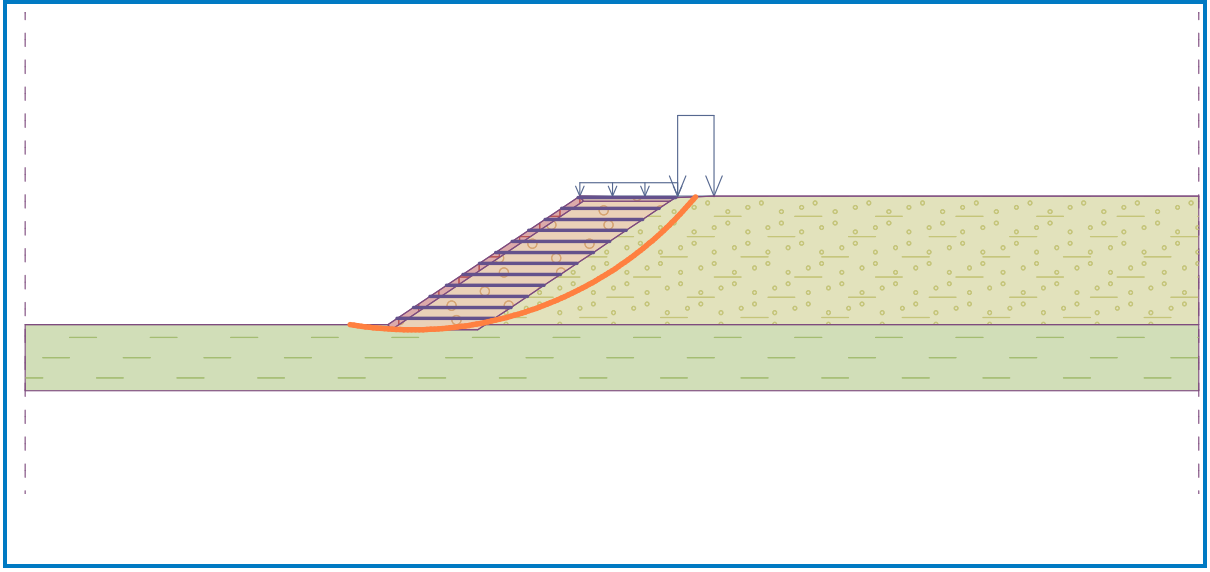
**Kruhová smyková plocha**

| Parametry smykové plochy | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Střed : | x = | -13,76 | [m] | Úhly : | $\alpha_1$ = | -9,67 | [°] |
| | z = | 19,32 | [m] | | $\alpha_2$ = | 50,18 | [°] |
| Poloměr : | R = | 30,25 | [m] | | | | |
| Smyková plocha po optimalizaci. | | | | | | | |

**Posouzení stability svahu (Spencer)**
Využití : 24,5 %

**Stabilita svahu VYHOVUJE**

| Název : Výpočet | Fáze - výpočet : 1 |
|---|---|



# 11.3 Posouzení pažící konstrukce

## Posouzení pažící konstrukce

## Vstupní data

### Projekt

Akce : Tunel Maletín 19-148.203
Část : SO_601
Popis : zaporova zed
Vypracoval : HS
Datum : 03.12.2019
Číslo zakázky : 19-143.203

### Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

### Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1 : standardní
Ocelové konstrukce : EN 1993-1-1 (EC3)
Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu : $\gamma_{M0} = 1,00$
Dřevěné konstrukce : EN 1995-1-1 (EC5)
Dílčí součinitel vlastností dřeva : $\gamma_M = 1,30$
Součinitel vlivu zatížení a vlhkosti (dřevo) : $k_{mod} = 0,50$
Součinitel šířky průřezu ve smyku (dřevo) : $k_{cr} = 0,67$

### Výpočet tlaků

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)
Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
Metoda výpočtu : závislé tlaky
Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe
Modul reakce podloží : standardní
Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení
Sednutí terénu : nezadáno
Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

| Součinitele redukce zatížení (F) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Dočasná návrhová situace | | | | | |
| | | Nepříznivé | | Příznivé | |
| Stálé zatížení : | $\gamma_G$ = | 1,35 | [–] | 1,00 | [–] |
| Proměnné zatížení : | $\gamma_Q$ = | 1,50 | [–] | 0,00 | [–] |
| Zatížení vodou : | $\gamma_w$ = | 1,35 | [–] | | |

| Součinitele redukce odporu (R) | | | |
|---|---|---|---|
| Dočasná návrhová situace | | | |
| Součinitel redukce stability kotvy : | $\gamma_{Ris}$ = | 1,10 | [–] |
| Součinitel redukce zemního odporu : | $\gamma_{Re}$ = | 1,40 | [–] |

### Kotvy

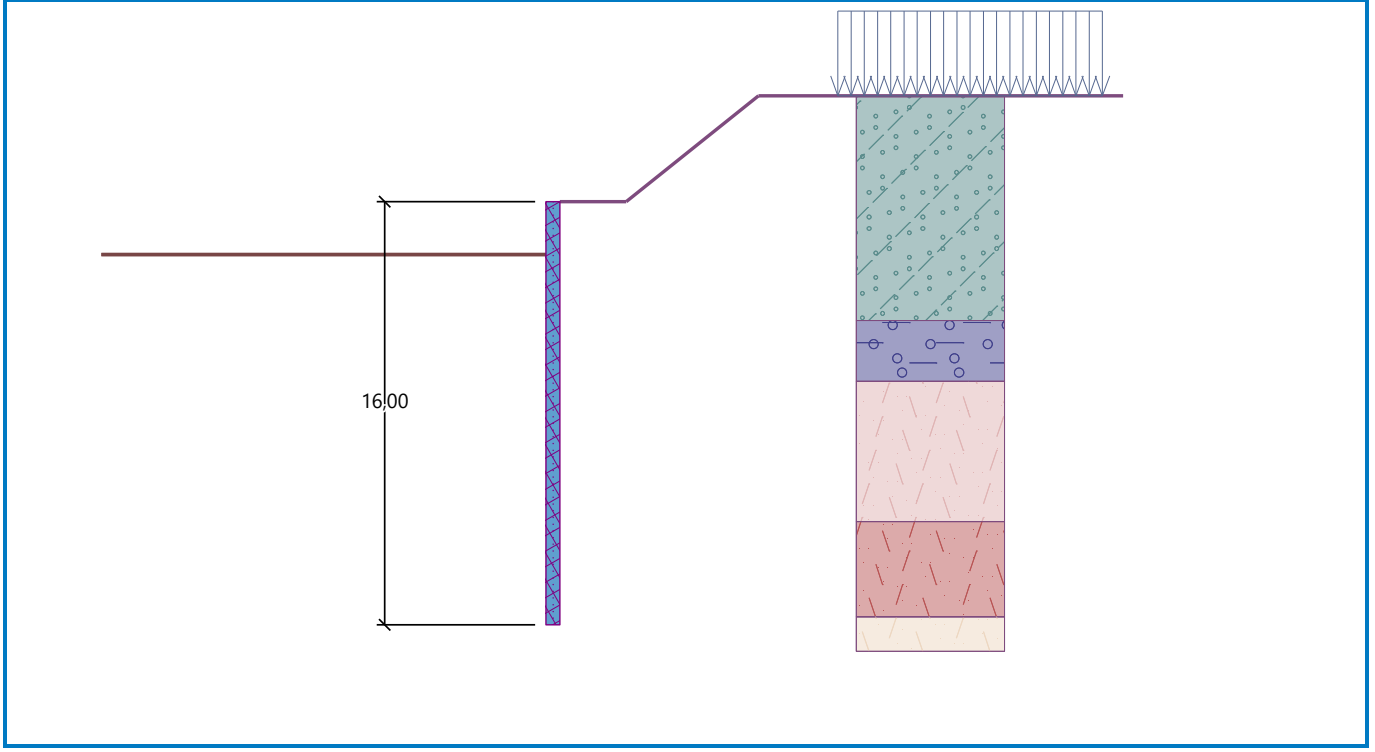
Metodika posouzení : mezní stavy

| Součinitele redukce | | | |
|---|---|---|---|
| Součinitel spolehlivosti oceli : | $\gamma_s$ = | 1,35 | [–] |
| Součinitel redukce na vytržení ze zeminy : | $\gamma_e$ = | 1,35 | [–] |

| Součinitele redukce | | | |
|---|---|---|---|
| Součinitel redukce na vytržení ze zálivky : | $\gamma_c$ = | 1,35 | [–] |

## Geometrie konstrukce

**Název : Geometrie** — **Fáze - výpočet : 1 - 0**




## Materiál konstrukce

**Ocel konstrukční: EN 10210-1 : S 235**

| | | | |
|---|---|---|---|
| Mez kluzu | $f_y$ = | 235,00 | MPa |
| Modul pružnosti | E = | 210000,00 | MPa |
| Modul pružnosti ve smyku | G = | 81000,00 | MPa |

## Modul reakce podloží

Modul reakce podloží počítán podle teorie Schmitt.

## Základní parametry zemin

| Číslo | Název | Vzorek | $\varphi_{ef}$ [°] | $c_{ef}$ [kPa] | $\gamma$ [kN/m$^3$] | $\gamma_{su}$ [kN/m$^3$] | $\delta$ [°] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | písky hlinité | | 26,00 | 6,00 | 18,00 | 10,00 | 17,00 |
| 2 | Štěrky jílovité | | 35,00 | 2,00 | 19,00 | 9,00 | 22,00 |
| 3 | Pískovce slabě zvětralé | | 32,00 | 119,00 | 20,50 | 11,50 | 20,00 |
| 4 | pískovec zdravý Mk3b | | 46,00 | 280,00 | 22,50 | 13,00 | 20,00 |
| 5 | Slínovce Mk9b | | 54,00 | 860,00 | 24,00 | 14,00 | 17,00 |

### Parametry zemin pro výpočet tlaku v klidu

| Číslo | Název | Vzorek | Typ výpočtu | $\varphi_{ef}$ [°] | ν [–] | OCR [–] | $K_r$ [–] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | písky hlinité | | nesoudržná | 26,00 | - | - | - |
| 2 | Štěrky jílovité | | zadat | - | - | - | 0,50 |
| 3 | Pískovce slabě zvětralé | | zadat | - | - | - | 0,40 |
| 4 | pískovec zdravý Mk3b | | zadat | - | - | - | 0,40 |
| 5 | Slínovce Mk9b | | zadat | - | - | - | 0,50 |

### Parametry zemin pro výpočet modulu reakce podloží (Schmitt)

| Číslo | Název | Vzorek | ν [–] | $E_{oed}$ [MPa] | $E_{def}$ [MPa] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | písky hlinité | | 0,30 | - | 12,00 |
| 2 | Štěrky jílovité | | 0,30 | - | 50,00 |
| 3 | Pískovce slabě zvětralé | | 0,25 | - | 325,00 |
| 4 | pískovec zdravý Mk3b | | 0,25 | - | 2500,00 |
| 5 | Slínovce Mk9b | | 0,30 | - | 10500,00 |

### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2,00 m.

### Tvar terénu

| Číslo | Souřadnice x [m] | Hloubka z [m] |
|---|---|---|
| 1 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 2,50 | 0,00 |
| 3 | 7,50 | -4,00 |
| 4 | 8,50 | -4,00 |

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

### Zadaná plošná přitížení

| Číslo | Přitížení nové | Přitížení změna | Působ. | Vel.1 [kN/m²] | Vel.2 [kN/m²] | Poř.x x [m] | Délka l [m] | Hloubka z [m] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Ano | | stálé | 10,00 | | 10,50 | 10,00 | na terénu |

| Číslo | Název |
|---|---|
| 1 | Pojezdy stavebních strujů do 24t |

### Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 60
Vlastní výpočet mezních tlaků : redukovat podle nastavení
Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou $\sigma_{a,min} = 0{,}20\sigma_z$

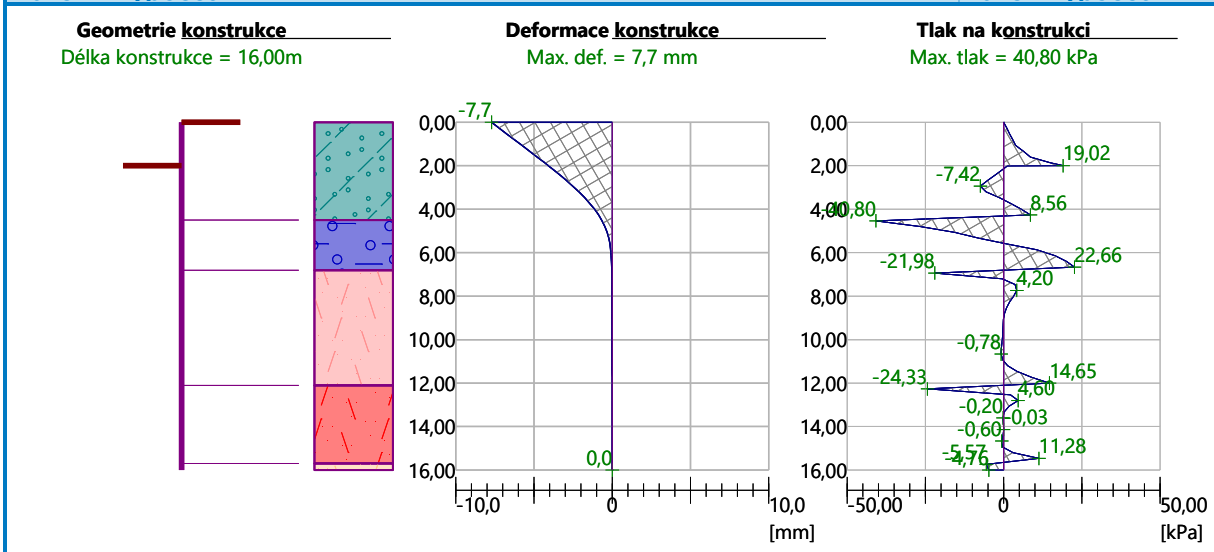
### Nastavení výpočtu fáze

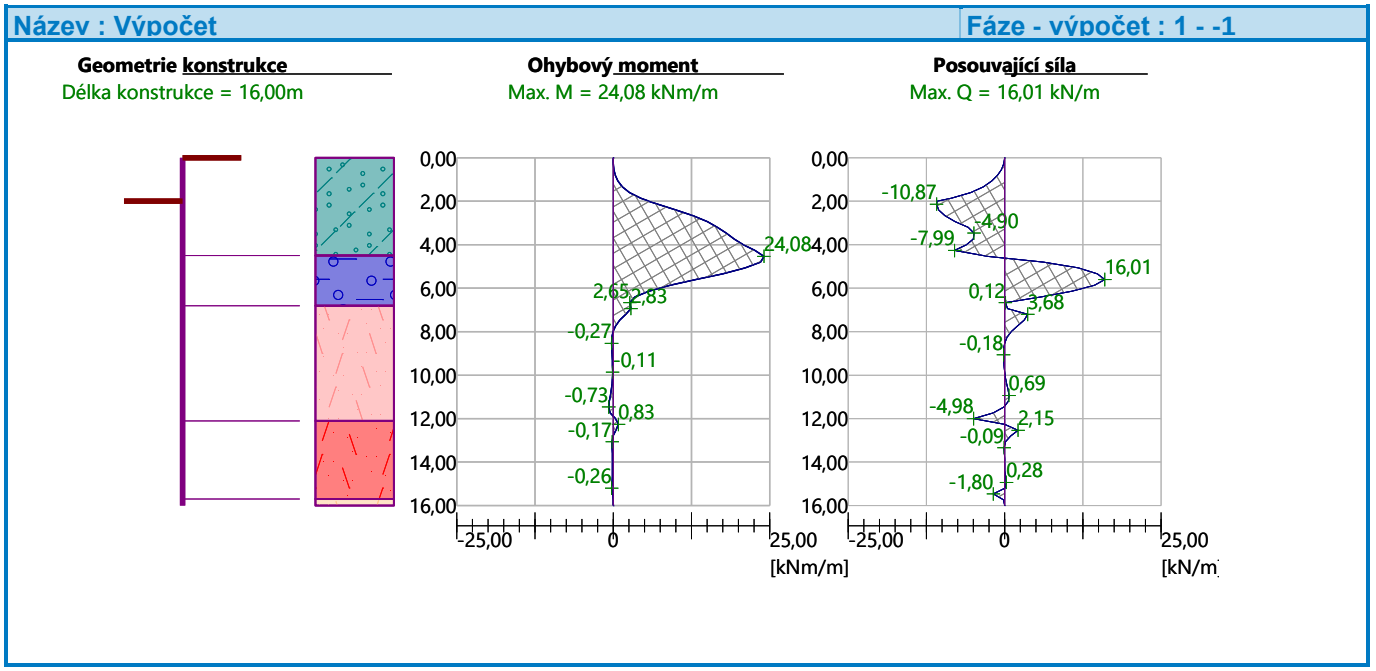
Návrhová situace : dočasná

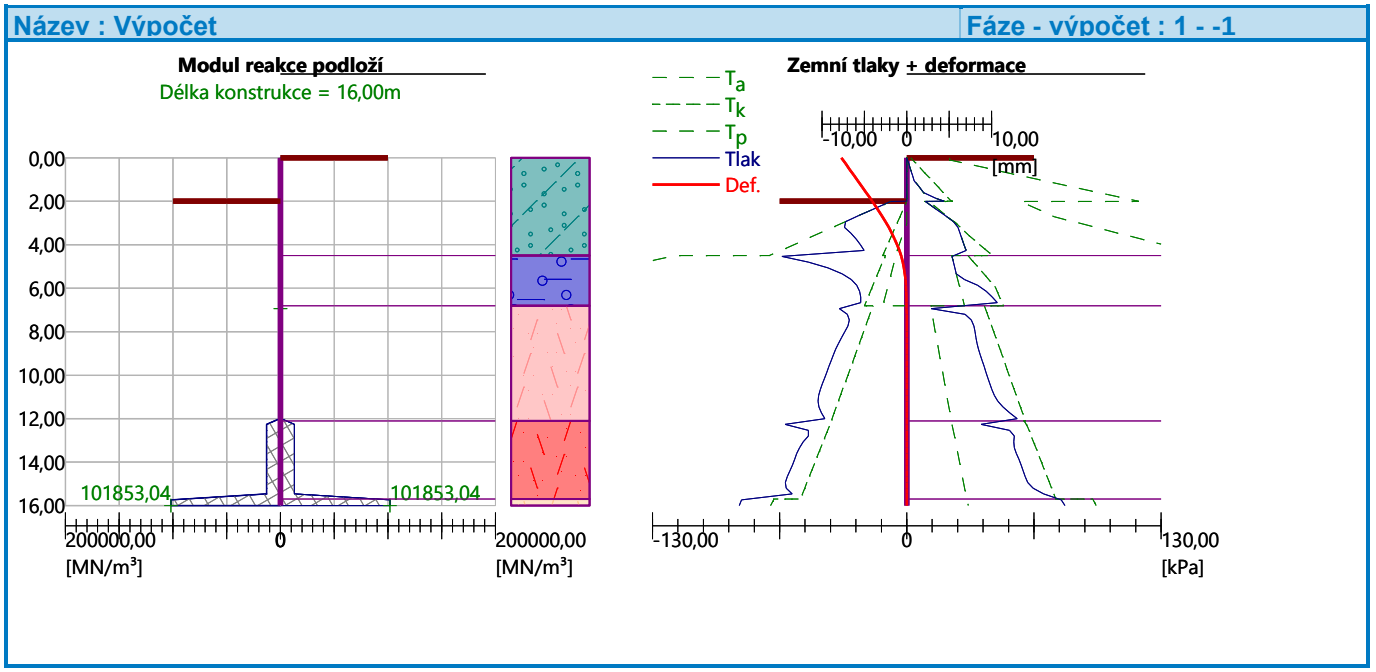
## Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)

Maximální posouvající síla = 16,01 kN/m
Maximální moment = 24,08 kNm/m
Maximální deformace = 7,7 mm

**Název : Výpočet** | **Fáze - výpočet : 1 - -1**






## Vstupní data (Fáze budování 2)

### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2,00 m.

### Tvar terénu

| Číslo | Souřadnice x [m] | Hloubka z [m] |
|---|---|---|
| 1 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 2,50 | 0,00 |
| 3 | 7,50 | -4,00 |

| Číslo | Souřadnice x [m] | Hloubka z [m] |
|---|---|---|
| 4 | 8,50 | -4,00 |

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

### Zadaná plošná přitížení

| Číslo | Přitížení nové | Přitížení změna | Působ. | Vel.1 [kN/m$^2$] | Vel.2 [kN/m$^2$] | Poř.x x [m] | Délka l [m] | Hloubka z [m] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Ano | | stálé | 10,00 | | 10,50 | 10,00 | na terénu |

| Číslo | Název |
|---|---|
| 1 | Pojezdy stavebních strujů do 24t |

### Zadané kotvy

| Číslo | Nová kotva | Hloubka z [m] | Název | Dopnutí | Síla F [kN] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Ano | 1,50 | DYWIDAG dočasná kotva 0.6" St 1770 MPa | | 250,00 |

### Seznam nových kotev

**DYWIDAG dočasná kotva 0.6" St 1770 MPa**
Typ kotvy : pramencová
Výrobní řada : DYWIDAG lanová kotva

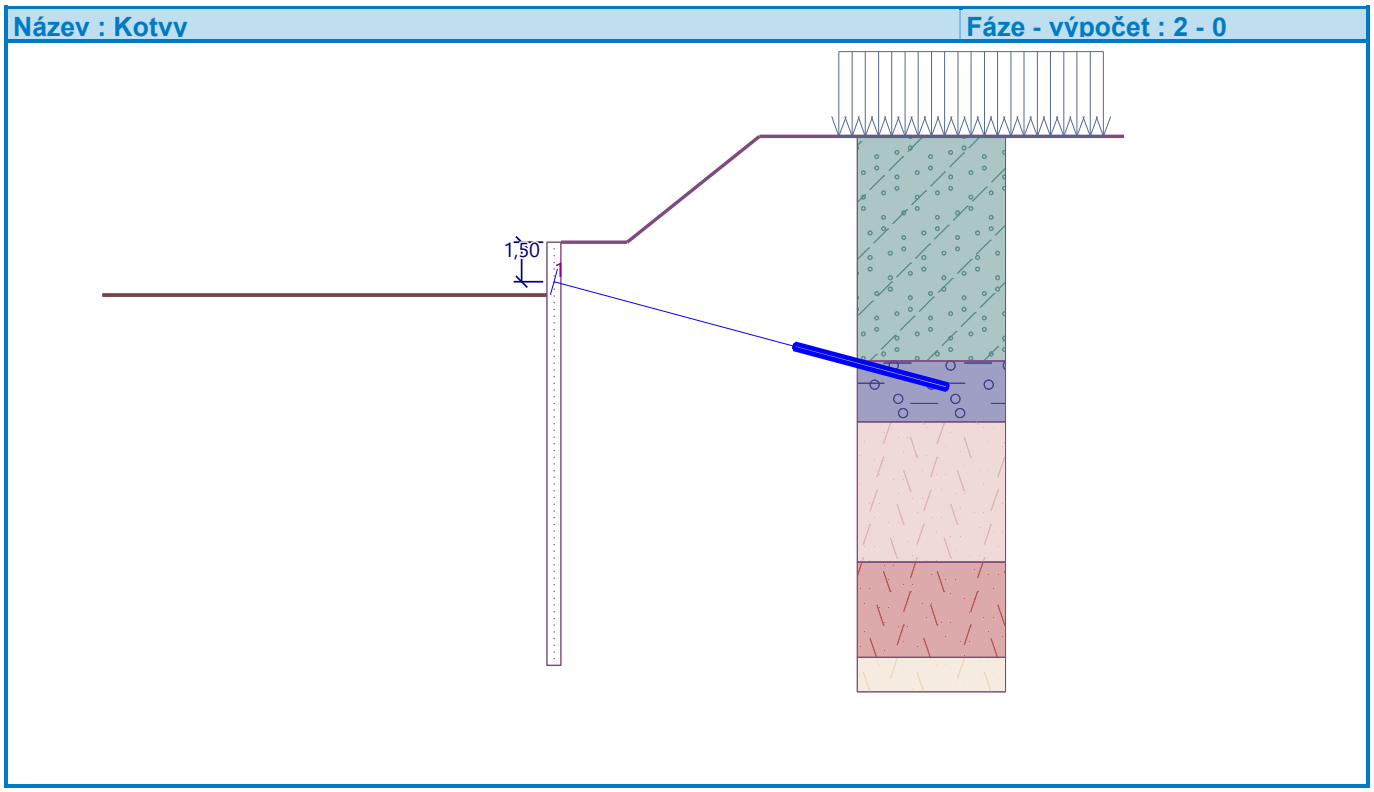
| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Hloubka : | z | = | 1,50 | m |
| Volná délka : | l | = | 9,40 | m |
| Délka kořene : | $l_k$ | = | 6,00 | m |
| Sklon : | $\alpha$ | = | 15,00 | ° |
| Vzd. mezi : | b | = | 3,00 | m |
| Plocha pramence : | $A_1$ | = | 140,00 | mm$^2$ |
| Počet pramenců : | n | = | 4 | |
| Modul pružnosti : | E | = | 195000,00 | MPa |
| Předpínací síla : | F | = | 250,00 | kN |
| Výpočtová pevnost materiálu : | $f_u$ | = | 1770,00 | MPa |

Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z plášťového tření

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Průměr kořene : | d | = | 150,0 | mm |
| Plášťové tření : | f | = | 150,00 | kPa |

Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu
Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Pevnost betonu v tlaku : | $f_{ck}$ | = | 25,00 | MPa |
| Součinitel soudržnosti : | $\eta_1$ | = | 0,70 | |




### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

## Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)

Maximální posouvající síla = 47,26 kN/m
Maximální moment = 30,86 kNm/m
Maximální deformace = 6,7 mm

### Síly v kotvách

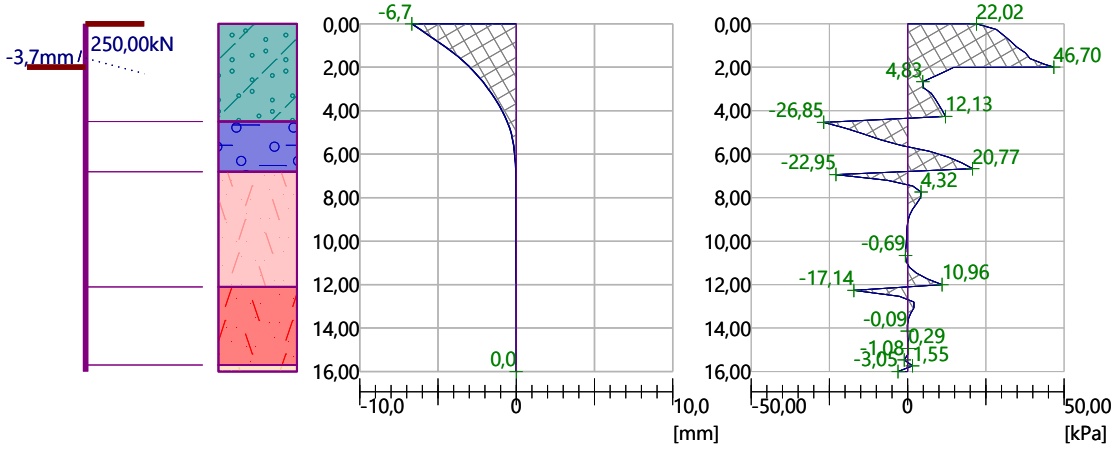
| Číslo | Hloubka [m] | Deformace [mm] | Síla v kotvě [kN] |
|---|---|---|---|
| 1 | 1,50 | -3,7 | 250,00 |

**Název : Výpočet** | **Fáze - výpočet : 2 - -1**

**Geometrie konstrukce**
Délka konstrukce = 16,00m

**Deformace konstrukce**
Max. def. = 6,7 mm

**Tlak na konstrukci**
Max. tlak = 46,70 kPa

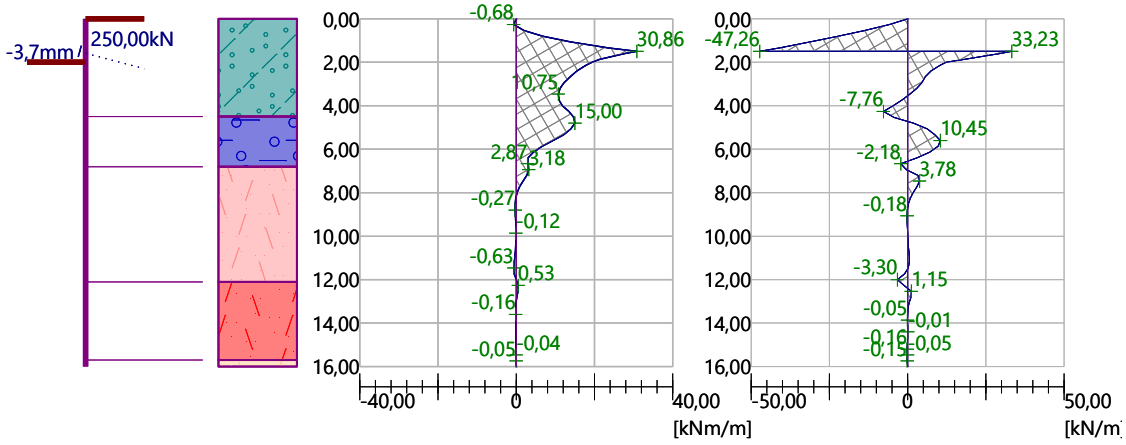



**Název : Výpočet** | **Fáze - výpočet : 2 - -1**

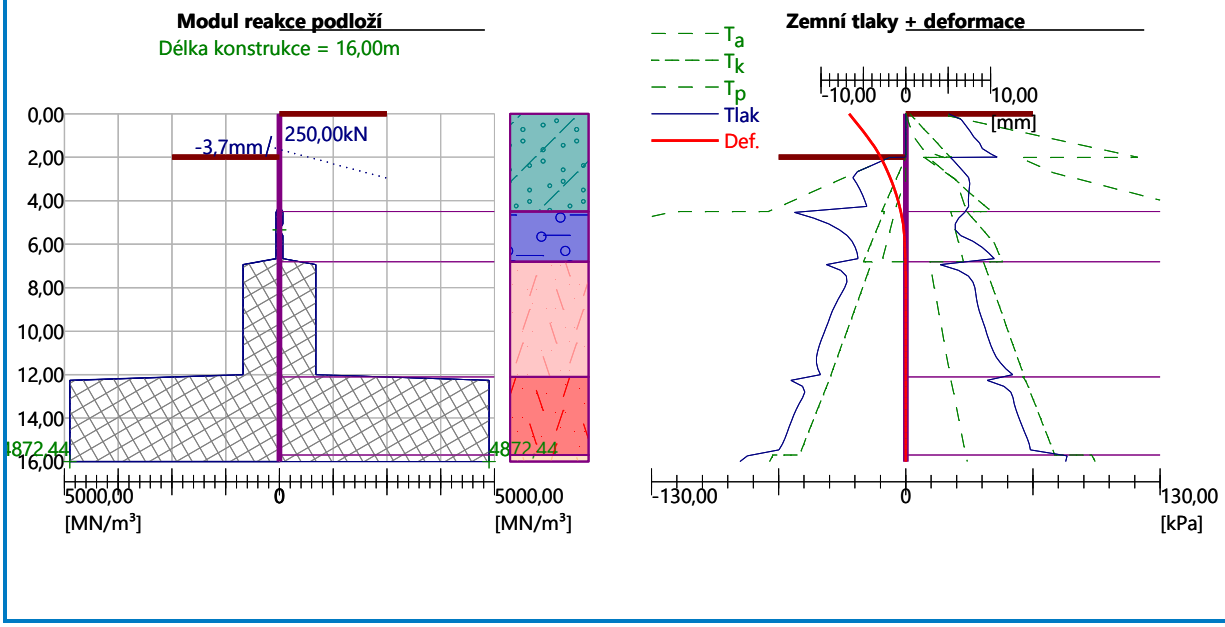
**Geometrie konstrukce**
Délka konstrukce = 16,00m

**Ohybový moment**
Max. M = 30,86 kNm/m

**Posouvající síla**
Max. Q = 47,26 kN/m



**Název : Výpočet** **Fáze - výpočet : 2 - -1**




### Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

| Číslo | Síla v kotvě [kN] | Max.příp.síla v kotvě [kN] | Posouzení |
|---|---|---|---|
| 1 | 250,00 | 2185,93 | Vyhovuje |

Rozhodující řada kotev : 1
Max. dovolená síla $F_{max}$ = 2185,93 kN > 250,00 kN = $F_{zad}$
**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

## Vstupní data (Fáze budování 3)

### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 5,00 m.

### Tvar terénu

| Číslo | Souřadnice x [m] | Hloubka z [m] |
|---|---|---|
| 1 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 2,50 | 0,00 |
| 3 | 7,50 | -4,00 |
| 4 | 8,50 | -4,00 |

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

### Zadaná plošná přitížení

| Číslo | Přitížení nové | Přitížení změna | Působ. | Vel.1 [kN/m²] | Vel.2 [kN/m²] | Poř.x x [m] | Délka l [m] | Hloubka z [m] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Ano | | stálé | 10,00 | | 10,50 | 10,00 | na terénu |

| Číslo | Název |
|---|---|
| 1 | Pojezdy stavebních strujů do 24t |

### Zadané kotvy

| Číslo | Nová kotva | Hloubka z [m] | Název | Dopnutí | Síla F [kN] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Ne | 1,50 | DYWIDAG dočasná kotva 0.6" St 1770 MPa | | 291,45 |

### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

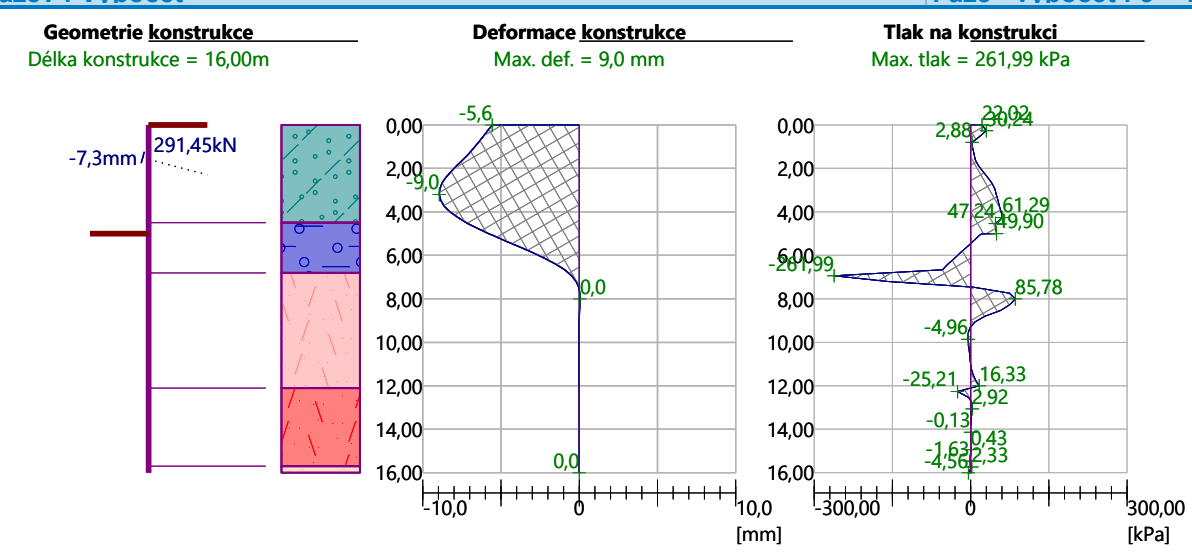
## Výsledky výpočtu (Fáze budování 3)

Maximální posouvající síla = 88,04 kN/m
Maximální moment = 88,16 kNm/m
Maximální deformace = 9,0 mm

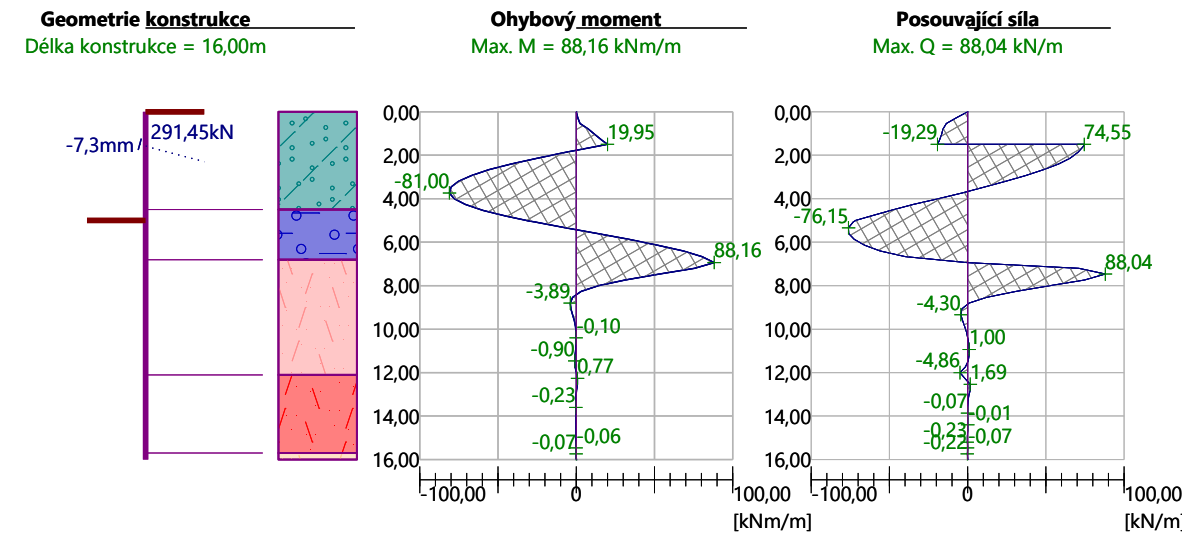
### Síly v kotvách

| Číslo | Hloubka [m] | Deformace [mm] | Síla v kotvě [kN] |
|---|---|---|---|
| 1 | 1,50 | -7,3 | 291,45 |

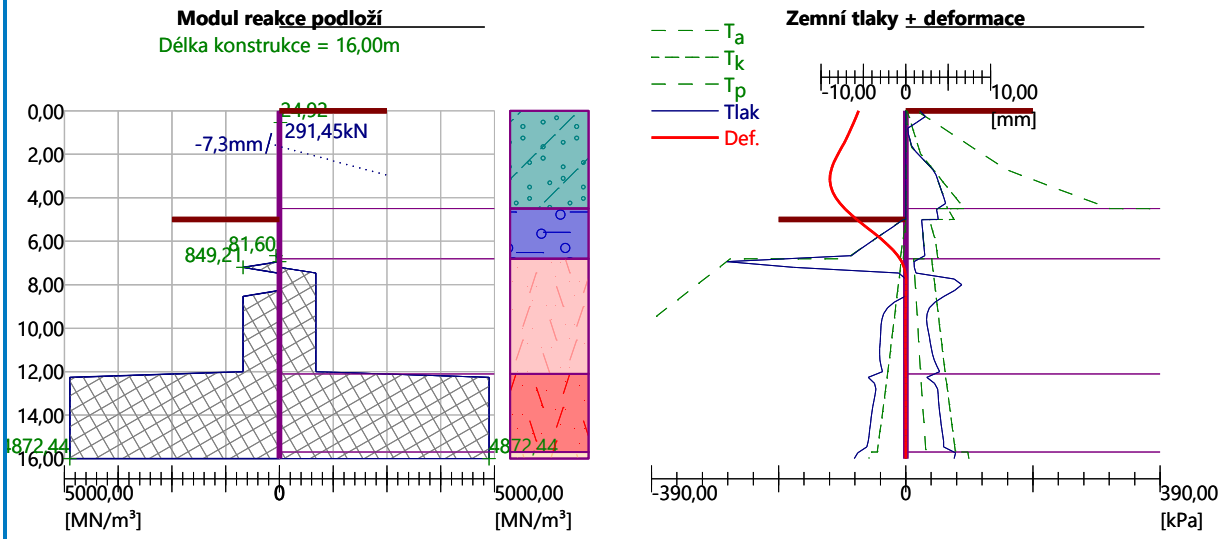
**Název : Výpočet** **Fáze - výpočet : 3 - -1**



**Název : Výpočet** **Fáze - výpočet : 3 - -1**




**Název : Výpočet** **Fáze - výpočet : 3 - -1**




## Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

| Číslo | Síla v kotvě [kN] | Max.příp.síla v kotvě [kN] | Posouzení |
|---|---|---|---|
| 1 | 291,45 | 2206,01 | Vyhovuje |

Rozhodující řada kotev : 1
Max. dovolená síla $F_{max}$ = 2206,01 kN > 291,45 kN = $F_{zad}$
**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

# Vstupní data (Fáze budování 4)

## Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 5,00 m.

## Tvar terénu

| Číslo | Souřadnice x [m] | Hloubka z [m] |
|---|---|---|
| 1 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 2,50 | 0,00 |
| 3 | 7,50 | -4,00 |
| 4 | 8,50 | -4,00 |

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

## Zadaná plošná přitížení

| Číslo | Přitížení nové | Přitížení změna | Působ. | Vel.1 [kN/m2] | Vel.2 [kN/m2] | Poř.x x [m] | Délka l [m] | Hloubka z [m] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Ano | | stálé | 10,00 | | 10,50 | 10,00 | na terénu |

| Číslo | Název |
|---|---|
| 1 | Pojezdy stavebních strujů do 24t |

## Zadané kotvy

| Číslo | Nová kotva | Hloubka z [m] | Název | Dopnutí | Síla F [kN] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Ne | 1,50 | DYWIDAG dočasná kotva 0.6" St 1770 MPa | | 291,04 |
| 2 | Ano | 4,50 | DYWIDAG dočasná kotva 0.6" St 1770 MPa | | 250,00 |

## Seznam nových kotev

**DYWIDAG dočasná kotva 0.6" St 1770 MPa**
Typ kotvy : pramencová
Výrobní řada : DYWIDAG lanová kotva

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Hloubka : | z | = | 4,50 | m |
| Volná délka : | l | = | 7,00 | m |
| Délka kořene : | $l_k$ | = | 6,00 | m |
| Sklon : | $\alpha$ | = | 15,00 | ° |
| Vzd. mezi : | b | = | 3,00 | m |
| Plocha pramence : | $A_1$ | = | 140,00 | $mm^2$ |
| Počet pramenců : | n | = | 5 | |
| Modul pružnosti : | E | = | 195000,00 | MPa |
| Předpínací síla : | F | = | 250,00 | kN |
| Výpočtová pevnost materiálu : | $f_u$ | = | 1770,00 | MPa |

Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z plášťového tření

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Průměr kořene : | d | = | 150,0 | mm |
| Plášťové tření : | f | = | 250,00 | kPa |

Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu
Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Pevnost betonu v tlaku : | $f_{ck}$ | = | 25,00 | MPa |
| Součinitel soudržnosti : | $\eta_1$ | = | 0,70 | |

## Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

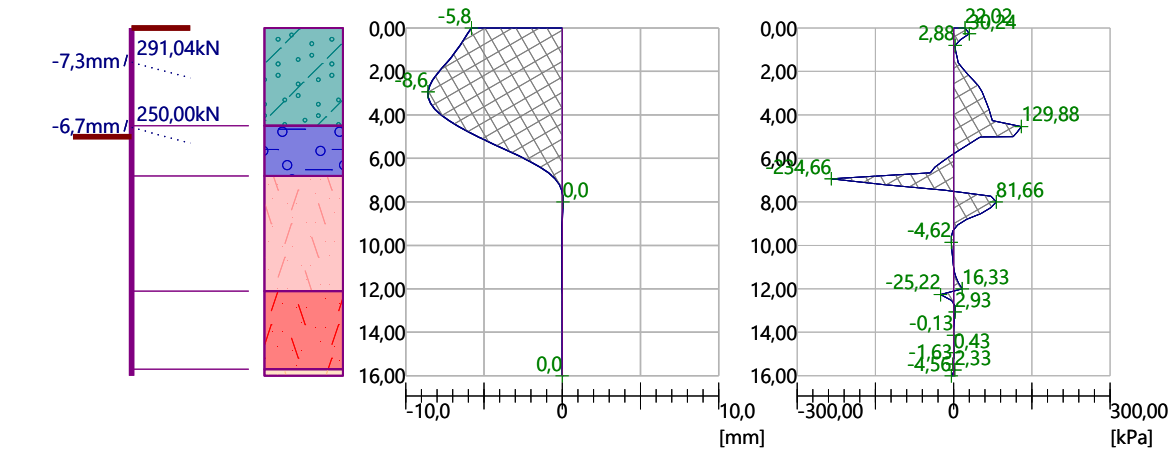
## Výsledky výpočtu (Fáze budování 4)

Maximální posouvající síla = 82,96 kN/m
Maximální moment = 82,00 kNm/m
Maximální deformace = 8,6 mm

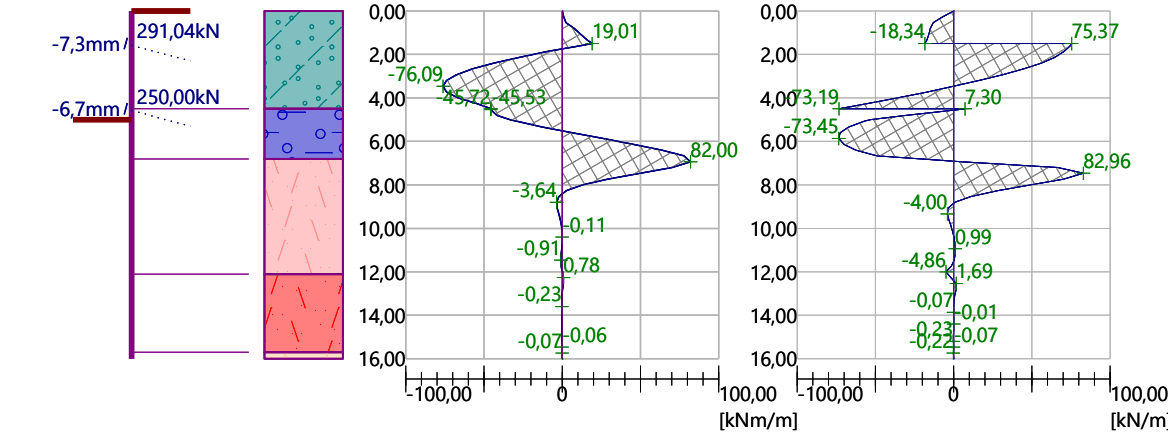
### Síly v kotvách

| Číslo | Hloubka [m] | Deformace [mm] | Síla v kotvě [kN] |
|---|---|---|---|
| 1 | 1,50 | -7,3 | 291,04 |
| 2 | 4,50 | -6,7 | 250,00 |

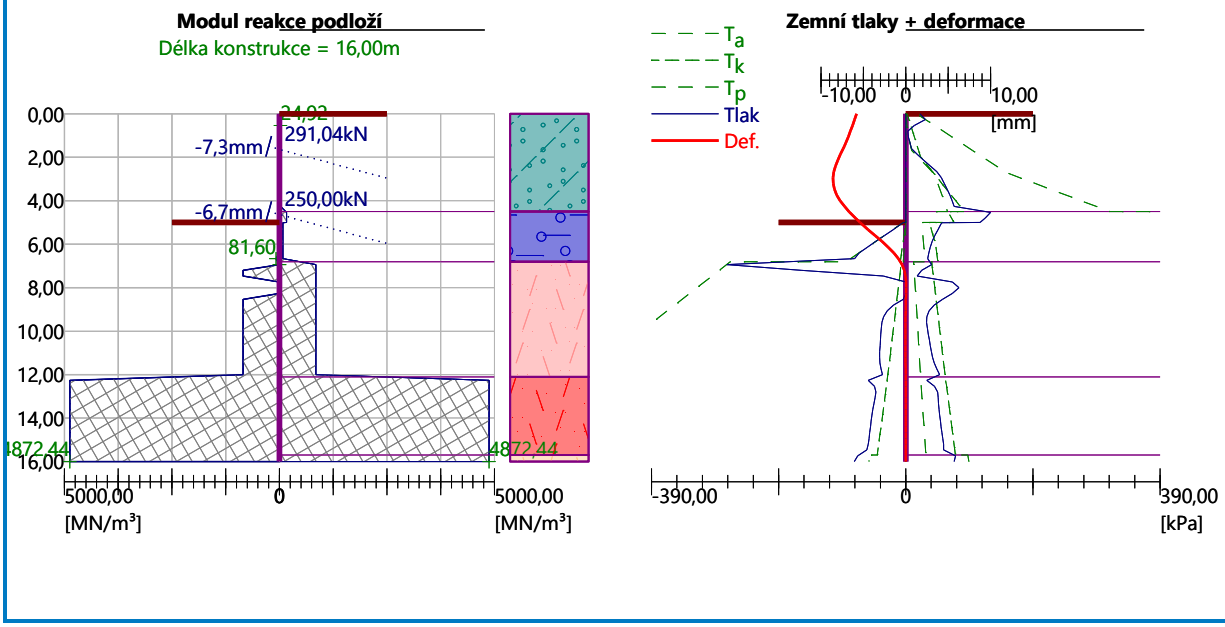
**Název : Výpočet** | **Fáze - výpočet : 4 - -1**




**Název : Výpočet** | **Fáze - výpočet : 4 - -1**



| Název : Výpočet | Fáze - výpočet : 4 - -1 |
|---|---|




### Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

| Číslo | Síla v kotvě [kN] | Max.příp.síla v kotvě [kN] | Posouzení |
|---|---|---|---|
| 1 | 291,04 | 1899,19 | Vyhovuje |
| 2 | 250,00 | 2801,94 | Vyhovuje |

Rozhodující řada kotev : 1
Max. dovolená síla $F_{max}$ = 1899,19 kN > 291,04 kN = $F_{zad}$
**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

## Vstupní data (Fáze budování 5)

### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 8,00 m.

### Tvar terénu

| Číslo | Souřadnice x [m] | Hloubka z [m] |
|---|---|---|
| 1 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 2,50 | 0,00 |
| 3 | 7,50 | -4,00 |
| 4 | 8,50 | -4,00 |

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

### Zadaná plošná přitížení

| Číslo | Přitížení nové | Přitížení změna | Působ. | Vel.1 [kN/m²] | Vel.2 [kN/m²] | Poř.x x [m] | Délka l [m] | Hloubka z [m] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Ano | | stálé | 10,00 | | 10,50 | 10,00 | na terénu |

| Číslo | Název |
|---|---|
| 1 | Pojezdy stavebních strujů do 24t |

### Zadané kotvy

| Číslo | Nová kotva | Hloubka z [m] | Název | Dopnutí | Síla F [kN] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Ne | 1,50 | DYWIDAG dočasná kotva 0.6" St 1770 MPa | | 295,29 |
| 2 | Ne | 4,50 | DYWIDAG dočasná kotva 0.6" St 1770 MPa | | 362,87 |

### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

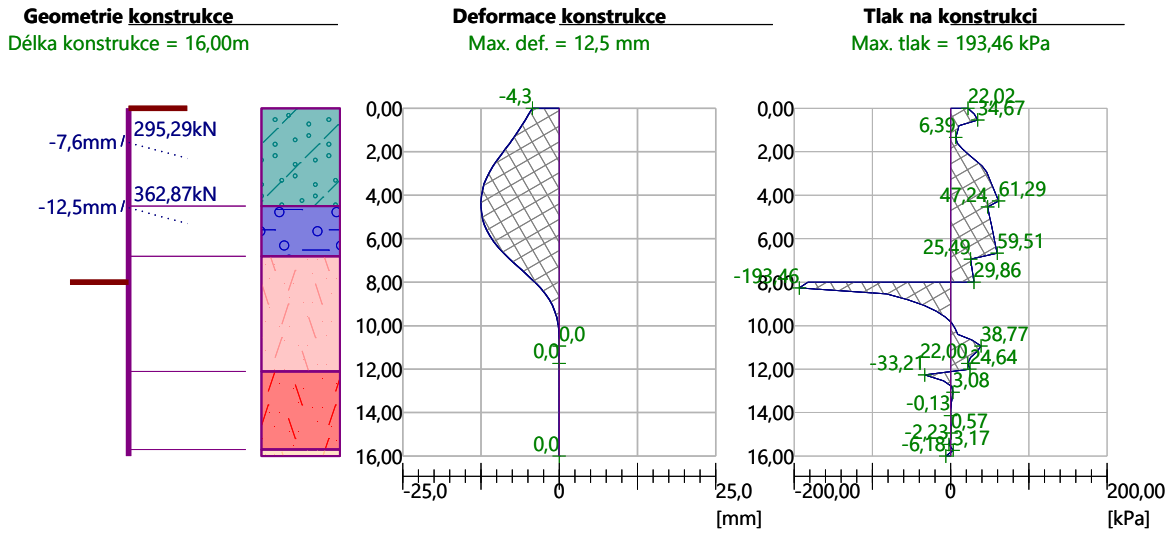
## Výsledky výpočtu (Fáze budování 5)

Maximální posouvající síla = 93,75 kN/m
Maximální moment = 74,13 kNm/m
Maximální deformace = 12,5 mm

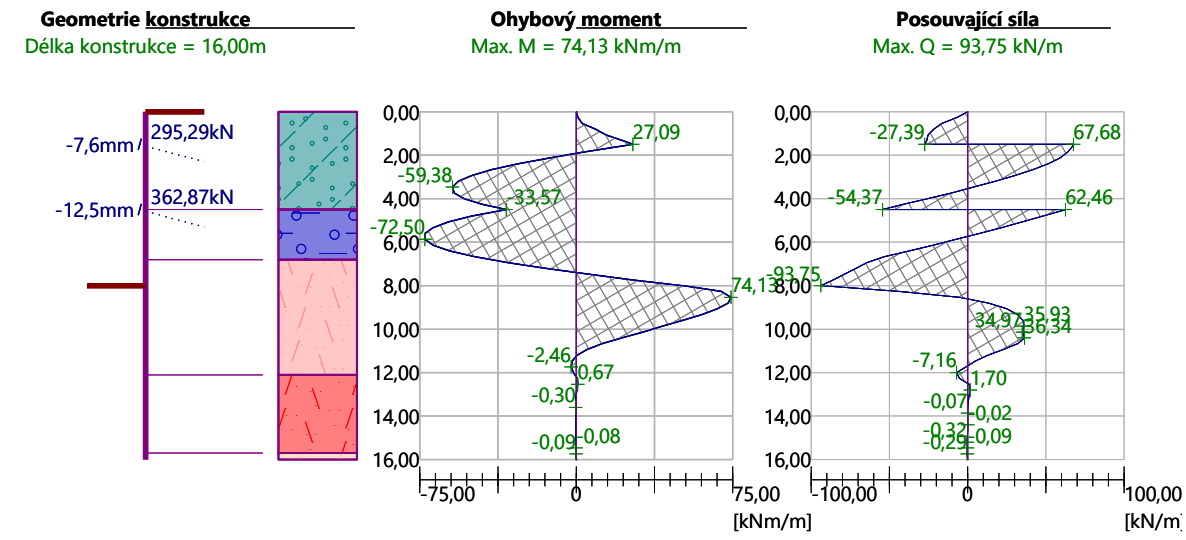
### Síly v kotvách

| Číslo | Hloubka [m] | Deformace [mm] | Síla v kotvě [kN] |
|---|---|---|---|
| 1 | 1,50 | -7,6 | 295,29 |
| 2 | 4,50 | -12,5 | 362,87 |

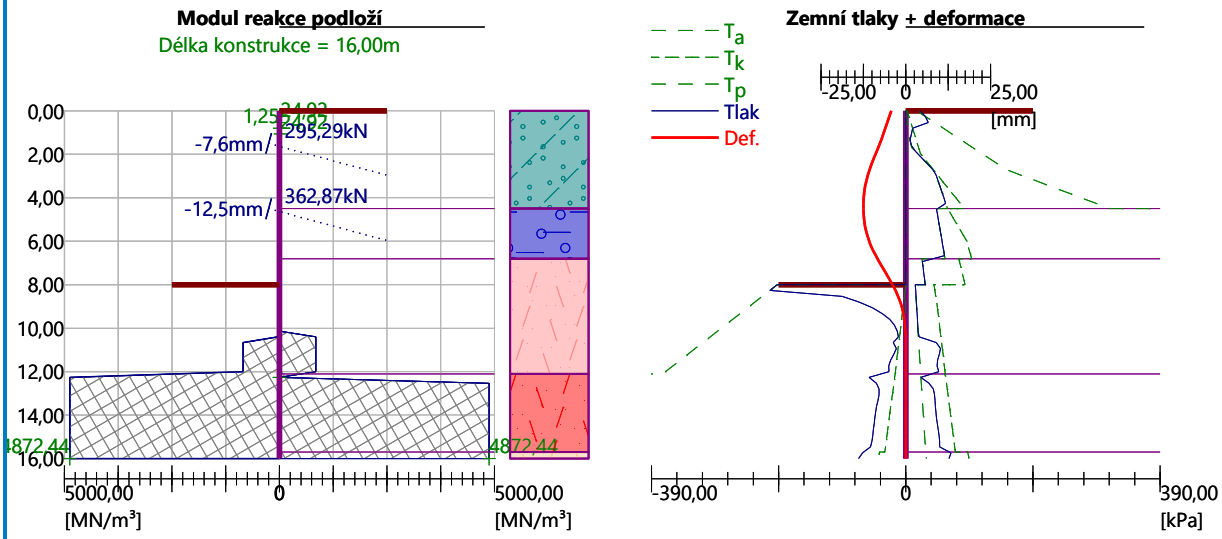
| Název : Výpočet | Fáze - výpočet : 5 - -1 |
|---|---|



**Název : Výpočet** **Fáze - výpočet : 5 - -1**




**Název : Výpočet** **Fáze - výpočet : 5 - -1**




## Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

| Číslo | Síla v kotvě [kN] | Max.příp.síla v kotvě [kN] | Posouzení |
|---|---|---|---|
| 1 | 295,29 | 2711,20 | Vyhovuje |
| 2 | 362,87 | 4656,35 | Vyhovuje |

Rozhodující řada kotev : 1
Max. dovolená síla $F_{max}$ = 2711,20 kN > 295,29 kN = $F_{zad}$
**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

# Vstupní data (Fáze budování 6)

## Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 8,00 m.

## Tvar terénu

| Číslo | Souřadnice x [m] | Hloubka z [m] |
|---|---|---|
| 1 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 2,50 | 0,00 |
| 3 | 7,50 | -4,00 |
| 4 | 8,50 | -4,00 |

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

## Zadaná plošná přitížení

| Číslo | Přitížení nové | Přitížení změna | Působ. | Vel.1 [kN/m2] | Vel.2 [kN/m2] | Poř.x x [m] | Délka l [m] | Hloubka z [m] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Ano | | stálé | 10,00 | | 10,50 | 10,00 | na terénu |

| Číslo | Název |
|---|---|
| 1 | Pojezdy stavebních strujů do 24t |

## Zadané kotvy

| Číslo | Nová kotva | Hloubka z [m] | Název | Dopnutí | Síla F [kN] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Ne | 1,50 | DYWIDAG dočasná kotva 0.6" St 1770 MPa | | 295,65 |
| 2 | Ne | 4,50 | DYWIDAG dočasná kotva 0.6" St 1770 MPa | | 362,62 |
| 3 | Ano | 7,50 | DYWIDAG dočasná kotva 0.6" St 1770 MPa | | 250,00 |

## Seznam nových kotev

**DYWIDAG dočasná kotva 0.6" St 1770 MPa**
Typ kotvy : pramencová
Výrobní řada : DYWIDAG lanová kotva

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Hloubka : | z | = | 7,50 | m |
| Volná délka : | l | = | 5,00 | m |
| Délka kořene : | $l_k$ | = | 6,00 | m |
| Sklon : | $\alpha$ | = | 15,00 | ° |
| Vzd. mezi : | b | = | 3,00 | m |
| Plocha pramence : | $A_1$ | = | 140,00 | $mm^2$ |
| Počet pramenců : | n | = | 5 | |
| Modul pružnosti : | E | = | 195000,00 | MPa |
| Předpínací síla : | F | = | 250,00 | kN |
| Výpočtová pevnost materiálu : | $f_u$ | = | 1770,00 | MPa |

Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z plášťového tření

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Průměr kořene : | d | = | 150,0 | mm |
| Plášťové tření : | f | = | 400,00 | kPa |

Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu
Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Pevnost betonu v tlaku : | $f_{ck}$ | = | 25,00 | MPa |
| Součinitel soudržnosti : | $\eta_1$ | = | 0,70 | |

## Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

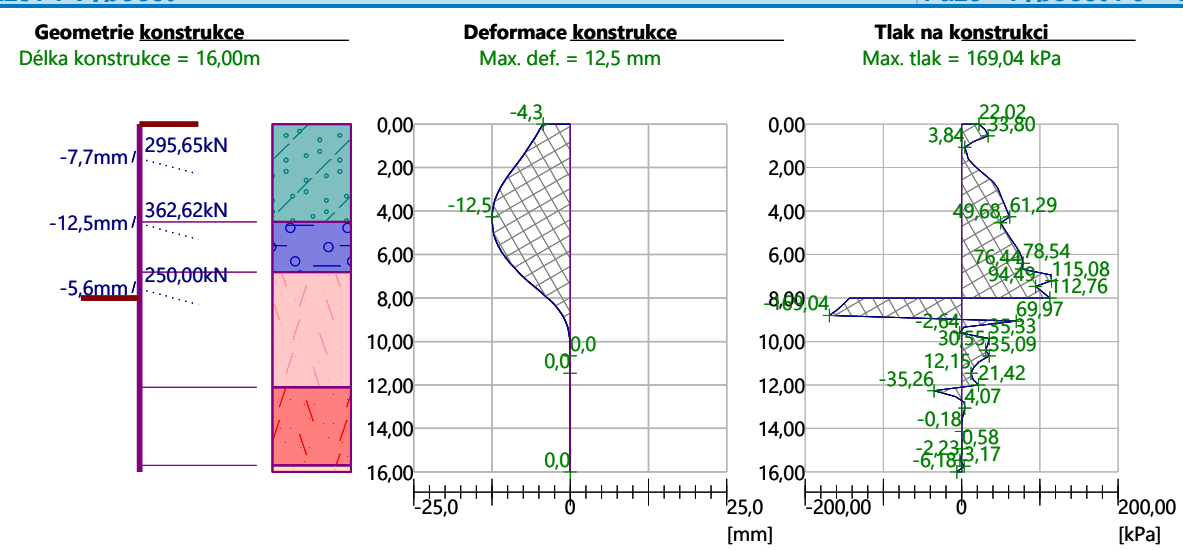
## Výsledky výpočtu (Fáze budování 6)

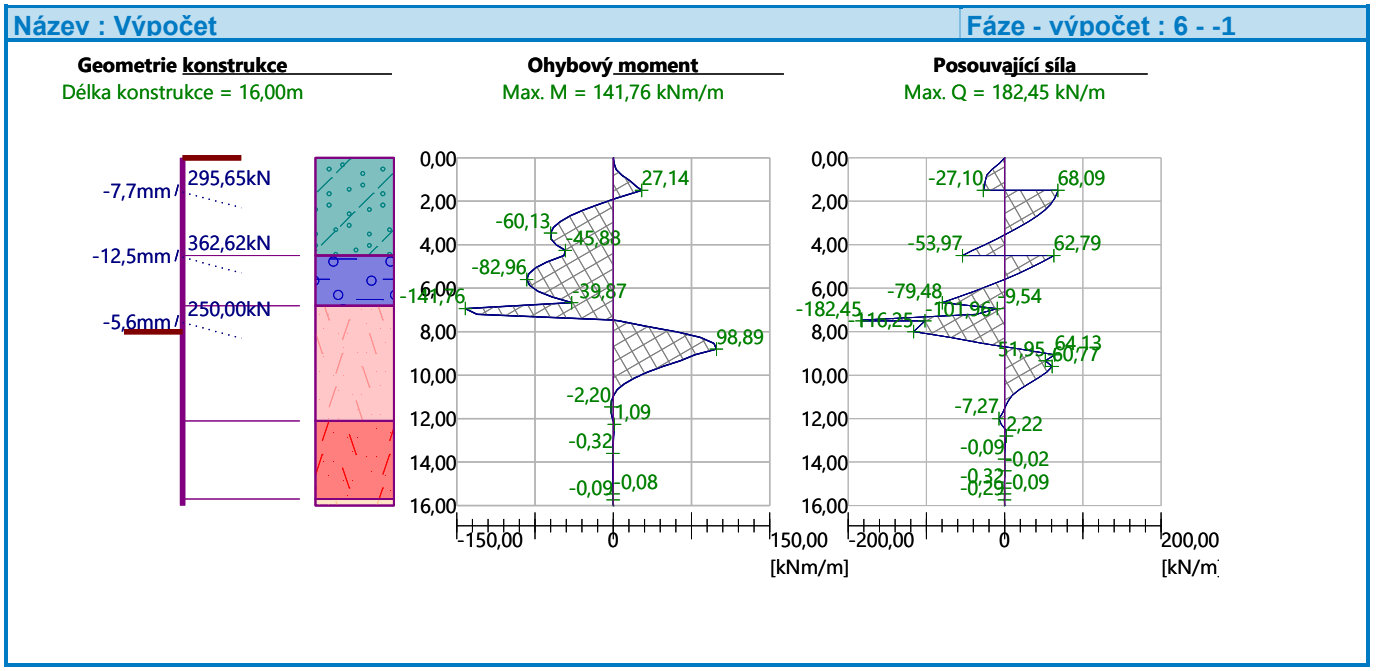
Maximální posouvající síla = 182,45 kN/m
Maximální moment = 141,76 kNm/m
Maximální deformace = 12,5 mm

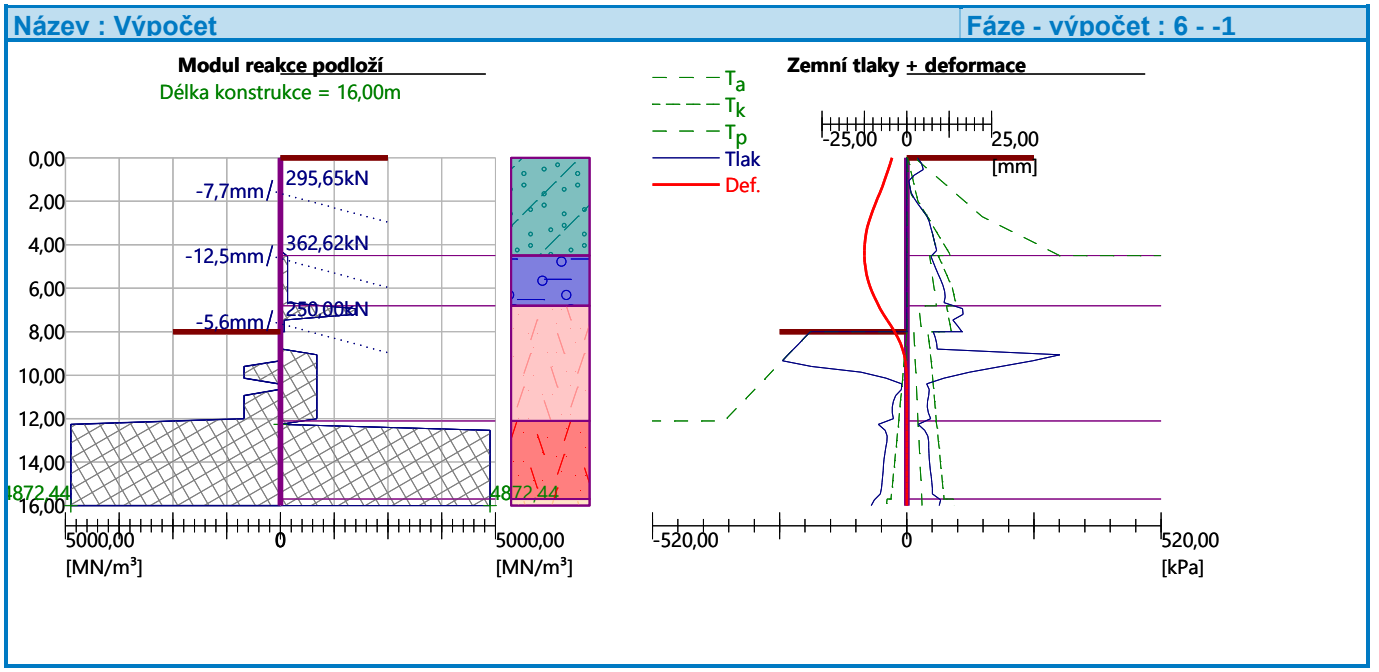
### Síly v kotvách

| Číslo | Hloubka [m] | Deformace [mm] | Síla v kotvě [kN] |
|---|---|---|---|
| 1 | 1,50 | -7,7 | 295,65 |
| 2 | 4,50 | -12,5 | 362,62 |
| 3 | 7,50 | -5,6 | 250,00 |

**Název : Výpočet** **Fáze - výpočet : 6 - -1**






## Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

| Číslo | Síla v kotvě [kN] | Max.příp.síla v kotvě [kN] | Posouzení |
|---|---|---|---|
| 1 | 295,65 | 2404,68 | Vyhovuje |
| 2 | 362,62 | 4349,54 | Vyhovuje |
| 3 | 250,00 | 5153,10 | Vyhovuje |

Rozhodující řada kotev : 1
Max. dovolená síla $F_{max}$ = 2404,68 kN > 295,65 kN = $F_{zad}$
**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

## Vstupní data (Fáze budování 7)

### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 11,00 m.

### Tvar terénu

| Číslo | Souřadnice x [m] | Hloubka z [m] |
|---|---|---|
| 1 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 2,50 | 0,00 |
| 3 | 7,50 | -4,00 |
| 4 | 8,50 | -4,00 |

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

### Zadaná plošná přitížení

| Číslo | Přitížení nové | Přitížení změna | Působ. | Vel.1 [kN/m2] | Vel.2 [kN/m2] | Poř.x x [m] | Délka l [m] | Hloubka z [m] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Ano | | stálé | 10,00 | | 10,50 | 10,00 | na terénu |

| Číslo | Název |
|---|---|
| 1 | Pojezdy stavebních strujů do 24t |

### Zadané kotvy

| Číslo | Nová kotva | Hloubka z [m] | Název | Dopnutí | Síla F [kN] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Ne | 1,50 | DYWIDAG dočasná kotva 0.6" St 1770 MPa | | 296,32 |
| 2 | Ne | 4,50 | DYWIDAG dočasná kotva 0.6" St 1770 MPa | | 385,79 |
| 3 | Ne | 7,50 | DYWIDAG dočasná kotva 0.6" St 1770 MPa | | 374,83 |

### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

## Výsledky výpočtu (Fáze budování 7)

Maximální posouvající síla = 87,31 kN/m
Maximální moment = 81,11 kNm/m
Maximální deformace = 13,9 mm

### Síly v kotvách

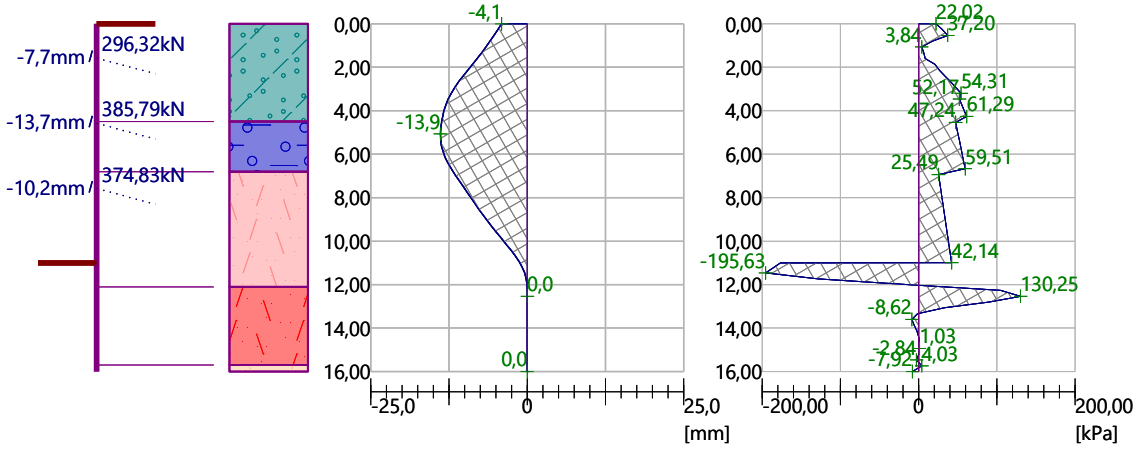
| Číslo | Hloubka [m] | Deformace [mm] | Síla v kotvě [kN] |
|---|---|---|---|
| 1 | 1,50 | -7,7 | 296,32 |
| 2 | 4,50 | -13,7 | 385,79 |
| 3 | 7,50 | -10,2 | 374,83 |

**Název : Výpočet** | **Fáze - výpočet : 7 - -1**

**Geometrie konstrukce**
Délka konstrukce = 16,00m

**Deformace konstrukce**
Max. def. = 13,9 mm

**Tlak na konstrukci**
Max. tlak = 195,63 kPa

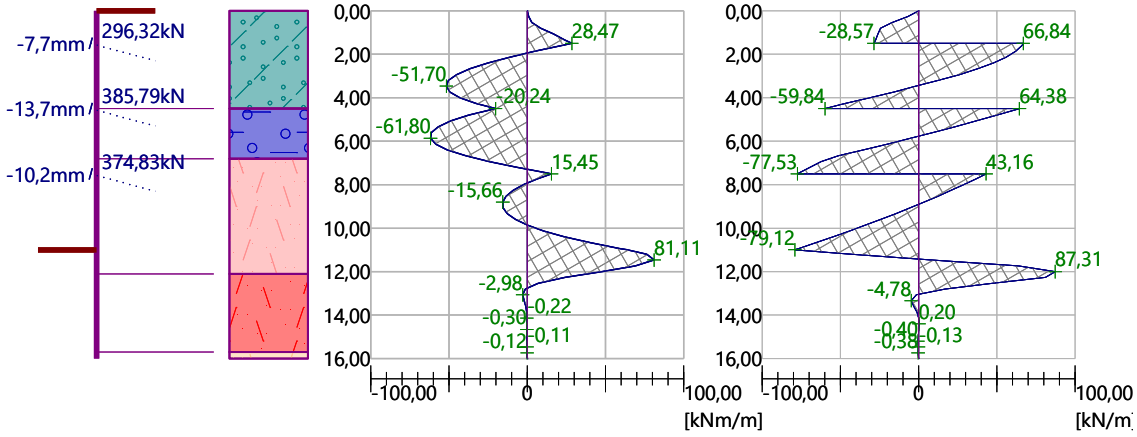


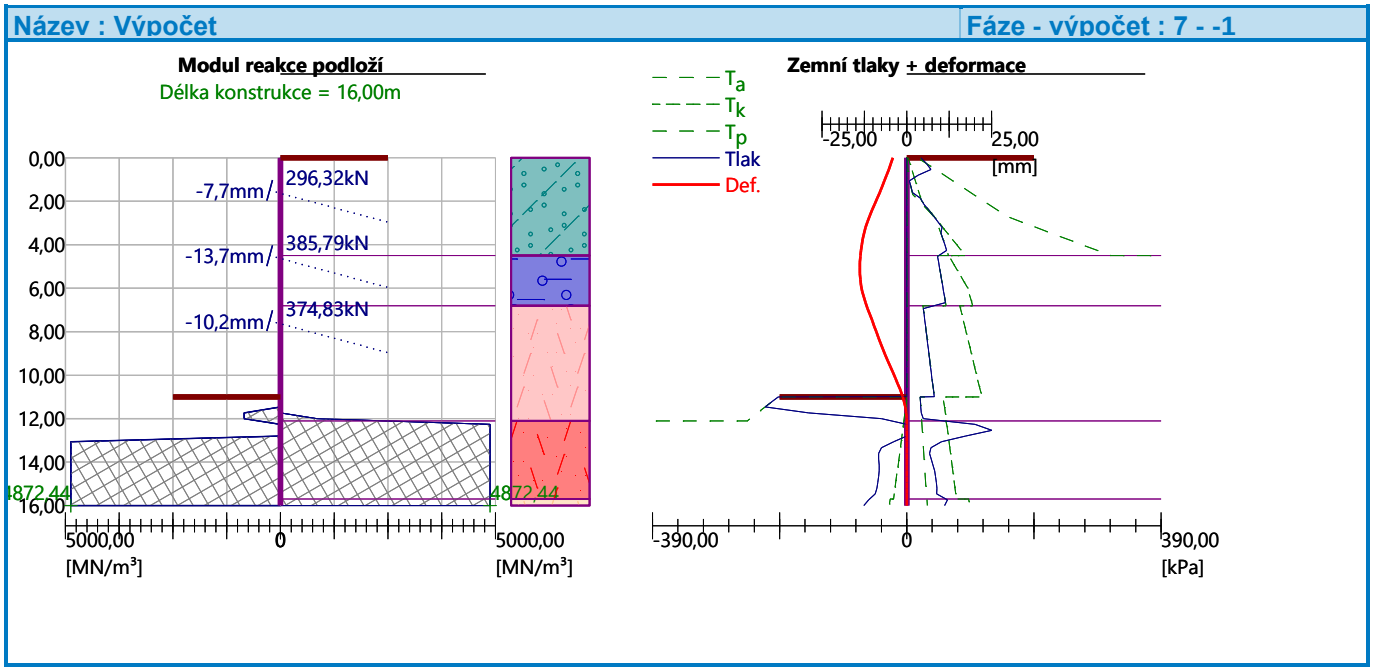

**Název : Výpočet** | **Fáze - výpočet : 7 - -1**

**Geometrie konstrukce**
Délka konstrukce = 16,00m

**Ohybový moment**
Max. M = 81,11 kNm/m

**Posouvající síla**
Max. Q = 87,31 kN/m






### Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

| Číslo | Síla v kotvě [kN] | Max.příp.síla v kotvě [kN] | Posouzení |
|---|---|---|---|
| 1 | 296,32 | 2568,60 | Vyhovuje |
| 2 | 385,79 | 3420,48 | Vyhovuje |
| 3 | 374,83 | 3603,44 | Vyhovuje |

Rozhodující řada kotev : 1
Max. dovolená síla $F_{max}$ = 2568,60 kN > 296,32 kN = $F_{zad}$
**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

## Výsledky výpočtu (Fáze budování 8)

Maximální posouvající síla = 119,26 kN/m
Maximální moment = 103,00 kNm/m
Maximální deformace = 13,8 mm

### Síly v kotvách

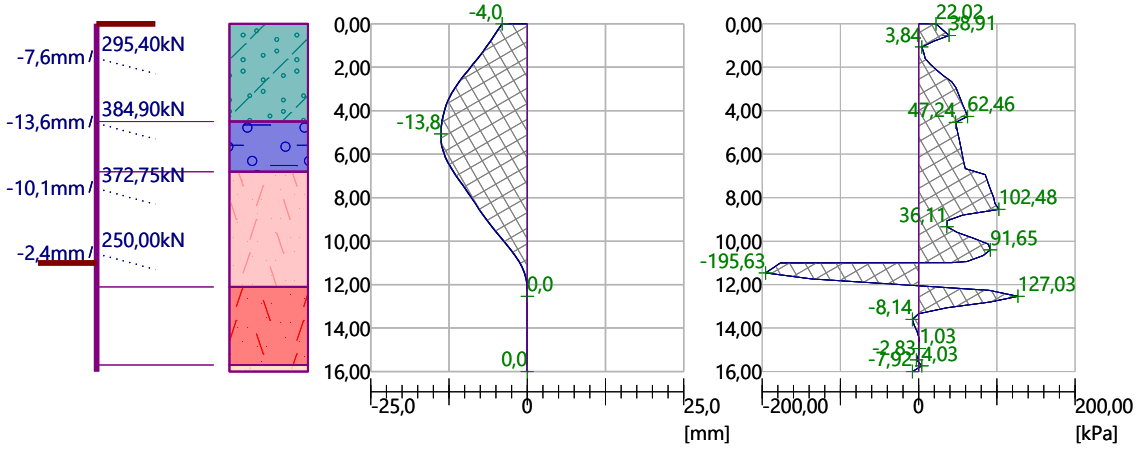
| Číslo | Hloubka [m] | Deformace [mm] | Síla v kotvě [kN] |
|---|---|---|---|
| 1 | 1,50 | -7,6 | 295,40 |
| 2 | 4,50 | -13,6 | 384,90 |
| 3 | 7,50 | -10,1 | 372,75 |
| 4 | 10,50 | -2,4 | 250,00 |

**Název : Výpočet** | **Fáze - výpočet : 8 - -1**

**Geometrie konstrukce**
Délka konstrukce = 16,00m

**Deformace konstrukce**
Max. def. = 13,8 mm

**Tlak na konstrukci**
Max. tlak = 195,63 kPa

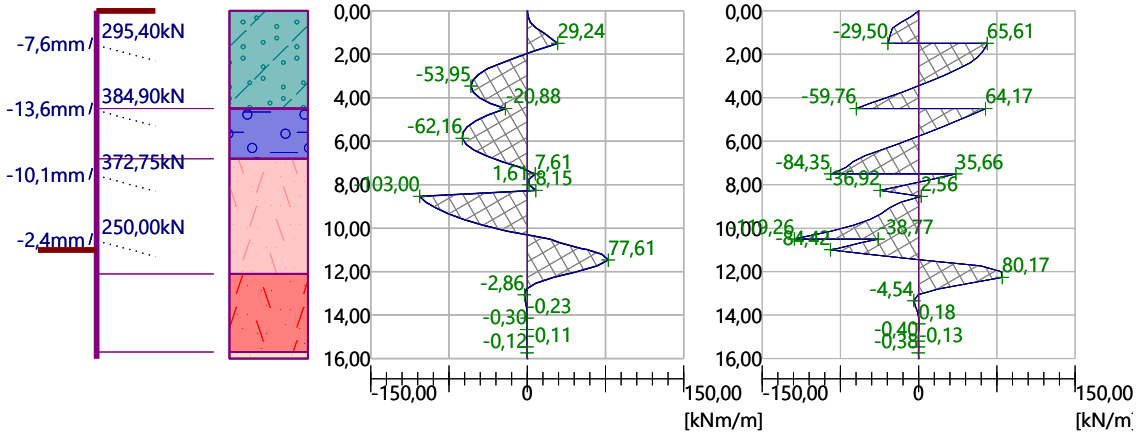


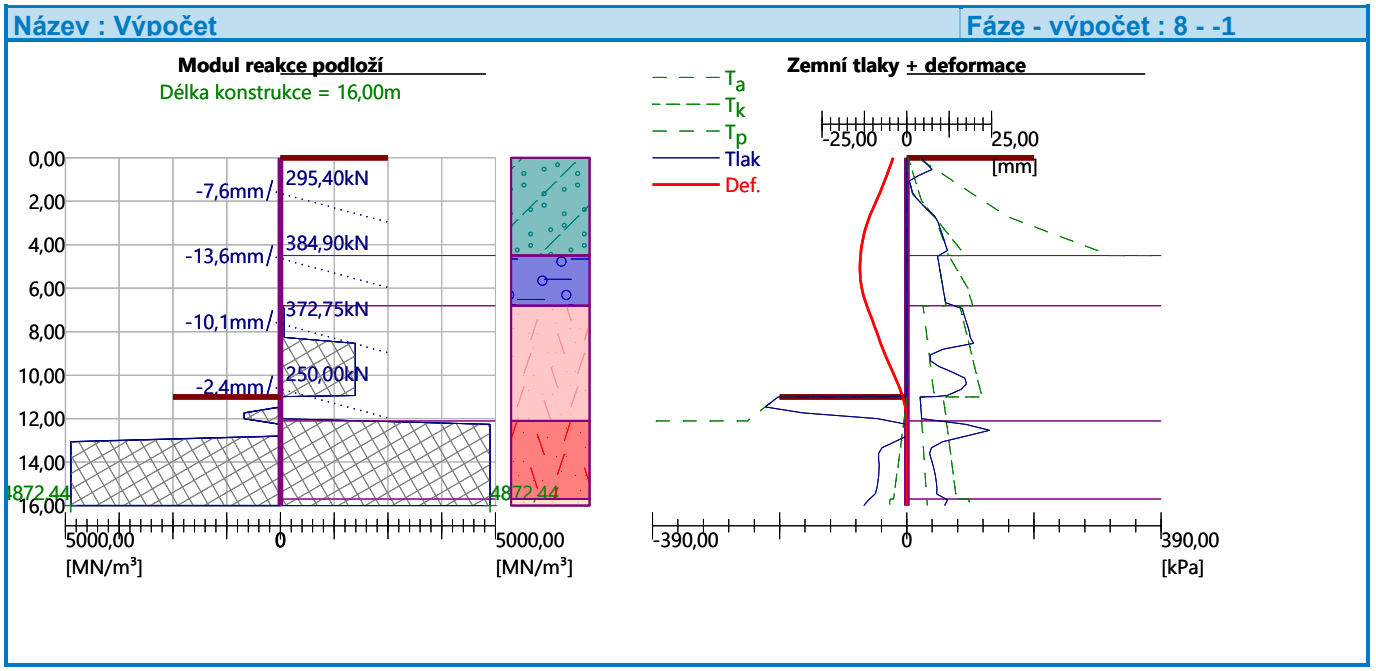

**Název : Výpočet** | **Fáze - výpočet : 8 - -1**

**Geometrie konstrukce**
Délka konstrukce = 16,00m

**Ohybový moment**
Max. M = 103,00 kNm/m

**Posouvající síla**
Max. Q = 119,26 kN/m






### Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

| Číslo | Síla v kotvě [kN] | Max.příp.síla v kotvě [kN] | Posouzení |
|---|---|---|---|
| 1 | 295,40 | 2572,24 | Vyhovuje |
| 2 | 384,90 | 3423,03 | Vyhovuje |
| 3 | 372,75 | 3603,44 | Vyhovuje |
| 4 | 250,00 | 4507,74 | Vyhovuje |

Rozhodující řada kotev : 1
Max. dovolená síla $F_{max}$ = 2572,24 kN > 295,40 kN = $F_{zad}$
**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

## Vstupní data (Fáze budování 9)

### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 13,00 m.

### Tvar terénu

| Číslo | Souřadnice x [m] | Hloubka z [m] |
|---|---|---|
| 1 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 2,50 | 0,00 |
| 3 | 7,50 | -4,00 |
| 4 | 8,50 | -4,00 |

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

### Zadaná plošná přitížení

| Číslo | Přitížení nové | Přitížení změna | Působ. | Vel.1 [kN/m2] | Vel.2 [kN/m2] | Poř.x x [m] | Délka l [m] | Hloubka z [m] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Ano | | stálé | 10,00 | | 10,50 | 10,00 | na terénu |

| Číslo | Název |
|---|---|
| 1 | Pojezdy stavebních strujů do 24t |

### Zadané kotvy

| Číslo | Nová kotva | Hloubka z [m] | Název | Dopnutí | Síla F [kN] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Ne | 1,50 | DYWIDAG dočasná kotva 0.6" St 1770 MPa | | 295,08 |
| 2 | Ne | 4,50 | DYWIDAG dočasná kotva 0.6" St 1770 MPa | | 385,47 |
| 3 | Ne | 7,50 | DYWIDAG dočasná kotva 0.6" St 1770 MPa | | 397,04 |
| 4 | Ne | 10,50 | DYWIDAG dočasná kotva 0.6" St 1770 MPa | | 329,31 |

### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

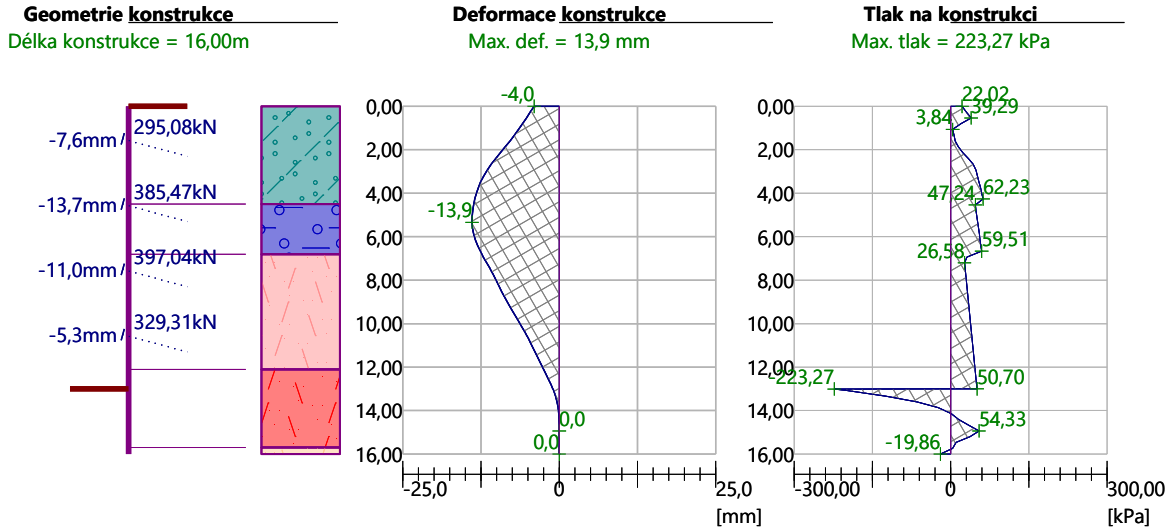
## Výsledky výpočtu (Fáze budování 9)

Maximální posouvající síla = 80,99 kN/m
Maximální moment = 56,18 kNm/m
Maximální deformace = 13,9 mm

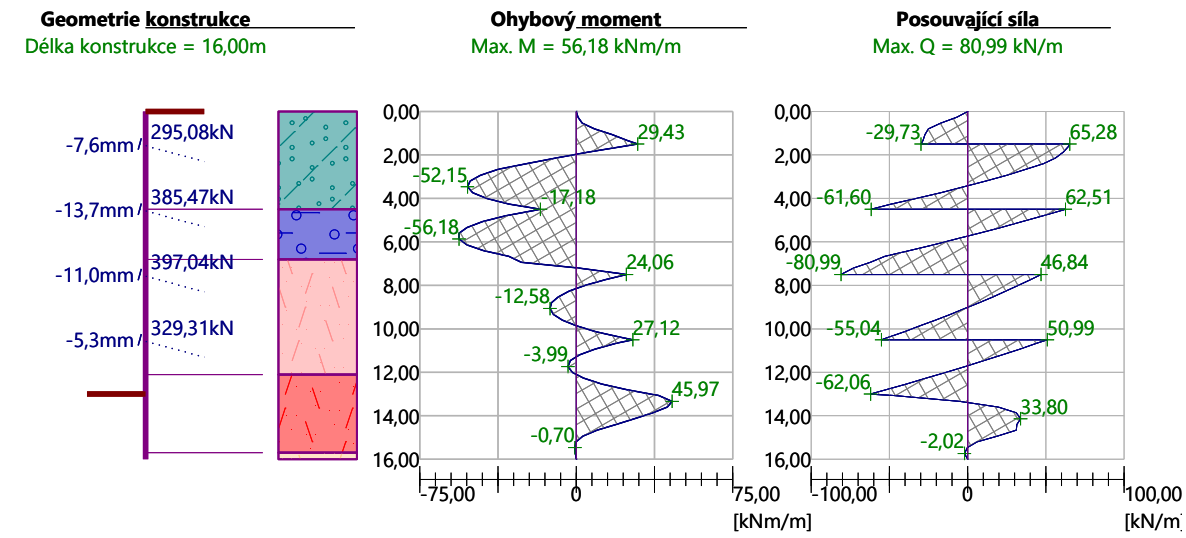
### Síly v kotvách

| Číslo | Hloubka [m] | Deformace [mm] | Síla v kotvě [kN] |
|---|---|---|---|
| 1 | 1,50 | -7,6 | 295,08 |
| 2 | 4,50 | -13,7 | 385,47 |
| 3 | 7,50 | -11,0 | 397,04 |
| 4 | 10,50 | -5,3 | 329,31 |

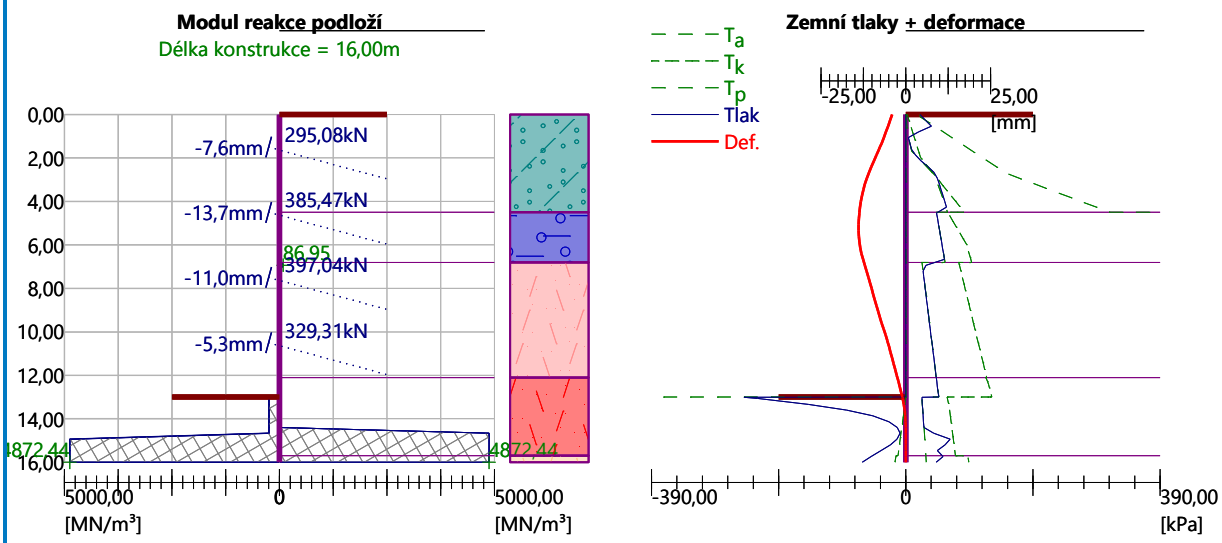
**Název : Výpočet** | **Fáze - výpočet : 9 - -1**



**Název : Výpočet** | **Fáze - výpočet : 9 - -1**




**Název : Výpočet** | **Fáze - výpočet : 9 - -1**




## Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

| Číslo | Síla v kotvě [kN] | Max.příp.síla v kotvě [kN] | Posouzení |
|---|---|---|---|
| 1 | 295,08 | 3429,72 | Vyhovuje |
| 2 | 385,47 | 4108,75 | Vyhovuje |
| 3 | 397,04 | 4340,52 | Vyhovuje |
| 4 | 329,31 | 7424,22 | Vyhovuje |

Rozhodující řada kotev : 2
Max. dovolená síla $F_{max}$ = 4108,75 kN > 385,47 kN = $F_{zad}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

## Výpočet stability svahu

## Výsledky (Fáze budování 1)

### Výpočet 1

**Kruhová smyková plocha**

| Parametry smykové plochy | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Střed : | x = | -153,83 | [m] | Úhly : | $\alpha_1$ = | 23,14 | [°] |
| | z = | 346,52 | [m] | | $\alpha_2$ = | 28,70 | [°] |
| Poloměr : | R = | 390,49 | [m] | | | | |
| Smyková plocha po optimalizaci. | | | | | | | |

**Posouzení stability svahu (Bishop)**

Sumace aktivních sil : $F_a$ = 2182,26 kN/m
Sumace pasivních sil : $F_p$ = 7639,09 kN/m

Moment sesouvající : $M_a$ = 852149,02 kNm/m
Moment vzdorující : $M_p$ = 2982988,85 kNm/m
Využití : 28,6 %

**Stabilita svahu VYHOVUJE**

## Dimenzace č. 1

### Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -13,9 mm
Minimální deformace = 0,0 mm
Maximální ohybový moment = 98,89 kNm/m
Minimální ohybový moment = -141,76 kNm/m
Maximální posouvající síla = 88,04 kN/m

### Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Fáze : 1,2,3,4,5,6,7,8,9
Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

**Dimenzační síly na 1 I-profil**

$M_{max}$ = 212,65 kNm; Q = 14,31 kN; N = 182,07 kN
$Q_{max}$ = 273,68 kN; M = 8,30 kNm; N = 182,07 kN

**Posouzení max. momentu $M_{max}$ + Q + N:**
**Posouzení ohybu a osové síly:**
$M_{max}/M_{c,Rd} + N/N_{c,Rd} = 0,687 \leq 1$ **Vyhovuje**
**Posouzení smyku:**
$Q/V_{c,Rd} = 0,021 \leq 1$ **Vyhovuje**
**Posouzení rovinné napjatosti:**
Normálové napětí $\sigma_{x,Ed}$ = 145,79 MPa
Smykové napětí $\tau_{Ed}$ = 2,16 MPa

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,385 \leq 1$ **Vyhovuje**

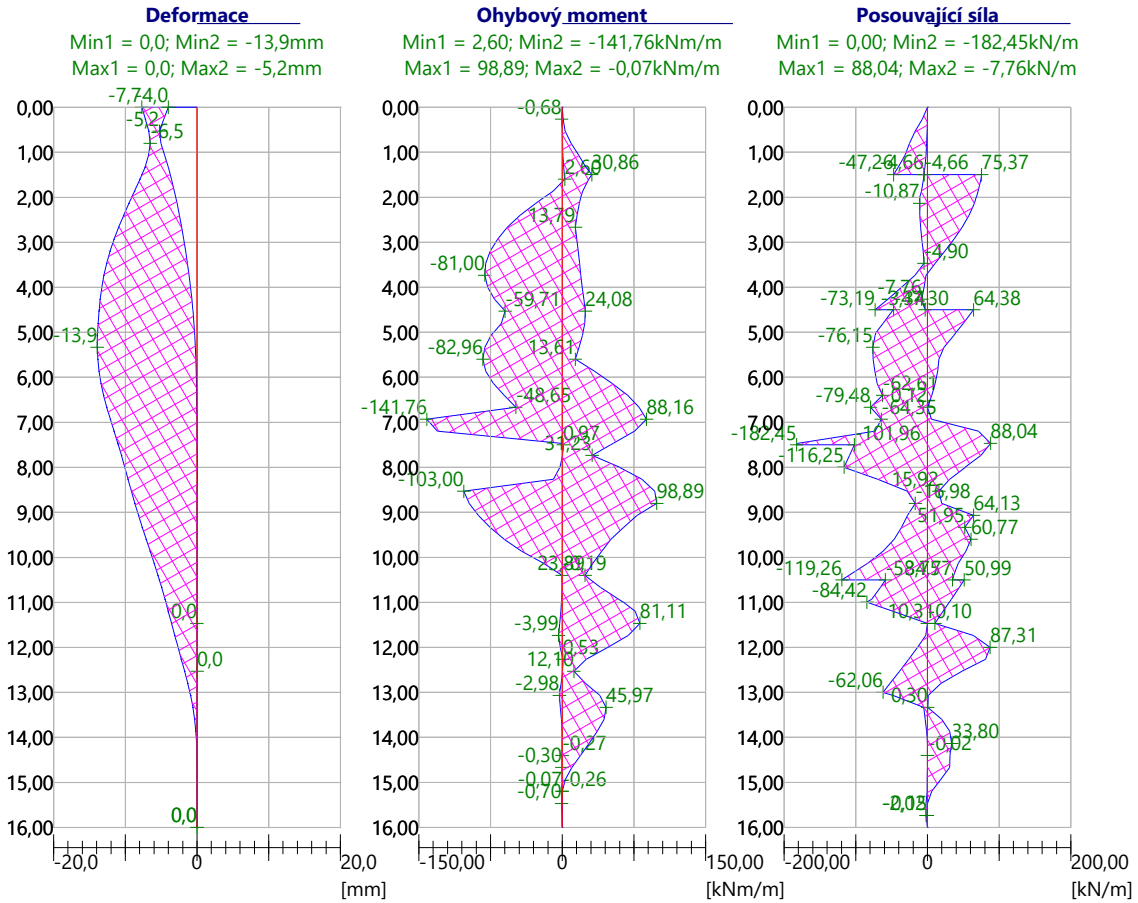
**Posouzení max. posouvající síly $Q_{max}$ + M + N:**
**Posouzení ohybu a osové síly:**
$M/M_{c,Rd} + N/N_{c,Rd} = 0,090 \leq 1$ **Vyhovuje**
**Posouzení smyku:**
$Q_{max}/V_{c,Rd} = 0,411 \leq 1$ **Vyhovuje**
**Posouzení rovinné napjatosti:**

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed}$ = 20,52 MPa
Smykové napětí $\tau_{Ed}$ = 41,37 MPa

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,101 \leq 1$ **Vyhovuje**

**Průřez VYHOVUJE**

**Název : Dimenzování** | **Fáze - výpočet : 1 - 1**




## Celkové posouzení únosnosti kotev

Maximálně využitá je kotva č. 3.
Využití je 94,73 %
**Únosnost kotev VYHOVUJE**

| Číslo | Hloubka z [m] | Maximální síla F [kN] | Přetržení kotvy $R_t$ [kN] | Vytržení ze zeminy $R_e$ [kN] | Vytržení ze zálivky $R_c$ [kN] | Posouzení |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1,50 | 295,08 | 734,22 | 314,16 | 374,87 | Vyhovuje |
| 2 | 4,50 | 385,47 | 917,78 | 523,60 | 419,12 | Vyhovuje |
| 3 | 7,50 | 397,04 | 917,78 | 837,76 | 419,12 | Vyhovuje |
| 4 | 10,50 | 329,31 | 917,78 | 1047,20 | 419,12 | Vyhovuje |

Vypracoval:

V Praze dne 16.12. 2019 ……

**Mgr. Hana Smržová PhD.**

……

**Ing. Tomáš Zítko, CEng MICE, EUR ING**
autorizovaný inženýr pro geotechniku (0701444)
báňský projektant (OBÚ - SBS/03647/2014/OBU-02)
odborný znalec (Č.j.: SBS 24400/2017/ČBÚ-21/4)