



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV GEOTECHNIKY

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF GEOTECHNICS

ZAJIŠTĚNÍ STAVEBNÍ JÁMY A ZALOŽENÍ OBJEKZU SONO V BRNĚ

Securing of Foundation Pit in Brno

DIPLOMOVÁ PRÁCE
MASTER'S THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

Bc. JAROSLAV ONDRÁČEK

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

Ing. PETR SVOBODA, Ph.D.

BRNO 2012



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	N3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3607T009 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště	Ústav geotechniky

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Diplomant	Bc. Jaroslav Ondráček
Název	Zajištění stavební jámy a založení objektu SONO v Brně
Vedoucí diplomové práce	Ing. Petr Svoboda, Ph.D.
Datum zadání diplomové práce	31. 3. 2011
Datum odevzdání diplomové práce	13. 1. 2012
V Brně dne 31. 3. 2011	

.....
Ing. Lumír Miča, Ph.D.
Vedoucí ústavu

.....
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc.
Děkan Fakulty stavební VUT

Podklady a literatura

Budou předány vedoucím diplomové práce zvlášť.

Zásady pro vypracování

V roce 2011 byla zahájena výstavba mediálně známého projektu SONO v Brně, ul. Veveří. Pro jeho vybudování je třeba vyhloubit členěnou stavební jámu včetně zajištění okolní zástavby a ulice Veveří s tramvajovým provozem. Následně bude v jámě založen vlastní netradiční objekt. Inženýrsko-geologické poměry v místě stavby jsou zřejmé ze zprávy o průzkumu.

Úkolem diplomové práce je navrhnout ekonomické a bezpečné pažení stavební jámy a založení objektu.

Předepsané přílohy

Licenční smlouva o zveřejňování vysokoškolských kvalifikačních prací

1. Zadáání diplomové práce.
2. Úvodní část, seznámení s problematikou DP, charakteristika objektu.
3. Inženýrsko-geologické, hydrogeologické a geotechnické poměry. Základní IG profil použitý pro statický výpočet. Geotechnické parametry.
4. Statický výpočet.
5. Technologie výstavby.
6. Výkresová dokumentace.
7. Technická zpráva.

.....
Ing. Petr Svoboda, Ph.D.
Vedoucí diplomové práce

Abstrakt

Předmětem práce je zajištění stavební jámy a založení objektu SONO v Brně na ulici Veverí. Požadavkem je zajistit ekonomický a bezpečný návrh konstrukce. Výpočet konstrukce byl proveden v programovém systému FINE GEO 5 - Studentská verze.

Klíčová slova

stavební jáma, založení objektu, kotva, vrtaná pilota, ražená pilota

Abstract

It is project of securing foundation pit and foundation for SONO building realized in Brno in Veverí street. It is required to design economical and safety construction. A calculation was performed by program FINE GEO 5 - Student version.

Keywords

foundation pit, building foundation, anchor, driven pile, bored pile

...

Bibliografická citace VŠKP

ONDŘÁČEK, Jaroslav. *Zajištění stavební jámy a založení objektu SONO v Brně*. Brno, 2011. 165 s., 9 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky. Vedoucí práce Ing. Petr Svoboda, Ph.D..

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracoval(a) samostatně, a že jsem uvedl(a) všechny použité, informační zdroje.

V Brně dne 12.1.2012

.....
podpis autora

OBSAH:

1. ÚVOD
2. GEOTECHNICKÉ POMĚRY
3. ZAJIŠTĚNÍ STAVEBNÍ JÁMY
4. STATICKÝ VÝPOČET - ZAJIŠTĚNÍ STAVEBNÍ JÁMY
5. ZALOŽENÍ OBJEKTU
6. STATICKÝ VÝPOČET - ZALOŽENÍ OBJEKTU
7. TECHNICKÁ ZPRÁVA
8. VÝKRESY
9. ZÁVĚR, SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY A ZDROJŮ,
SEZNAM ZKRATEK A SYMBOLŮ, SEZNAM TABULEK A
OBRÁZKŮ, SEZNAM PŘÍLOH

Obsah:

1. ÚVOD	2
1.1. ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE	2
1.2. POLOHA A POPIS OBJEKTU	2
1.3. PODKLADY	4
1.4. ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE	5
1.5. SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY A ZDROJŮ	6

1. Úvod

1.1. Zadání diplomové práce

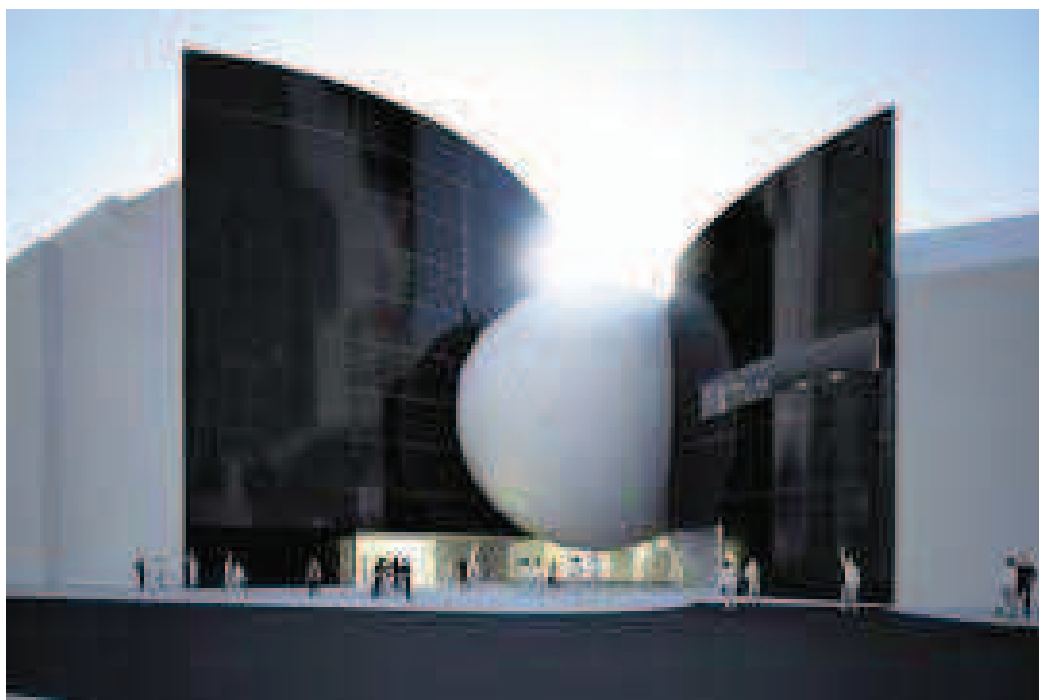
Předmětem této diplomové práce je návrh zajištění stavební jámy a založení objektu. Jedná se o základní úlohy při zakládání většiny větších obytných, inženýrských a průmyslových staveb v jámách pod úroveň okolního terénu nebo stávajících objektů. Návrh těchto prvků ovlivňuje celá řada faktorů, jako například charakter stavby, geologie zájmového území, technologie provádění jednotlivých konstrukcí, které se neustále vyvíjejí.

Při navrhování se využívá nejen znalostí mechaniky zemin a hornin, inženýrské geologie, stavební mechaniky, ale také zkušeností z projektování a praxe na stavbách. Požadavkem na každou konstrukci je její bezpečnost a životnost. Požadavkem investora je naopak rychlost výstavby a hospodárnost návrhu. Toto vše je třeba skloubit pro úspěšné navržení založení objektu.

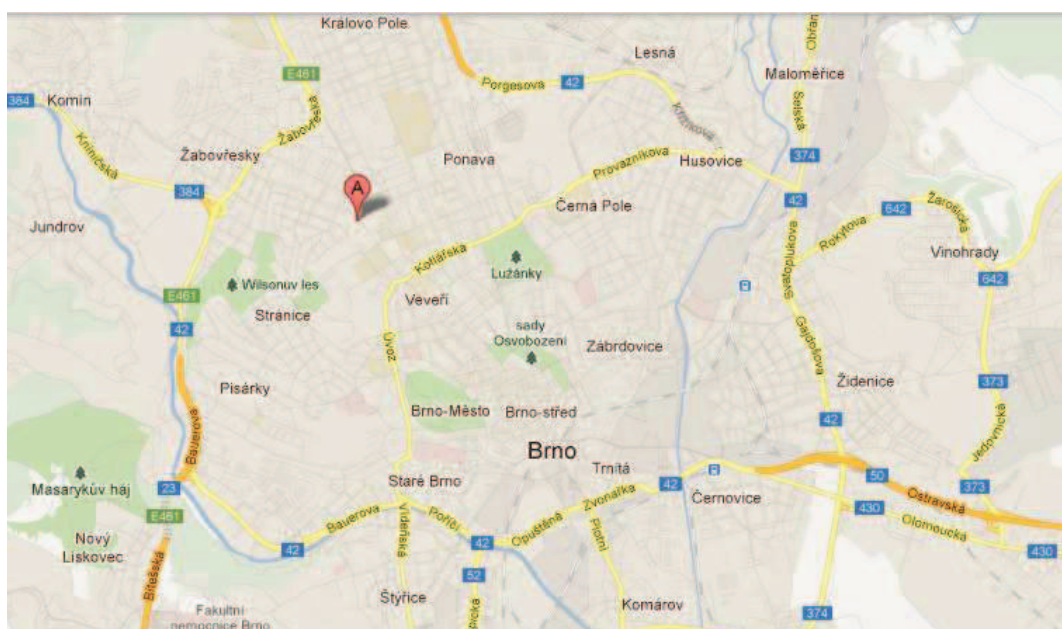
1.2. Poloha a popis objektu

Zájmové území hotelu SONO se nachází v jihomoravském kraji na jižním okraji brněnské městské části Žabovřesky na pozemku číslo 2832 v katastrálním území Žabovřesky 610470. Jedná se o objekt s deseti nadzemními a třemi podzemními podlažími. Úroveň stavební jámy je cca 9,5m p. t., 239,000m n. m. Pozemek je lichoběžníkového tvaru o rozměrech cca 32x70m. Nachází se při ulici Veveří mezi objektem „Platinum“ na východní straně a objektem „Chempex“ na straně západní.

Na jižní straně se nachází komplex garáží a na straně severní pak ohraničuje pozemek samotná ulice Veveří. Nadmořská výška v terénu se v zájmovém území pohybuje od 249m n. m. v blízkosti ulice Veveří do 252m n. m. u oplocení komplexu garáží.



obrázek: 1.1 Vizualizace objektu [22]



obrázek: 1.2 Poloha objektu [21]



obrázek: 1.3 Poloha objektu [21]

1.3. Podklady

Pro vypracování této diplomové práce mi byly mým vedoucím poskytnuty v elektronické formě tyto podklady:

- výkresová dokumentace výkopů, základů a příslušných stavebních řezů komplexu garáží (Ing. Josef Strapina), budovy chempex (Ing. arch. František Šmédek) a budovy platinia (Ing. arch. Michal Kristen)
- výkresová dokumentace výkopů a příslušných řezů, koordinální situace, vytyčovací plán pilot a výkres tvaru základové desky plánovaného objektu SONO (Ing. arch. František Šmédek)
- souhrnná technická zpráva projektové dokumentace objektu SONO (Ing. arch. František Šmédek)
- závěrečná zpráva o provedení inženýrsko -geologického průzkumu firmou TOPGEO (Ing. Michal Vojtásek)

1.4. Zásady pro vypracování diplomové práce

Při návrhu založení objektu i výkopu se předpokládá podrobný popis jednotlivých alternativ, diskuse o jejich vhodnosti pro dané staveniště a výběr nejvhodnější alternativy. Dále pak vypracování podrobného statického výpočtu pro vybranou alternativu, jí odpovídající výkresové dokumentace, technické zprávy a technologického postupu výstavby.

1.5. Seznam použité literatury a zdrojů

- [1] MASOPUST, J. Speciální zakládání staveb: 1. díl. 1 vyd. Brno:Cerm, 2004
141 s. ISBN 80-214-2770-1
- [2] MASOPUST, J. Speciální zakládání staveb: 2. díl. 1 vyd. Brno:Cerm, 2006
141 s. ISBN 80-7204-489-3
- [3] WEIGLOVÁ, K. Mechanika zemin. 1. vyd. Brno: Cerm, 2007. 186 s. ISBN 80-7204-507-5
- [4] MASOPUST, J. Rizika prací speciálního zakládání staveb, 1. vyd. Praha: ČKAIT 2011. ISBN 978-80-87438-10-7
- [5] MASOPUST, J. Vrtané piloty, 1. vyd. Praha: Čeněk a ježek, 1994 2011. ISBN 978-80-87438-10-7
- [6] ČSN EN 1991-1-1 Zatížení konstrukcí-Část 1: Obecná zatížení – Obecná pravidla
- [7] ČSN EN 1536 Provádění speciálních geotechnických prací-Vrtané piloty
- [8] ČSN EN 1537 Provádění speciálních geotechnických prací-Injektované horninové kotvy
- [9] ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí-Část 1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [10] ČSN EN 1993-1-1 Navrhování ocelových konstrukcí-Část 1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [11] ČSN EN 1995-1-1 Navrhování dřevěných konstrukcí-Část 1: Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [12] <<http://www.topgeo.cz>>
- [13] <<http://www.zakladani.cz>>
- [14] <<http://www.solhydro.cz>>
- [15] <<http://www.soletanche.cz>>
- [16] <<http://www.fine.cz>>
- [17] <<http://www.kellergrundbau.cz>>

- [18] <<http://www.geoindustrie.cz>>
- [19] <<http://www.boreta.cz>>
- [20] <<http://www.vsl.cz>>
- [21] <<http://www.mapy.cz>>
- [22] <<http://www.brnonow.cz>>
- [23] <<http://www.evrazvitkovicesteel.cz>>
- [24] <<http://www.fundos.cz>>
- [25] KELLER - speciální zakládání, spol. s r.o.
 - výkresová dokumentace výkopů, základů a příslušných stavebních řezů
komplexu garáží (Ing. Josef Strapina), budovy chempex (Ing. arch.
František Šméděk) a budovy platinia (Ing. arch. Michal Kristen)
 - výkresová dokumentace výkopů a příslušných řezů, koordinací situace,
vytyčovacího plánu pilot a výkres tvaru základové desky plánovaného objektu SONO
(Ing. arch. František Šméděk)
 - souhrnná technická zpráva projektové dokumentace objektu SONO
(Ing. arch. František Šméděk)
 - závěrečná zpráva o provedení inženýrsko geologického průzkumu firmou
TOPGEO (Ing. Michal Vojtásek)
- [26] <<http://www.geotec-gs.cz>>
- [27] <<http://www.eurogema.cz>>

Seznam obrázků:

obrázek: 1.1 Vizualizace objektu [22]	3
obrázek: 1.2 Poloha objektu [21]	3
obrázek: 1.3 Poloha objektu [21]	4

Obsah:

2. GEOTECHNICKÉ POMĚRY	2
2.1. Úvod	2
2.2. PŘEHLED GEOLOGICKÝCH A HYDROGEOLOGICKÝ POMĚRŮ	2
2.2.1. GEOLOGICKÉ POMĚRY	3
2.2.2. HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY	3
2.3. PROZKOUMANOST ZÁJMOVÉHO UZEMÍ	3
2.3.1. INŽENÝRSKO-GEOLOGICKÉ POMĚRY ZÁJMOVÉHO ÚZEMÍ	6
2.3.2.1. Třídy těžitelnosti	7
2.3.2. HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY	8
2.3.3. GEOTECHNICKÉ VLASTNOSTI ZEMIN	9
2.4. INŽENÝRSKO - GEOLOGICKÉ ZHODNOCENÍ	10

1. Geotechnické poměry

1.1. Úvod

Pro ekonomický a bezpečný návrh stavební konstrukce je nezbytné znát inženýrsko-geologické a hydrogeologické poměry na staveništi, vlastnosti hornin a složení základové půdy a to do takové hloubky, do které bude zasahovat přetížení od dané stavební konstrukce. Celkový návrh ovlivňuje kvalita a množství získaných informací o stavbě, jako jsou fyzikální, indexové a mechanické vlastnosti základové půdy. Velmi důležité pro tyto vlastnosti je také výskyt podzemní vody, její proudění a chemismus. Čím přesnější informace máme, tím ekonomičtější návrh můžeme vytvořit, při respektování bezpečnosti a životnosti konstrukce. Podcenění geologického průzkum, které se často děje ve snaze ušetřit, může mít za následek porušení statiky stavební konstrukce, naklonění, nebo dokonce zřícení.

V této části práce informuji o průzkumech dané lokality, které byly k dispozici a na jejich základě byly vytvořeny podklady pro bezpečný a zároveň ekonomický návrh konstrukcí spodní stavby.

1.2. Přehled geologických a hydrogeologických poměrů

Na základě „Geomorfologického členění ČSR“, Studia geographica 23, GÚ ČSAV, 1972, náleží zájmové území:

Provincii:	Česká vysočina
Subprovincii:	Česko-moravská soustava
Oblasti:	Brněnská vrchovina
Celku:	Bobravská vrchovina
Podcelku:	Lipovská pahorkatina
Okrsku:	Špilberk

Na základě hydrogeologického členění ČR, Hydrologického informačního systému VÚV T.G.M., náleží zájmové území do povodí IV. Řádu vodního toku Ponávka, která je současně v kanalizovaném korytě, které protéká přibližně 1km východně od zájmového území.

2.1.1. GEOLOGICKÉ POMĚRY

Povrch brněnského masívu se nachází v úrovni přibližně 230,7m n. m. Jedná se o šedé biotické granodiority proterozického stáří, silně zvětralé, v polohách 19-21m p. t. rozložené na eluviální písky. Průběh skalního podloží v zájmovém území nelze na základě dostupných informací přesně určit, ale nachází se v hloubce cca 227,700 m n. m.

Na horniny brněnského masívu nasedají polohy neogeních jílu. Jedná se o šedé vápnité jíly pevné konzistence. Povrch neogeních jílu se pohybuje v rozmezí od 8 do 12m p.t., v úrovni přibližně 241m n. m. Mocnost neogeních jílu je odhadována na cca 11m.

Na neogen v minulosti transgredovaly rozložené horniny brněnského masívu. Tyto horniny označujeme jako detrit. Jedná se o slabě zahliněné písky tmavě hnědé barvy s drobnými úlomky proterozoických hornin. Detrit byl zastižen v hloubce 7-9m p. t. Mocnost této vrstvy se v lokalitě pohybuje od 1 do 3m.

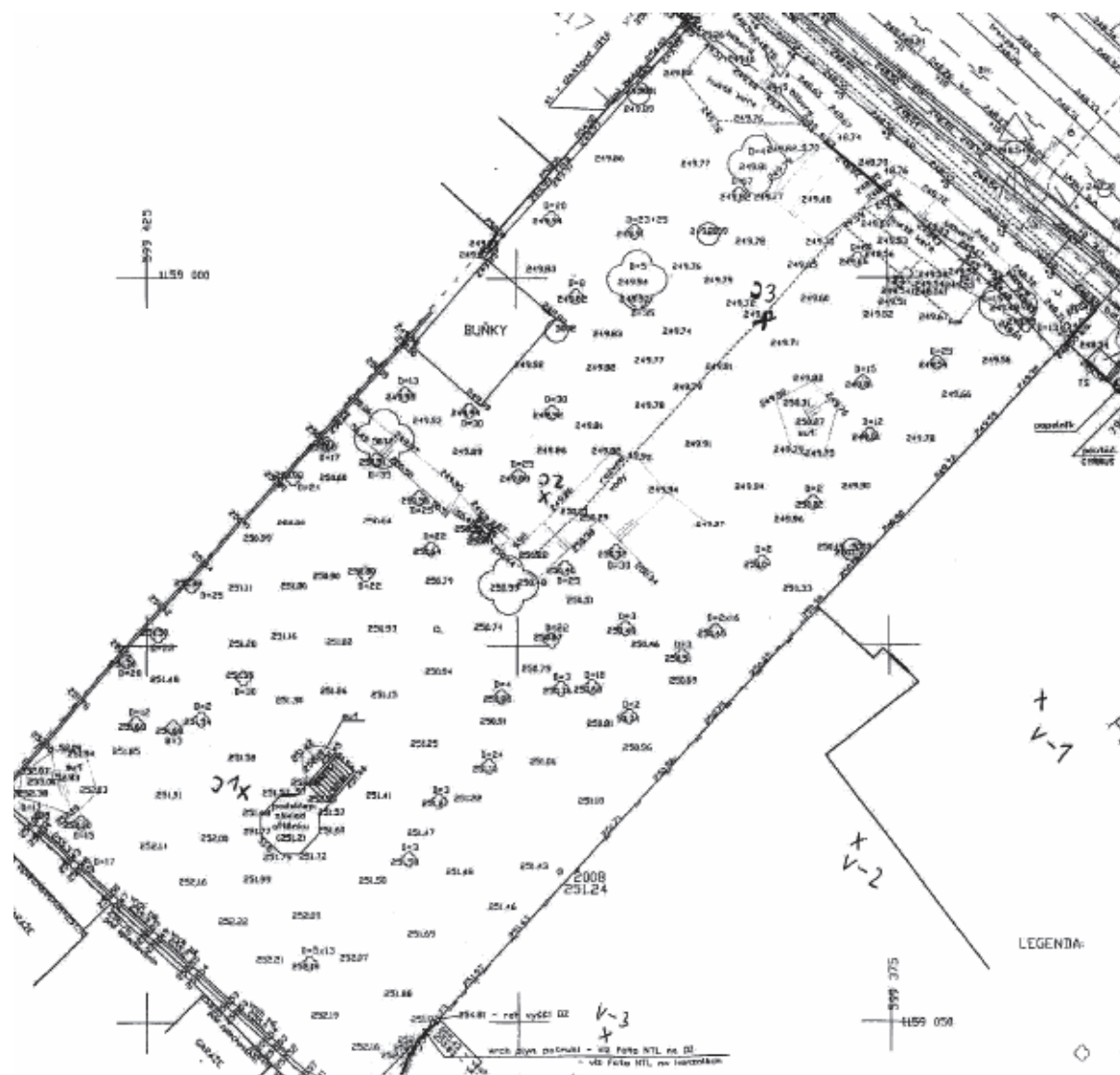
Kvarterní pokryv je tvořen pouze souvrstvím sprašových hlín, často slabě písčitých, zejména v přípovrchové zóně. Jedná se o jíly se střední plasticitou, okrové barvy. Konzistence je obvykle tuhá, v nižších polohách až pevná. Mocnost těchto sedimentů dosahuje v zájmovém území 7-9m.

2.1.2. Hydrogeologické poměry

Zájmová oblast náleží k rajónu 2241 Dyjsko-svratecký úval, jenž náleží do skupiny rajónů „Neogenní sedimenty vněkarpatských a vnitrokarpatských pánví“. Podzemní voda je vázána na vrstvu detritu a neogenní jíly tak tvoří počevní izolátor. Jedná se o zvodnění s mírně napjatou spodní hladinou, jejíž plošný výskyt je pravděpodobně značně nepravidelný.

1.3. Prozkoumanost zájmového území

Prozkoumanost zájmového území byla provedena roku 2003 (Balun: Brno – Veverí ul. – parc. č. 2829, 2830 a 2831. Brno 2003) pro potřeby výstavby objektu „Platinum“, kdy byly realizovány 3 vrty do hloubky 10m. V roce 2009 firma TOPGEO s.r.o. (Ing. Michal Vojtásek) provedla průzkum dané parcely, za účelem výstavby hotelu SONO, dvěma průzkumnými vrty J1 a J2 do hloubky 15 a 13m. Viz obrázek č. 1. Vrty byly provedeny technologií jádrového vrtání na sucho pomocí jednoduché jádrovnice s tvrdokovovou korunkou o průměru 175mm až do konečných hloubek.



obrázek: 1 Poloha realizovaných vrtů [23]

Následně byly vyhloubeny dvě kopané sondy u obvodové zdi objektu „Chepmex“ a bylo zjištěno, že základová spára se nachází v hloubce 2,1m pod úrovní stávajícího terénu.



obrázek: 2 Kopaná sonda

Vzhledem nejasnosti geologie a průběhu skalního podloží v zájmovém území bylo považováno za nutné pokračovat další etapou průzkumu. Tato další etapa byla posléze provedena v roce 2010 jedním vrtem J3 do hloubky 22m (viz obrázek 2.1). Hloubení bylo prováděno opět technologií jádrového vrtání na sucho pomocí jednoduché jádrovnice s tvrdokovovou korunkou. V nesoudržných zeminách byly vrty zapaženy manipulační kolonou zámkových pažnic, v nichž bylo v hloubení pokračováno talířovým vrtákem až do konečných hloubek. Přehled vrtných prací je sestaven v tabulce 2.1.

Označení vrtu	Projektovaná hloubka[m]	Skutečná hloubka [m]	Naražená HPV [m]	Ustálená HPV [m]	Úroveň terénu [m n. m]
J-1	15,0	15,0	11,6	11,4	251,6
J-2	10,0	13,0	nezastižena	nezastižena	249,9
J-3	25,0	22,0	nezastižena	nezastižena	249,7
Čelkem	50,0	50,0	-	-	-

Tabulka 2.1: Přehled realizovaných vrtů

Stále ovšem nebyla s určitostí dána poloha skalního podloží. Piloty sousedního objektu sahají pouze do hloubky okolo 10 m, kdežto geologický průzkum stanovil hloubku řádově okolo 19 m. Z toho důvodu byla provedena další etapa průzkumu - dynamická penetrace. Soutyčí opatřené kuželovým hrotem o ploše 15 cm² bylo do zeminy zaráženo beranem o hmotnosti 50 kg z výšky 0,5 m. Délka jedné tyče je 1 m. Byl zaznamenáván počet úderů na vnik soutyčí o 10cm. Výsledky dynamické penetrace jsou uvedeny v příloze č. 1. Na základě této zkoušky bylo potvrzeno, že v hloubce 8 m se nachází pouze vrstva detritu. Autor průzkumu se tedy domnívá, že pouze do něj byly vetknuty piloty budovy Platinia. Skalní podloží bylo zachyceno pouze jedním vrtem J3 a to v hloubce 22 m, čili 227,700 m. n. m.

2.1.3. Inženýrsko-geologické poměry zájmového území

Na základě popisu vrtného jádra a rozborů vzorků v akreditované laboratoři byly zjištěny jednotlivé typy vrstev.

Strategie	Litologie	Zatřídění	Hloubková úroveň (m)
kvarter	sprašové hlíny	F6 (F4)	0 až 7
kvarter	detrit - písek	S2	7 až 8
neogén	jíly	F8	8 až 19
proterozoikum	granodiority	R6-R4	19 -

Tabulka 2.2: Zjednodušený geologický profil

- Sprašové hlíny:

Vyskytují se na celé ploše zájmového území, petrograficky lze vyčlenit dva typy zemin. Jíly se střední plasticitou a jíly písčité. Pro oba je typická okrová barva a jejich konzistence je nejčastěji tuhá, výjimečně pevná. Podle ČSN 73 1001 se sprašové hlíny řadí do třídy F6, symbol CI/CL, jíl se střední/nízkou plasticitou. Sprašové hlíny písčité pak řadíme do třídy F4, symbol CS, jíl písčitý. Mocnost sprašových hlín se pohybuje od 7 do 9 m. [25]

- Detrit:

Detrit je tvořený rozloženými horninami brněnského masívu, které byly přesunuty z vyšších poloh na povrch mladších uloženin. Petrograficky se jedná o špatně zrněný písek, místy slabě zahliněný. Nejčastěji je tmavě hnědé až rezavé barvy. Pravděpodobně se vyskytuje na celé ploše území a to v hloubce cca 8 m p. t.

Dle ČSN 73 1001 jej řadíme do třídy S2, symbol SP, písky špatně zrněné. Mocnost detritu se pohybuje od 1 do 3m. [25]

- Neogenní jíly:

Tyto sedimenty se vyskytují na celé ploše zájmového území v hlubokém intervalu a to 8-19m p. t. Jedná se o šedé vápnité jíly převážně pevné konzistence. Řadíme je dle ČSN 73 1001 do třídy F8, symbol CV, jíly s velmi vysokou plasticitou. [25]

- Brněnský masív:

Skalní horniny brněnského masívu představují většinou šedé biotitické granodiority. Vyskytují se v intervalu 19-21m p. t. ve formě eluvia, tedy materiálu charakteru písku třídy S2. Jedná se prakticky o detrit, totožný geotechnický typ, ovšem nepřemístěný. Dle ČSN 73 1001 se řadí do třídy R5-R4. Průběh skalního podloží, ovšem získaný z jedné sondy J3, se nachází v úrovni cca 228,700 m n. m. [25]

2.3.2.1. Třídy těžitelnosti

Dle ČSN 73 3050 „Zemní práce“ byly rozděleny jednotlivé typy vrstevního sledu do následujících tříd těžitelnosti:

- sprašové hlíny: třída 2
- detrit: třída 3 (50%), třída 4 (50%)
- neogenní jíly: třída 4
- brněnský masív: třída 4 (50%), třída 5 (50%)

Dle ČSN 73 3050 lze v dočasných výkopech stanovit přípustné sklony svahů podle následující tabulky 2.3.

Druh zeminy	Přípustný sklon svahu (poměr výšky k půdorysné délce svahu)
Jíl	1:0,25 až 1:0,5
Písčítá hlína	1:01

Tabulka 2.3: Přípustné sklony svahů

2.1.4. Hydrogeologické poměry

Podzemní voda byla zaznamenána pouze jedním vrtem v hloubce 11,5 m p.t. na úrovni 240 m n. m. Byla vázána na vrstvu detritu. V ostatních vrtech projevovala tato vrstva pouze zemní vlhkost. V zájmovém území tedy lze vymezit pouze plošně nepravidelnou zvodně s mírně napjatou hladinou, jejíž počevní izolátor tvoří neogenní jíly, stropní izolátor pak souvrství sprašových hlín. Přítomnost podzemní vody ve vrstvě detritu je nejspíše pouze dočasně vázaná na množství srážkové vody, jež propustí poměrně mocné a nepříliš propustné souvrství sprašových hlín. Ve větších hloubkách lze předpokládat puklinové zvodnění v horninách brněnského masivu. [25]

2.1.5. Geotechnické vlastnosti zemin

Veličina	Symbol	Jednotka	Hodnota
Poissonovo číslo	ν	-	0,40
Převodní součinitel	β	-	0,47
Objemová tíha	γ	[kN/m ³]	21
Soudržnost	c_{ed}	[kPa]	12
Úhel vnitřního tření	φ_{ef}	[°]	19
Modul přetvárnosti	E_{oed}	[Mpa]	4,5

Tabulka 2.4: Sprašové hlíny

Veličina	Symbol	Jednotka	Hodnota
Poissonovo číslo	ν	-	0,35
Převodní součinitel	β	-	0,62
Objemová tíha	γ	[kN/m ³]	18,5
Soudržnost	c_{ed}	[kPa]	14
Úhel vnitřního tření	φ_{ef}	[°]	25
Modul přetvárnosti	E_{oed}	[Mpa]	5

Tabulka 2.5: Sprašové hlíny písčité

Veličina	Symbol	Jednotka	Hodnota
Poissonovo číslo	ν	-	0,28
Převodní součinitel	β	-	0,78
Objemová tíha	γ	[kN/m ³]	18,5
Soudržnost	c_{ed}	[kPa]	0
Úhel vnitřního tření	φ_{ef}	[°]	35
Modul přetvárnosti	E_{oed}	[Mpa]	40

Tabulka 2.6: Detrit

Veličina	Symbol	Jednotka	Hodnota
Poissonovo číslo	ν	-	0,42
Převodní součinitel	β	-	0,37
Objemová tíha	γ	[kN/m ³]	20,5
Vlhkost	w	[%]	32
Mez tekutosti	w_L	[%]	84,4
Mez plasticity	w_P	[%]	29,7
Stupeň konzistence	I_C		0,96-1,13
Soudržnost	c_{ed}	[kPa]	17,1
Úhel vnitřního tření	ϕ_{ef}	[°]	20
Modul přetvárnosti	E_{oed}	[Mpa]	3

Tabulka 2.7: Neogenní jíly

Veličina	Symbol	Jednotka	Hodnota
Pevnost v prostém tlaku	σ_{ci}	[MPa]	5,00
Soudržnost	c	[kPa]	95
Úhel vnitřního tření	ϕ_{ef}	[°]	25

Tabulka 2.8: Brněnský masív

1.4. Inženýrsko - geologické zhodnocení

Geologickou stavbu celého území výrazně ovlivňuje výskyt skalního podloží tvořeného granodiority brněnského masívu. Ty byly ověřeny pouze vrtem J3 do hloubky 22 m, 228.700 m n. m. Jelikož se na daném území nevyskytuje podzemní voda, zjištěné základové poměry lze považovat za jednoduché. Co se týče zatížení základové půdy od okolních objektů co do intenzity a těsné vzdálenosti od budoucí stavební jámy je třeba uvažovat základové poměry jako za složité, podle ČSN EN 1997-1. Projektovaný objekt, který má 10 nadzemních a tři podzemní podlaží, je nutno charakterizovat jako náročný. Při výpočtu stavební jámy bude proto objekt zařazen do 3. geotechnické kategorie. Při návrhu založení bude objekt zařazen 2. geotechnické kategorie tj. počítají se mezní stavy únosnosti a použitelnosti.

Založení objektu „Chempex“ je pouze 2,1m p.t. a proto je třeba objekt zajistit proti sedání vlivem hloubení stavební jámy. Jedná se o zděný objekt a jakékoliv deformace by mohly mít nepříznivý vliv na statiku konstrukce. Stejně tak i objekt „Platinum“, který je založen na

pilotách. Dojde-li k odkrytí krajních pilot vlivem výkopu, je třeba nahradit ztrátu jejich plášťového tření a zajistit tak stabilitu konstrukce.

Je třeba počítat s dynamickým zatížením od dopravy z ulice Veverčí, zejména pak od projíždějících tramvají.

U zajištění stěny stavební jámy pod garážemi je také nutné věnovat velkou pozornost a nepřipustit žádné deformace. Statika objektů byla v minulosti narušena vlivem výstavby Platinia a jsou tedy majitelem kladeny vysoké požadavky na zachování stability objektů.

Příloha 1: dokumentace vrtů

Název zakázky:	Brno - Hotel SONO - průzkum a rešerže
Zpracovatel:	Ing. M. Vojtásek
Datum:	12.6.2009

Podrobná dokumentace vrtu

Vrt: J - 2
Kóta: 249,9 m n. m.

Hladina podzemní vody	Dne (hod.)		Hloubky pod terénem
	navrtaná	12.6.2009	
	ustálená	15.6.2009	

Metráž		Geologický profil	Třída	Těžitelnost	Symbol
od	do				
0	0,4	Ornice, písčité hlína, hnědá, drobivá, humózní	F3	2	MS
0,4	2,9	Sprašová hlína, silně písčité, tuhá, světle okrová, bez shluků CaCO ₃	F4	2	CS
2,9	4,8	Sprašová hlína, slabě písčité, tuhá světle okrová, velmi bojně shluky CaCO ₃ eoická	F6	2	CI
4,8	5,9	Sprašová hlína, slabě písčité, tuhá, okrová, bez shluků CaCO ₃ eoická	F6	2	CI
5,9	7,1	Sprašová hlína,pevná, tmavě okrová, bez shluků CaCO ₃ eoická	F6	3	CI
7,1	8,1	Sprašová hlína, slabě písčité, tuhá, světle okrová, bez shluků CaCO ₃	F8	3	CH
8,1	10,3	Detrit - písek, střednězrný, s hojnými ostrohrannými úlomky hornin do 2 cm, velmi ulehlý, vlhký	S2 (R6)	3(4)	SP
10,3	13	Jíl, pevný, zelenošedý, neogenní	F8	4	CH

Vrt ukončen v hloubce 13,0 m
Dokumentováno: 12.6.2009
Dokumentoval: Ing. Michal Vojtásek

Název zakázky:	Brno - Hotel SONO - průzkum a rešerže
Zpracovatel:	Ing. M. Vojtásek
Datum:	10.6.2010

Podrobná dokumentace vrtu

Vrt: J - 3
Kóta: 249,7 m n. m.

Hladina	Dne (hod.)		Hloubky pod terénem
podzemní vody	navrtaná	10.6.2010	nezastižená
	ustálená	10.6.2010	nezastižená

Metráž		Geologický profil	Třída	Těžitelnost	Symbol
od	do				
0,0	0,2	Ornice, písčité hlína, hnědá, drobivá, humózní	F3	2	MS
0,2	1,0	Sprašová hlína, silně písčité, tuhá, světle okrová, bez shluků CaCO ₃	F4	2	CS
1,0	5,9	Sprašová hlína, slabě písčité, tuhá světle okrová, velmi bojně shluky CaCO ₃ , eolická	F6	2	CI
5,9	7,0	Sprašová hlína, pevná, okrová, bez shluků CaCO ₃ , eolická	F6	3	CI
7,0	8,0	Detrit - písek, střednězrný, s hojnými ostrohrannými úlomky hornin do 2 cm, velmi ulehký, vlhký	S2 (R6)	4	SP
8,0	19,0	Jíl pevný, zelenošedý, neogenní	F8	4	CH
19,0	21,0	Detrit - písek, střednězrný, s hojnými ostrohrannými úlomky hornin do 2 cm, velmi ulehký, vlhký	S2 (R6)	4	SP
21,0	21,5	Granodiorit, silně zvětralý, hnědočerný, ostrohranné úlomky do velikosti 2 cm.	R5	4	-
21,5	22,0	Granodiorit, silně zvětralý, hnědočerný, ostrohranné úlomky do velikosti 5 cm.	R4	5	-

Dokumentováno: 12.6.2009
Dokumentoval: Ing. Michal Vojtásek
Vrt ukončen v hloubce 22 m (227,7 m n. m.)

Název zakázky:	Brno - Hotel SONO - průzkum a rešerže
Zpracovatel:	Ing. M. Vojtásek
Datum:	9.6.2009

Podrobná dokumentace vrtu

Vrt: J - 1
Kóta: 251,6 m n. m.

Hladina	Dne (hod.)		Hloubky pod terénem
podzemní	navrtná	9.6.2009	nezastižená
í vody	ustálená	11.6.2009	nezastižená

Metráž		Geologický profil	Třída	Těžitelnost	Symbol
od	do				
0,0	0,4	Ornice, písčité hlína, hnědá, drobivá, humózní	F3	2	MS
0,4	3,0	Sprašová hlína, silně písčité, tuhá, světle okrová, bez shluků CaCO ₃	F4	2	CS
3,0	5,0	Sprašová hlína, slabě písčité, tuhá světle okrová, velmi bojně shluky CaCO ₃ , eolická	F6	2	CI
5,0	6,9	Sprašová hlína, pevná, okrová, bez shluků CaCO ₃ , eolická	F6	2	CI
6,9	8,1	Sprašová hlína, pevná, tmavě okrová, bez shluků CaCO ₃ , eolická	F6	3	CI
8,1	9,4	Sprašová hlína, slabě písčité, tuhá, okrová, bez shluků CaCO ₃ , plastická, vlhká	F8	3	CH
9,4	12,1	Detrit - písek, střednězrný, s hojnými ostrohrannými úlomky hornin do 2 cm, velmi ulehlý, vlhký	S2 (R6)	3(4)	SP
12,1	15,0	Jíl, pevný, zelenošedý, neogenní	F8	4	CH

Dokumentováno: 12.6.2009
Dokumentoval: Ing. Michal Vojtásek
Vrt ukončen v hloubce 22 m (227,7 m n. m.)

Seznam obrázků:

obrázek: 1 Poloha realizovaných vrtů [23]	4
obrázek: 2 Kopaná sonda.....	5

Tabulky:

Tabulka 2.1: Přehled realizovaných vrtů	5
Tabulka 2.2: Zjednodušený geologický profil	6
Tabulka 2.3: Přípustné sklony svahů	7
Tabulka 2.4: Sprašové hlíny	9
Tabulka 2.5: Sprašové hlíny písčité.....	9
Tabulka 2.6: Detrit	9
Tabulka 2.7: Neogenní jíly	10
Tabulka 2.8: Brněnský masív.....	10

Obsah:

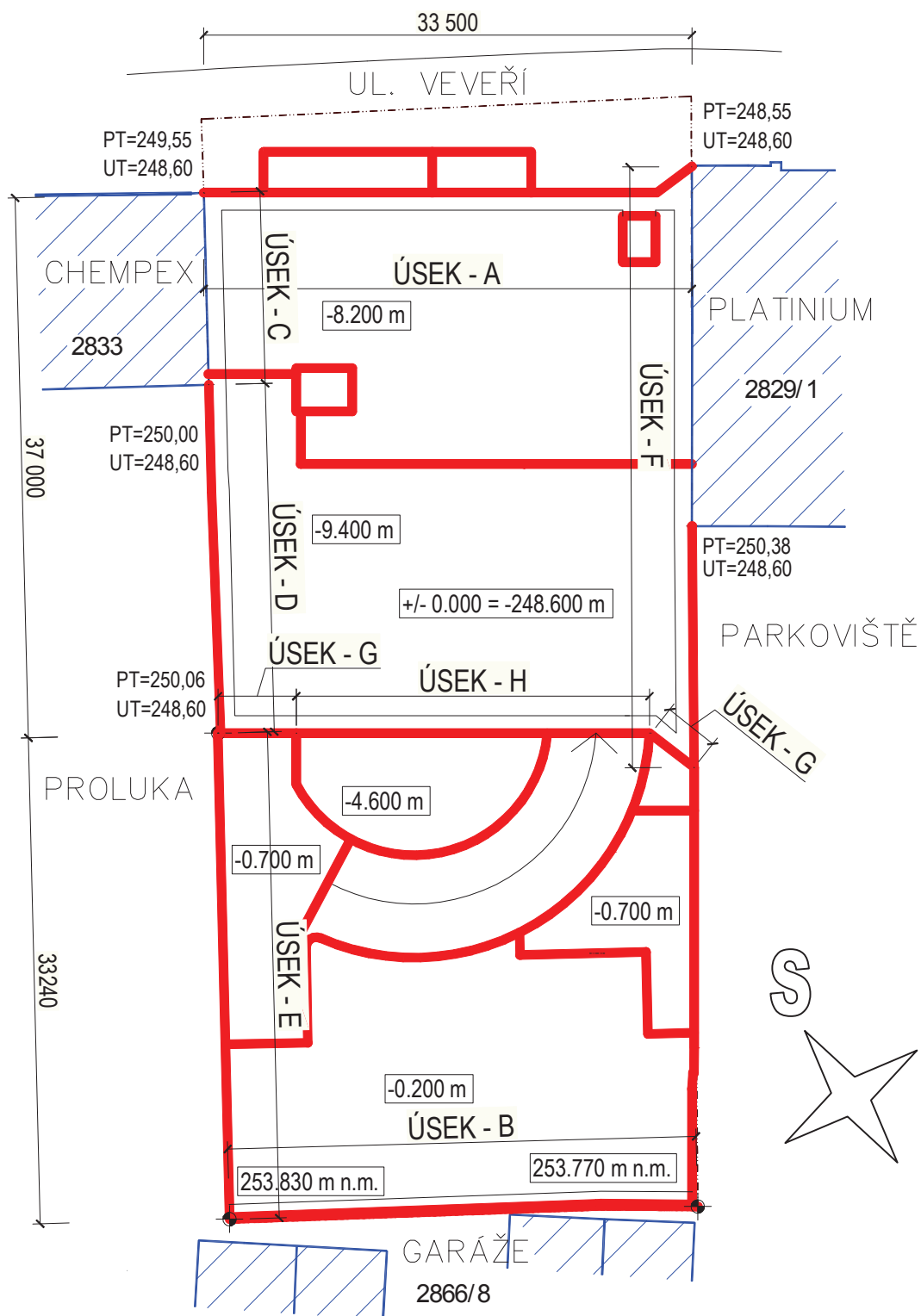
3. ZAJIŠTĚNÍ STAVEBNÍ JÁMY	2
3.1. ZADÁNÍ	2
3.2. METODY ZAJIŠTĚNÍ STAVEBNÍCH JAM	4
3.2.1. SVAHOVANÁ STAVEBNÍ JÁMA	4
3.2.2. HŘEBÍKOVÁNÍ	5
3.2.3. ZÁPOROVÉ PAŽENÍ	6
3.2.4. ŠTĚTOVÉ STĚNY	8
3.2.5. PODZEMNÍ STĚNY	10
3.2.6. PILOTOVÉ STĚNY	13
3.2.7. TRYSKOVÁ INJEKTÁŽ	14
3.2.8. MIKROZÁPOROVÉ PAŽENÍ	16
3.2.9. VÝBĚR METODY PRO OBJEKT SONO	17
3.3. VÝPOČET PAŽENÍ	19
3.4. SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY A ZDROJŮ	20

3. Zajištění stavební jámy

3.1. Zadání

Stavební pozemek se nachází v městské zástavbě. Na obr. 3.1 jsou uvedeny rozměry, výškové úrovně a tvar stavební jámy. Z východní strany je ohraničen ulicí Veverí a z jihu objektem „Platinum“. Na délce 24 m sousedí s pozemkem administrativní centrum o 8 nadzemních a jednom podzemním podlaží. Na zbylých 46 m pokračuje plocha parkoviště podsklepená jedním podlažím. Budova je založena na pilotách, které dosahují hloubky cca 239,000 m n.m., zhruba 11 m pod upraveným terénem objektu SONO. Na straně západní se nachází komplex garáží. Jedná se o zděné jednopodlažní stavby s plochou střechou, založené na základových pasech hlubokých 1,4 m pod přilehlým terénem. V nejbližším místě je objekt vzdálen 400 mm od hrany pozemku. Na severní straně je pozemek na 13 m ohraničen budovou „Chempex“. Je to zděný objekt o 3 nadzemních podlažích, který je založen na základových pasech hlubokých 2,1 m pod stávajícím terénem. Ve zbývající části, za objektem „Chempex“, je proluka ve zvyšujícím se sklonu směrem ke garážím. Výškový rozdíl činí cca 2,0 m.

Samotná stavební jáma se skládá ze dvou hlavních výškových úrovní. První část má rozměry 33,1x37m, v jedné své části je hluboká 8,2-9,4 m pod upraveným terénem, který je 248,600m n. m. Dno druhé části stavební jámy o rozměrech cca 33x33 m se nachází 0,200 pod upraveným terénem. Obě výškové úrovně jsou propojeny rampou polokruhového tvaru.



obrázek: 3.1: Schéma stavební jámy

3.2. Metody zajištění stavebních jam

Návrh stavební jámy ovlivňuje řada faktorů, jako například poloha konstrukce (v městské zástavbě, či ve volném terénu), charakter konstrukce a také geologický a hydrogeologický profil staveniště. Stavební jáma musí zabezpečit stabilitu okolních staveb, území i všech inženýrských sítí.

Existuje řada technologií, proto je důležité při návrhu zvážit všechny výhody i nevýhody, které souvisejí s daným typem a případně upozornit na možné problémy a nebezpečí, které mohou při návrhu nastat. Navržená technologie musí splňovat nejen požadavky bezpečnosti, ale také všechny požadavky investora na rychlost a hospodárnost konstrukce. Téměř vždy existuje několik variant řešení. Naším úkolem je všechna analyzovat a vyloučit ta méně vhodná.

Metody zajištění stavebních jam můžeme rozdělit na několik základních typů, které se spolu dají kombinovat. Stavební jámy se dělí na jámy svahované a pažené. Svahované jámy jsou omezeny svahy, které zajišťují její stabilitu. U jam pažených může být stěna volně stojící nebo zajištěna vodorovnými podporovými prvky. Těmi jsou rozpěry a kotvy, které se zřizují jako trvalé nebo dočasné. Stěny mohou být podle statických požadavků kotvené nebo rozepřené v jedné či více úrovních.

Dále rozlišujeme jámy těsné a propustné. Mezi těsné patří podzemní stěny, pilotové stěny převrtávané, konstrukce z tryskové injektáže a štětové stěny, které nám zejména v propustných zeminách snižují průsaky vody do stavební jámy. Naopak propustné jsou záporové pažení, mikrozáporové pažení a pilotové stěny nesouvislé. V následující části budou popsány jednotlivé způsoby a vybrány nejvhodnější alternativy pro objekt SONO.

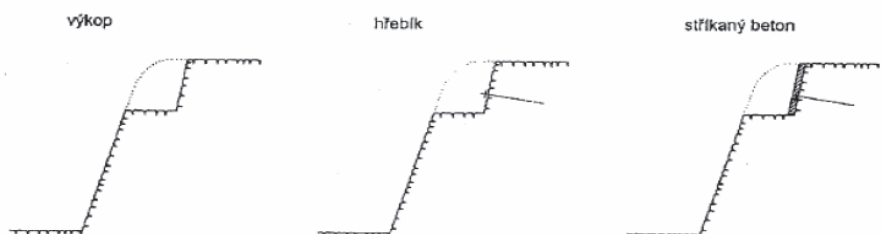
3.2.1. SVAHOVANÁ STAVEBNÍ JÁMA

Tento druh zajištění se navrhuje tam, kde je dostatek místa pro dosažení dostatečného sklonu svahů. Jedná se tedy vesměs o stavební jámy dočasné, sloužící pro výstavbu suterénu. V městské výstavbě je jejich význam nepatrný, protože většinou nemáme dostatek místa pro její zhotovení. Přesto je vhodné i tento způsob dobré zvážit, protože je ekonomicky výhodný. Půdorysný tvar stavební jámy se volí podle tvaru budoucí konstrukce s tím, že musíme počítat s pracovním prostorem po obvodu jámy šířky nejméně 0,8 m. Svahované jámy se navrhují jak v suchých, tak i zvodněných zeminách a poloskalních či skalních horninách. Ve zvodnělých zeminách je součástí návrhu i odvodnění dna stavební jámy. Sklony svahů mají rozhodující vliv na kubaturu výkopů, tedy i cenu stavební jámy. Volí se tedy co nejstrmější s ohledem na roční období, klimatické vlivy a podmínky okolní zástavby.

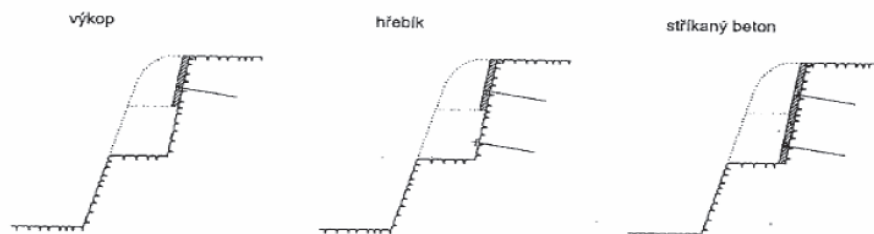
3.2.2. Hřebíkování

Hřebíkování je metoda, která zlepšuje vlastnosti základové půdy, zejména pak smykové pevnosti. To je dosaženo kombinací vyztužení zeminy a pokrytí povrchu svahu za účelem vytvoření jakési kompaktní zdi, která vytvoří stabilní svah výkopu. V podstatě se jedná o dočasné zajištění svahu, neboť konstrukce hřebíků a krytu povrchu zářezu nemají trvanlivé vlastnosti. Metoda cílevědomě využívá přirozené deformace zemního tělesa po provedení odkopu nebo výkopu svahu k přirozenému aktivování výztužných prvků – hřebíků. Jejich aktivace zabraňuje tvoření trhlin zejména v oblasti podél povrchu svahu. Aby bylo zaručeno vnesení sil do hřebíků, je třeba výstavbu provádět po etapách.

1. etapa



2. a každá další etapa



obrázek: 3.2 Postup výstavby hřebíkováného svahu [1]

Hřebíkování provádíme dvěma způsoby. Jedná se o tzv. „Mokrý proces“, kdy se hřebík navržené délky a sklonu osadí do maloprofilového vrtu (průměr je většinou 90-150mm). Druhý způsob „Suchý proces“ používáme u skalních hornin. Používá se betonářská ocel R 20-30mm, popř. i 2xR 20-25mm a cementová zálivka $c/v=2,3/1$, stejně jako v případě mikropilot nebo kotev. Hřebíky tedy spolupůsobí s okolní zeminou tak, že kolem celého hřebíku je aktivováno smykové napětí, jehož velikost roste s deformací mezi pláštěm vrtu vyplněného cementovou maltou a okolní základovou půdou.

3.2.3. Záporové pažení

Záporové pažení náleží mezi nejvíce používané metody zajištění dočasných svislých výkopů stavebních jam a hlubokých rýh. Záporové pažení (obr. 4.5) se skládá z těchto prvků:

-Zápory:

Jsou to svislé nosné prvky, které se provádí z ocelových nosníků I, U a HEB. Velikost profilu a délka závisí na geologickém profilu staveniště, zatížení konstrukce a jsou dány statickým výpočtem. Používají se rozměry 200-400 mm v osové vzdálenosti 1 – 3 m. Zápory se mohou beranit, v městské zástavbě je však lepší usazovat je do předem připravených vrtů a následně zafixovat tzv. hubeným betonem o krychelné pevnosti ne větší než 10 MPa. Kromě betonu se dá také použít cementová či vápenná stabilizace. Velikost vrtů se odvíjí od velikosti použitých zápor, pohybuje se od 400 do 900 mm. Vetknutá část zápor by neměla být kratší, než 1,5 m.

-Pažiny:

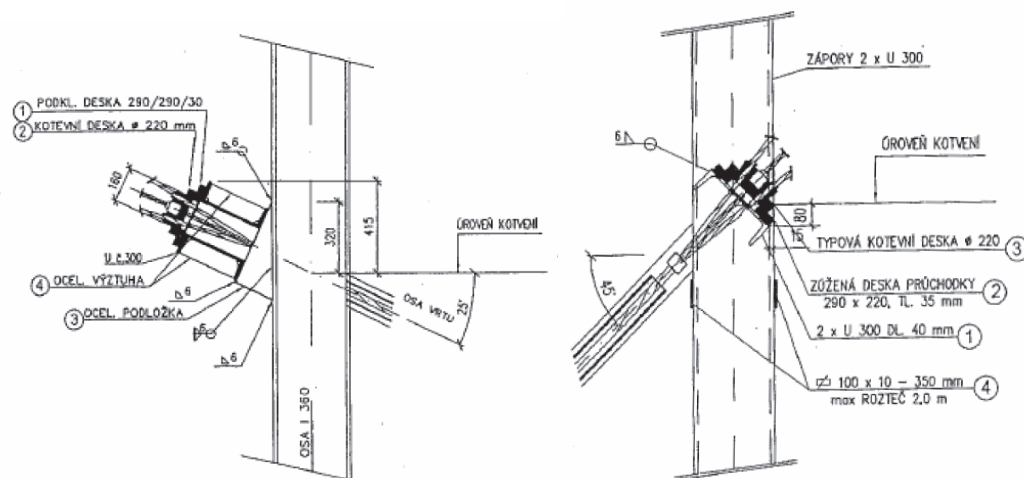
Zajišťují stabilitu zeminy mezi zápory. V případě, že pažení bude sloužit jako ztracené bednění, provádíme je jako dřevěné hraněné (hranoly 60-120 mm). Povrch této stěny může být dále využit jako podklad pro svislou izolaci. V ostatních případech, kde není požadavek na rovinnost povrchu, mohou se používat nehraněné pažiny (polštáře) případně i ocelové pažiny. Nezbytné pro fungování je správná aktivace zápor. Jedna z možností je zajištění dřevěnými klíny, kterými se pažina utáhne proti přírubám zápor. Tam kde je požadavek na rovinnost povrchu se pažiny přiloží přímo k přírubě a zemina se mezi pažinami a stěnou výkopu řádně zahutní vhodným materiálem. Této pracovní fázi je třeba věnovat mimořádnou pozornost, neboť významně rozhoduje o následném chování záporového pažení. V určitých typech zeminy, zejména málo tlačivé a poloskalní horniny, se jako pažina může použít stříkaný beton a ocelová síť přivařená k záporům.



obrázek: 3.3 Záporové pažení s předsazenou převázkou, kotvené v jedné úrovni [15]

-Stabilizační prvky a převázky:

Stabilizační prvky jsou buď rozpěry nebo kotvy. Rozpěry lze výjimečně navrhovat jako šikmé, opřené patou např. o vybudovaný základ, nebo vodorovné, kdy v nepříliš širokých jámách či rýhách jde o vzájemné rozepření. Převázky jsou vodorovné, nejčastěji dvojice ocelových U-profilů, která přenášejí síly z kotev nebo podpěr na záporny. Mohou být zapuštěné, ty se provádí u pažení bez pracovního prostoru. Toto kotvení nám zajistí rovnou svislou plochu. U zápor s pracovním prostorem můžeme použít převázky předsazené, kdy jsou osazené na kozlíky, přivařené k záporům a natočené ve sklonu kotvy.

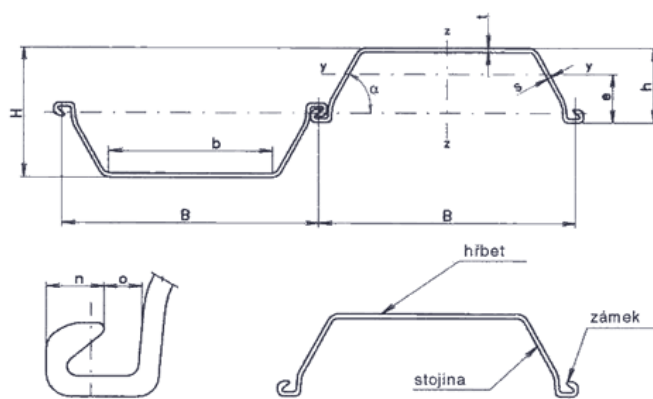


obrázek: 3.4 Schéma ukotvení

Záporové pažení je ve své klasické (popisované) podobě téměř vždy konstrukce dočasná. Obvykle je životnost pažení dána životností dočasných kotev, což jsou 2 roky.

3.2.4. Štětové stěny

Štětová stěna je tvořena vzájemně spojenými štětovnicemi, které **se mohou provádět jako volně stojící nebo kotvené či rozeprané v jedné či více úrovních**. Štětovnice jsou mohutné válcované prvky, které jsou opatřeny zámkovými spoji. Existuje několik typů štětovnic, například tvaru U (Larsen viz obr. 3.5) nebo německé štětovnice tvaru Z.



obrázek: 3.5 Štětovnice typu LARSEN [23]



obrázek: 3.6 Zaberaněné štětovnice [19]

Zabudování štětovnic do zeminy se provádí před hloubením stavební jámy nejčastěji beraněním, nebo vibroberaněním, méně často pak zatlačováním a vplavováním. Stejná zařízení se používají i k vytahování štětovnic u pažících konstrukcí dočasných. Tento typ pažení můžeme použít i u stavebních jam s hloubkou založení hluboko pod hladinou podzemní vody. Používáme ho u tzv. „těsných jam“, protože rychlé zanesení zámek štětovnic rezem a zbytkem zeminy zajistí, že je pažení téměř nepropustné.



obrázek: 3.7 Beranění ocelových štětovnic [19]

3.2.5. Podzemní stěny

Podzemní, nebo též Milánské stěny (podle města, kde byly prvně a hojně využity pro výstavbu podzemní dráhy) jsou liniové konstrukce trvalého zajištění vesměs svislých výkopů stavebních jam a rýh. Z hlediska účelu se dělí na podzemní stěny:

- těsnící
- pažící
- konstrukční



obrázek: 3.8 Železobetonová podzemní stěna [24]

Těsnící podzemní stěny zabraňují přítoku podzemních vod do stavební jámy. Často se využívají při ochraně životního prostředí, kde zabraňují kontaminaci do širšího okolí a to v případech různých (chemických) skládek, na území chemických provozů, letišť a skladů apod. Dle konstrukční se dle charakteru výplně dělí dále na:

- monolitické, na místě betonované, kde výplň tvoří transportbeton, kterým se betonuje vesměs pod pažící suspenzi
- prefabrikované, kde jejich výplň tvoří napřed vyrobené železobetonové prefabrikáty, jež jsou osazovány do rýh vyplněných většinou samotvrdnoucí suspenzí.

Monolitické podzemní stěny převažují, jsou levnější a rychlejší. Jistou nevýhodou je samozřejmě nerovný povrch po odtěžení, neboť se v podstatě jedná o odlitek rýhy vytvořené v základové půdě. Proto se v případech konstrukčních podzemních stěn vyžaduje často úprava jejich povrchu, která se

provádí buď frézováním (pomocí speciálních rotačních fréz) nebo naopak stříkaným betonem, resp. kombinací obou technologií.

Provádí se v rýze široké většinou 400-1000mm. Stabilita stěny rýhy je během hloubení zajištěna pažící jílovou (bentonitovou) suspenzí nebo velmi moderní suspenzí (polymerovou). Podzemní stěny, zejména monolitické, mohou být pak hluboké i několik desítek metrů. Hloubení se provádí několika typy speciálních strojů. Mechanické lanové drapáky (obr. 3.9) se používají u zemin s nižší třídou rozpojitelnosti. U hůře rozpojitelných zemin používáme vrtac nebo dlátové soupravy, které umožňují odčerpát vytěžený materiál dutým soutyčím.

Podzemní stěny jsou velice únosné konstrukce, které se používají k pažení stavebních jam zejména v případech, kdy se uvažuje stěna stavební jámy jako budoucí součást stavební konstrukce. Lze je využít pro přenos velkých svislých zatížení, jako je např. uložení stropů. Jako dočasná stavební konstrukce se provádí zejména u utěsnění hlubokých jam pod hladinou podzemní vody, kdy už např. štětové stěny nejsou proveditelné.

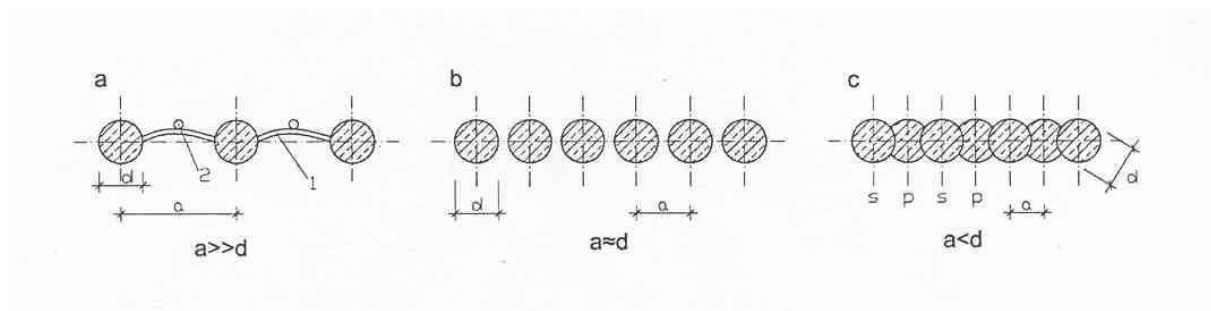


obrázek: 3.9 Lanový drapák [19]

3.2.6. Pilotové stěny

Pilotové stěny představují trvalou pažící konstrukci nebo konstrukci zárubních zdí. Jsou tvořeny zpravidla jednou řadou pravidelně, výjimečně i nepravidelně rozmístěných vrtaných pilot. Pilotové stěny se konstruují pouze z pilot typu "replacement", tj. z pilot vrtaných. Průměry pilot se volí v závislosti na geologické stavbě území, většinou 630 – 1200 mm. Volně stojící stěny lze navrhovat na poměrně velkou výšku. Jinak se kotví nebo rozepírají v jedné či více úrovních. Podle horninového prostředí a případného zatížení mohou být mezi pilotami různé velké rozestupy. Podle toho stěny provádíme (viz obr. 3.9) jako:

- nesouvislé stěny
- souvislé (tangenciální) stěny
- převrtávané stěny



obrázek: 10 Typy pilotových stěn: a) nesouvislá pilotová stěna, b) tangenciální pilotová stěna, c) převrtávaná pilotová stěny [1]

Nesouvislé stěny jsou vhodné do soudržných zemin bez vlivu podzemní vody, kdy osová vzdálenost je tři a více jejich průměrů. Volný prostor mezi pilotami se vyplňuje malými klenbičkami ze stříkaného betonu vyztuženého ocelovou svařovanou sítí. Pro kotvení těchto pilotových stěn se používá zejména železobetonové převázky. Mohou být hlavové (v hlavě piloty) nebo předsazené (v jedné nebo více úrovních).

U nesoudržných zemin se vzdálenost snižuje na max. dva průměry pilot. Je třeba zajistit i odvodnění případné prosakující vody z rubu stěny např. pomocí PE hadic. Kotvení lze provádět vložení kotvy mezi dvojici pilot a odpadá tak budování předsazených převázek.

Tangenciální stěny jsou vhodné do všech typů zemin, pokud jsou nad hladinou podzemní vody. Jelikož se piloty dotýkají, nelze je považovat za vodotěsné. Pokud má tangenciální stěna být vodotěsná, je nutno ji utěsnit injektáží po výšce až nad hladinu podzemní vody.

Pro složité geologické podmínky se současným tlakovým působením zeminy a podzemní vody jsou vhodné převrtávané pilotové stěny. Stěna se skládá z pilot primárních a sekundárních. První se realizují piloty primární, ty nejsou nosné, nejsou vyztuženy ocelí a nemusejí zasahovat na vypočtenou hloubku. Po jisté časové prodlevě, když je beton tuhý, nikoliv však tvrdý, se realizují piloty sekundární. Osová vzdálenost těchto pilot je většinou $0,8d$, kdy „ d “ je průměr

sekundární piloty. Sekundární piloty jsou nosné, železobetonové a vetknuté na vypočtenou hloubku. Pokud je třeba převrtávanou pilotovou stěnu kotvit, využívá se primárních pilot. Jimi se provádějí vrty pro kotvy a do nich se přímo osazují kotevní hlavy. Výhodou je, že odpadnou převázky, nevýhodou pak jasně stanovený počet kotev, které nemusí být ekonomicky využité. Převrtávané pilotové stěny se všeobecně považují za konstrukce vodotěsné. Kromě běžného využití ve formě trvalých konstrukcí suterénu staveb různých půdorysných tvarů se využívají i pro vytváření trvalého pažení kruhových šachet.



obrázek: 3.11 Pilotová stěna kotvená betonovou převázkou [13]

3.2.7. Trysková injektáž

Je to metoda zlepšování vlastností základové půdy. Je založená na rozrušení struktury základové půdy v okolí vrtu vysokou mechanickou energií tryskaného média, jejího částečného nahrazení a smíchání rozrušené půdy s cementačním pojivem. Tryskovou injektáž rozdělujeme podle metody provádění na:



obrázek: 3.12 Podchycení objektu tryskovou injektáží [13]

-Jednofázový systém:

K rozrušení zeminy dochází jen jedním médiem, obvykle jen jedním paprskem cementové suspenze.

-Dvojfázový systém vzduchový:

K rozrušování zeminy a k jejímu zpevňování se používá vysoká mechanická energie tryskaného paprsku cementové suspenze za podpory stlačeného vzduchu. Vzduch obaluje paprsek cementové suspenze a činí jej průraznějším.

-Dvojfázový systém vodní:

K rozrušování zeminy dochází pomocí vodního paprsku většinou z cementové směsi.

-Trojfázový systém:

Rozrušování je dosaženo vysokou mechanickou energií vodního paprsku za podpory stlačeného vzduchu, kdy zpevnění opět nastává paprskem injektážní směsi.

Obecně platí, že čím větší je stupeň tryskové injektáže, tím větší je rozměr jednotlivých prvků. Jedná se o mimořádně specializovanou a náročnou technologii, jež vyžaduje kvalitní a velice nákladné zařízení. Trysková injektáž se využívá v následujících oblastech:

- zakládání nových staveb (místo hlubinných základů)
- podchycování stávajících základů, za účelem zvýšení únosnosti nebo umožnění jejich odkopání, popř. podkopání
- dotěsnění jiných konstrukcí, např. štětových stěn
- těsnění dna stavebních jam v propustných zeminách
- zlepšování vlastností základové půdy

3.2.8. Mikrozáporové pažení

Jedná se o alternativu záporového pažení. Navrhují se tam, kde není dostatek místa pro provedení záporového pažení, nebo kam nemohou velké stavební stroje potřebné ke zhotovení jiného druhu pažení zajet. Jsou to většinou o konstrukce dočasné, které nejsou určeny k trvalému přenosu zatížení. Mikrozáporové stěny se skládají z následujících prvků:

- Mikrozápory:

Jsou to buď profily HEB, I (100 – 160 mm), jež jsou opatřeny cementovou zálivkou, nebo ocelové trouby (profilu například 108/16 – 191/10 mm), na které se navažují úhelníky, tak aby bylo možné k trubce osadit pažiny.

-Pažiny:

Mohou být tvořeny dřevěnými fošnami tl. 40 mm, někdy se také používají ocelové pažiny typu UNION. V poloskalních, skalních horninách a soudržných zeminách pevné konzistence je možné požit stříkaný beton s výztužnou ocelovou sítí

-Stabilizační prvky:

Používají se rozpěry nebo kotevní systém, který se skládá s převázek a tyčových či pramencových kotev.

Mikrozáporové stěny jsou měkké, málo tuhé a snadno deformovatelné konstrukce. Při pažení stěny větší výšky tak vzniká potřeba častého kotvení, což konstrukci prodražuje. Kotví se většinou přes ocelové převázky zapuštěné či předsazené. Dále se používají převázky typu Larsen, které lze také zapustit. Výjimečně se mohou použít převázky betonové. Mikrozápory se navrhují ve vzdálenosti 0,6 – 1,5 m

3.2.9. Výběr metody pro objekt SONO

Daná stavební jáma je velice členitá. Jednotlivé úseky se liší hloubkou, způsobem a velikostí přitížení. Je tedy zřejmé, že pro optimální řešení nebude stačit jenom jeden druh zajištění. Navrhované úseky stavební jámy jsou vyznačeny na obrázku 3.1.

Vzhledem k okolní zástavbě a tedy nedostatku prostoru je vyloučeno svahování stavební jámy. Vzhledem k tomu, že se v dané lokalitě nevyskytuje podzemní voda, můžeme z úvah vyloučit podzemní a štětovnicové stěny, jejichž provádění je pracné a nákladné.

Úsek – A:

Jedná se o stěnu souběžnou s ulicí Veverí. V úvahu zde přichází hřebíkování. Z důvodu blízkosti frekventované komunikace, po které pojíždějí i tramvaje, a hloubce výkopu (8,5 m), by bylo provedení této konstrukce riskantní. Ideální metoda v tomto případě je záporové pažení. Vzhledem k okolní zástavbě a požadavku na přesnost provádění konstrukce se nedoporučuje usazování profilů beraněním, ale do předem připravených vrtů. Výhodné je použít zde záporové pažení se skrytou převázkou, kdy vytvořená plocha bude poté sloužit jako podklad pro položení izolace.

Úsek – B:

V tomto úseku se jedná o podchycení stávajících garáží, které byly již z části porušeny při výstavbě budovy „Platinum“. Z tohoto důvodu byly od majitele (souseda) těchto garáží na

konstrukci kladeny vysoké požadavky. Dále pak nesmí žádná část konstrukce zasahovat do jím vlastněného pozemku. Vzhledem k požadavku využití celé stavební parcely je nutné provést zajištění stavební jámy na hranici pozemku, což je v těsné blízkosti garáží. Metoda vhodná pro práci v těchto stísněných podmínkách je mikrozáporové pažení. Pažení bude provedeno směrem dovnitř stavební jámy od hrany pozemku. Kotvy, které zasahují do sousední parcely, mohou v zemi zůstat natrvalo a není nutné je tedy složitě odstraňovat (na základě souhlasu majitele sousedního pozemku)

Úsek – C:

V této části se nachází budova „Chempex“ a za ní navazující proluka. Základová spára objektu je 2,1 m pod stávajícím terénem. Jako nejvhodnější metoda se nabízí trysková injektáž, která zajistí dostatečné podchycení objektu proti sedání a vytvoří stěnu stavební jámy souběžně s hranou objektu. Umožní tak maximální využití pozemku. Tato stěna může být posléze upravena stříkaným betonem a vytvoří tak rovnou plochu pro podklad svislé izolace. Trysková injektáž je však vhodnější do nesoudržných zemin, ve kterých suspenze vlivem větší pórovitosti snáze pronikne do okolní zeminy a vytvoří tak nosné pilíře větších rozměrů a lepších vlastností. V soudržných zeminách, kdy se spotřebuje více pojiva, je tato metoda nákladnější než v zeminách nesoudržných.

Další variantou jsou pilotové stěny, které se jeví jako vhodné z hlediska přenesení daného přetížení od podchycované konstrukce. Ovšem způsob jakým se provádějí, je náročný na pracovní prostor, kdy není možné vrtat piloty v těsné blízkosti budovy. Je třeba počítat s minimálním odsazením osy pilotové stěny 600 mm od hrany sousedního objektu způsobené velikostí hlavy vrtací soupravy. Na rozdíl od tryskové injektáže musíme tedy počítat se zmenšením stavební jámy. V případě, že tato stěna bude nejen pažící, ale i nosná a bude schopna přenášet zatížení od budované konstrukce, stavební jáma se nijak výrazně nezmenší.

Po zvážení nákladů na provedení obou konstrukcí jsem byla zvolena varianta pilotové stěny.

Úseky – D, G, H:

Jedná se o úseky, které nejsou zatíženy okolní zástavbou, dno stavební jámy je 9,0 m pod terénem. Bylo navrženo záporové pažení.

Úsek – E:

V tomto úseku se zvedá dno stavební jámy na 0,7 m pod upraveným terénem. Svah se zde zvedá od budovy „Chempex“ směrem ke garážím. Převýšení je cca 2,0 m. Výška zajišťované stěny je tedy cca od 2 do 4 m. Můžeme uvažovat o metodě záporového (mikrozáporového) pažení nebo hřebíkování. Tato stěna navazuje na úsek – B a proto bylo navrženo záporové pažení.

Úsek – F:

Budova „Platinum“ je založená na pilotách, které sahají do hloubky cca 9,5 m pod úroveň upraveného terénu. Tyto piloty nám tvoří pilotovou stěnu, se vzdáleností pilot cca 4,0 m. Je nutné zajistit zeminu mezi pilotami, vhodná je metoda hřebíkování, kdy stříkaným betonem můžeme nepravidelný povrch pilot zarovnat a vytvořit tak hladký povrch. V případě, že by byly piloty při provádění výkopu příliš odkryty, došlo by ke ztrátě únosnosti pilot na plášti a ohrozila by se tak statika této budovy. V tomto případě je nutné nahradit tuto ztrátu a podchytit objekt. To dosáhneme nejlépe metodou tryskové injektáže.

3.3. Výpočet pažení

Pažení je konstrukce, která je zatěžována soustavou svislých a vodorovných sil. Vodorovné síly jsou ve většině případů rozhodující. Výpočet vnitřních sil provádíme analytickými nebo numerickými metodami. Nejprve se vytvoří výpočetní model neboli statické schéma. Do něj se potom zavede zatížení a stanovují se velikosti vnitřních sil, na které dimenzujeme jednotlivé prvky konstrukce. Zatížení se v případě pažících konstrukcí skládá z:

- zemní tlaky
- přírůstky zemních tlaků od ostatního stálého i nahodilého zatížení
- vliv podzemní, případně volné vody
- další vnější zatížení

V našem případě bude výpočet proveden v programu FINE GEO 5 – Pažení posudek – studentská verze, který používá metodu závislých tlaků. Metoda závislých tlaků vychází z předpokladu, že zemina resp. hornina v okolí podzemní stěny se chová jako ideální pružnoplastická Winklerova hmota. Tato hmota je určena jednak modulem reakce podloží k_h , který charakterizuje přetvoření v pružné oblasti a dále omezujícími deformacemi, při jejichž překročení se hmota chová jako ideálně plastická. [16]

Modul „Pažení posudek“ řeší konstrukci jako nosník na pružných podporách. Nastavením hustoty dělení konstrukce se tak dá ovlivňovat výsledek výpočtu. Toto dělení je nastaveno tak, aby respektovalo významné body po délce konstrukce (kotvy, rozpěry, hloubení atd.). Tyto úseky jsou podepřeny pružnými podporami, jejichž tuhost je vyjádřena součinem délky úseku b , zatěžované šířky l a modulem reakce podloží k_h . Výpočet konstrukce respektuje i postup výstavby a jednotlivé stavy postupného budování stěny (fáze budování) včetně postupného vývoje deformací a dopnutí kotev. [4]

3.4. Seznam použité literatury a zdrojů

- [1] MASOPUST, J. Speciální zakládání staveb: 1. díl. 1 vyd. Brno:Cerm, 2004
141 s. ISBN 80-214-2770-1
- [2] MASOPUST, J. Speciální zakládání staveb: 2. díl. 1 vyd. Brno:Cerm, 2006
141 s. ISBN 80-7204-489-3
- [3] WEIGLOVÁ, K. Mechanika zemin. 1. vyd. Brno: Cerm, 2007. 186 s. ISBN 80-7204-507-5
- [4] MASOPUST, J. Rizika prací speciálního zakládání staveb, 1. vyd. Praha: ČKAIT 2011. ISBN 978-80-87438-10-7
- [5] MASOPUST, J. Vrtané piloty, 1. vyd. Praha: Čeněk a ježek, 1994 2011. ISBN 978-80-87438-10-7
- [6] ČSN EN 1991-1-1 Zatížení konstrukcí-Část 1: Obecná zatížení – Obecná pravidla
- [7] ČSN EN 1536 Provádění speciálních geotechnických prací-Vrtané piloty
- [8] ČSN EN 1537 Provádění speciálních geotechnických prací-Injektované horninové kotvy
- [9] ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí-Část 1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [10] ČSN EN 1993-1-1 Navrhování ocelových konstrukcí-Část 1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [11] ČSN EN 1995-1-1 Navrhování dřevěných konstrukcí-Část 1: Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [12] <<http://www.topgeo.cz>>
- [13] <<http://www.zakladani.cz>>
- [14] <<http://www.solhydro.cz>>
- [15] <<http://www.soletanche.cz>>
- [16] <<http://www.fine.cz>>
- [17] <<http://www.kellergrundbau.cz>>

- [18] <<http://www.geoindustrie.cz>>
- [19] <<http://www.boreta.cz>>
- [20] <<http://www.vsl.cz>>
- [21] <<http://www.mapy.cz>>
- [22] <<http://www.brnonow.cz>>
- [23] <<http://www.evrazvitkovicesteel.cz>>
- [24] <<http://www.fundos.cz>>
- [25] KELLER - speciální zakládání, spol. s r.o.
 - výkresová dokumentace výkopů, základů a příslušných stavebních řezů
komplexu garáží (Ing. Josef Strapina), budovy chempex (Ing. arch.
František Šmédek) a budovy platinia (Ing. arch. Michal Kristen)
 - výkresová dokumentace výkopů a příslušných řezů, koordinací situace,
vytyčovacího plánu pilot a výkres tvaru základové desky plánovaného objektu SONO
(Ing. arch. František Šmédek)
 - souhrnná technická zpráva projektové dokumentace objektu SONO
(Ing. arch. František Šmédek)
 - závěrečná zpráva o provedení inženýrsko geologického průzkumu firmou
TOPGEO (Ing. Michal Vojtásek)
- [26] <<http://www.geotec-gs.cz>>
- [27] <<http://www.eurogema.cz>>

Seznam obrázků:

obrázek: 3.1: Schéma stavební jámy.....	3
obrázek: 3.2 Postup výstavby hřebíkovaného svahu [1]	5
obrázek: 3.3 Záporové pažení s předsazenou převázkou, kotvené v jedné úrovni [15]....	7
obrázek: 3.4 Schéma ukotvení	8
obrázek: 3.5 Štětovnice typu LARSEN [23]	8
obrázek: 3.6 Zaberaněné štětovnice [19]	9
obrázek: 3.7 Beranění ocelových štětovnic [19]	10
obrázek: 3.8 Železobetonová podzemní stěna [24]	11
obrázek: 3.9 Lanový drapák [19]	12
obrázek: 10 Typy pilotových stěn: a) nesouvislá pilotová stěna, b) tangenciální pilotová stěna, c) převrtávaná pilotová stěny [1]	13
obrázek: 3.11 Pilotová stěna kotvená betonovou převázkou [13]	14
obrázek: 3.12 Podchycení objektu tryskovou injektáží [13]	15

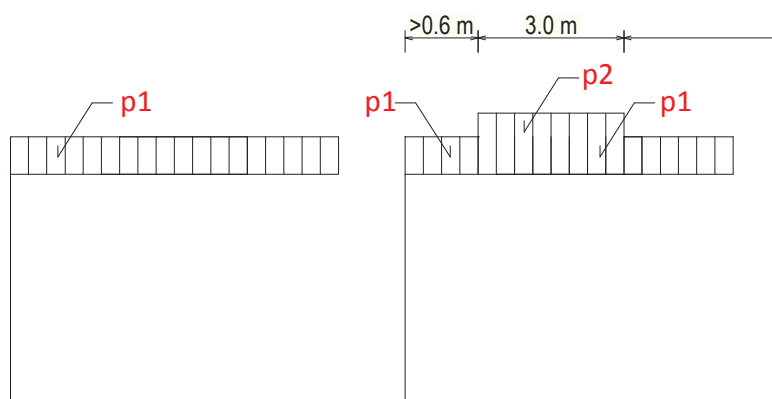
4. Statický výpočet

Výpočet stability a deformací navrhovaných konstrukcí pažících stěn byl proveden ve výpočetním programu FINE GEO 5 – Pažení posudek – Studentská verze. Výpočet respektuje jednotlivé fáze výstavby, včetně postupného vývoje vnitřních sil a deformací.

Konstrukce byly také posouzeny na vnitřní stabilitu, kdy toto posouzení bylo provedeno v každé fázi výstavby. Posouzení kotev bylo provedeno na mezní sílu, odpor proti vytažení kotvy a odpor proti vytažení z kořene.

4.1. Pažení úseku – A

Pažení stavební jámy z ulice veveří, je provedeno pomocí záporového pažení kotveného ve dvou a ve třech úrovních. Toto pažení zajišťuje stěnu hloubky 8,5m. V první variantě byl proveden návrh pažící konstrukce na účinky náhradního zatížení $p_1 = 10 \text{ kNm}^{-2}$ od silničního vozidla a stavebního stroje o celkové hmotnosti do 24 t. Jelikož je také počítáno s pojezdem těchto vozidel v těsné blízkosti stavební jámy bylo v pásu širokém 3 m vzdáleného 0,6 m od rubu dané jámy zvětšena hodnota zatížení na $p_2 = 40 \text{ kNm}^{-2}$ viz obr4.1. V tomto případě bylo nutné kvůli velkým deformacím konstrukci kotvit ve třech úrovních což je poněkud nákladné. Proto byla vypracována druhá, ekonomičtější varianta záporového pažení, kdy bylo uvažováno pouze zatížení plošné, neohraňované $p_1 = 12 \text{ kNm}^{-2}$ od pojezdu vozidel do 30 t. Za té podmínky, že se vozidla budou pohybovat v minimální vzdálenosti 3 m od rubu stavební jámy.



Obrázek 4.1: Zatížení záporového pažení

4.1.1. Průběhy deformací a vnitřních sil – varianta 2

Posouzení pažící konstrukce

Vstupní data

Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 13,00 m

Typ konstrukce : Ocelový I-průřez

Průřez : I 400

Osová vzdálenost průřezů $a = 1,50$ m

Koef.redukce tlaku před stěnou = 1,00

Plocha průřezu	$A = 7,87E-03$ m ² /m
Moment setrvačnosti	$I = 1,94E-04$ m ⁴ /m
Modul pružnosti	$E = 210000,00$ MPa
Modul pružnosti ve smyku	$G = 81000,00$ MPa

Modul reakce podloží počítán podle terorie Schmitt.

Parametry zemin

Sprašová hlína písčitá - F4

Objemová tíha :	$\gamma = 21,00$ kN/m ³
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef} = 19,00$ °
Soudržnost zeminy :	$c_{ef} = 12,00$ kPa
Třecí úhel aktivní :	$\delta_{act} = 13,00$ °
Třecí úhel pasivní :	$\delta_{pas} = 10,00$ °
Zemina :	soudržná
Poissonovo číslo :	$\nu = 0,40$
Modul přetvárnosti :	$E_{def} = 4,50$ MPa
Poissonovo číslo :	$\nu = 0,40$
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} = 21,00$ kN/m ³

Sprašová hlína slabě písčitá - F6

Objemová tíha :	$\gamma = 18,50$ kN/m ³
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef} = 25,00$ °
Soudržnost zeminy :	$c_{ef} = 14,00$ kPa
Třecí úhel aktivní :	$\delta_{act} = 17,00$ °
Třecí úhel pasivní :	$\delta_{pas} = 13,00$ °
Zemina :	soudržná
Poissonovo číslo :	$\nu = 0,35$
Edometrický modul :	$E_{oed} = 5,00$ MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} = 21,00$ kN/m ³

Sprašová hlína - F8

Objemová tíha :	$\gamma = 18,50$ kN/m ³
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef} = 25,00$ °
Soudržnost zeminy :	$c_{ef} = 14,00$ kPa
Třecí úhel aktivní :	$\delta_{act} = 17,00$ °
Třecí úhel pasivní :	$\delta_{pas} = 13,00$ °
Zemina :	soudržná
Poissonovo číslo :	$\nu = 0,35$
Edometrický modul :	$E_{oed} = 5,00$ MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} = 21,00$ kN/m ³

Detrit - Eluvium

Objemová tíha :	$\gamma = 18,50$ kN/m ³
Napjatost :	efektivní



Pouze pro nekomerční využití



Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 35,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel aktivní : $\delta_{act} = 23,00^\circ$
 Třecí úhel pasivní : $\delta_{pas} = 17,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Edometrický modul : $E_{oed} = 40,00 \text{ MPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Neogenní jíl - F8

Objemová tíha : $\gamma = 20,50 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 20,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 17,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel aktivní : $\delta_{act} = 13,00^\circ$
 Třecí úhel pasivní : $\delta_{pas} = 10,00^\circ$
 Zemina : soudržná
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,42$
 Edometrický modul : $E_{oed} = 3,00 \text{ MPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Granodiorit - R5

Objemová tíha : $\gamma = 20,50 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 25,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 95,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel aktivní : $\delta_{act} = 17,00^\circ$
 Třecí úhel pasivní : $\delta_{pas} = 13,00^\circ$
 Zemina : soudržná
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,25$
 Modul přetvárnosti : $E_{def} = 500,00 \text{ MPa}$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,25$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Granodiorit - R4

Objemová tíha : $\gamma = 20,50 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 25,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 95,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel aktivní : $\delta_{act} = 17,00^\circ$
 Třecí úhel pasivní : $\delta_{pas} = 13,00^\circ$
 Zemina : soudržná
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,25$
 Modul přetvárnosti : $E_{def} = 1500,00 \text{ MPa}$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,25$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Geologický profil a přiřazení zemín

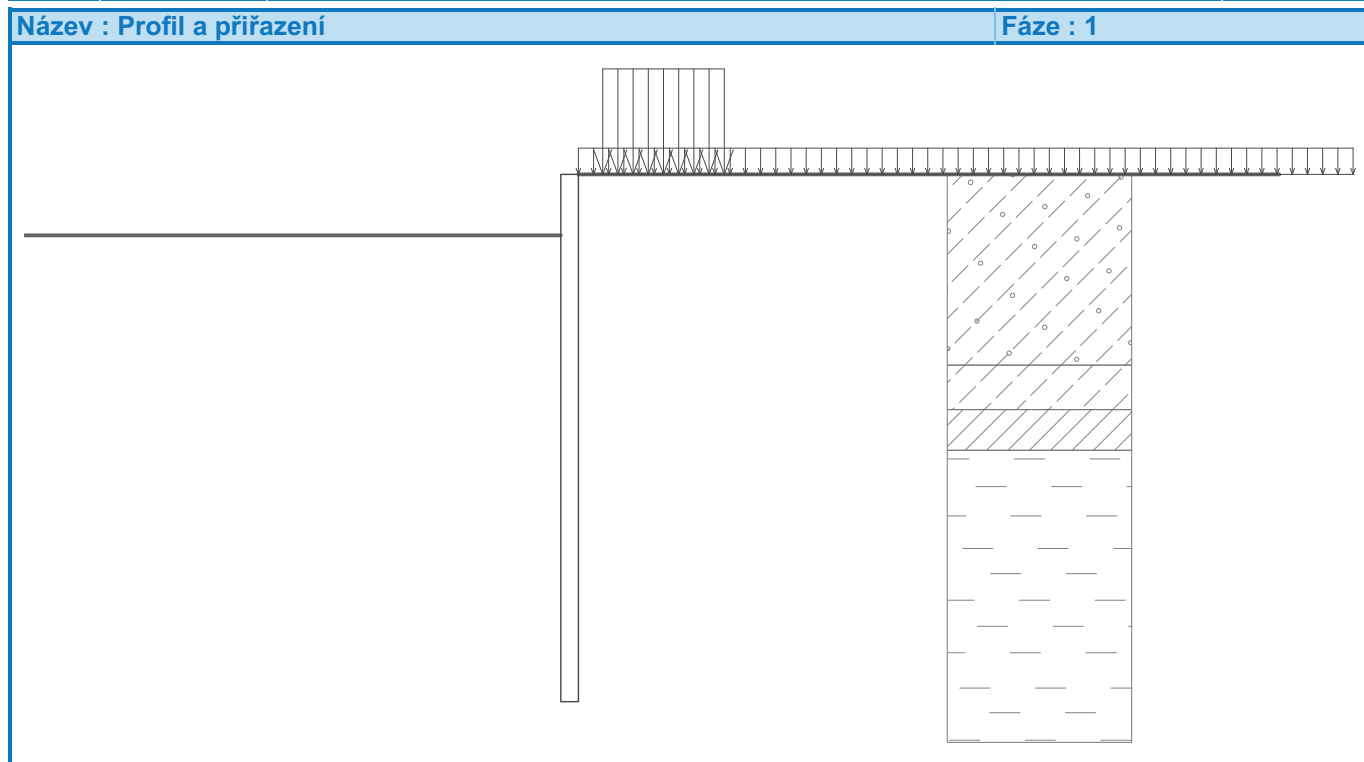
Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,70	Sprašová hlína písčitá - F4	
2	1,10	Sprašová hlína - F8	
3	1,00	Detrit - Eluvium	



Pouze pro nekomerční využití



Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
4	11,00	Neogenní jíl - F8	
5	2,00	Neogenní jíl - F8	
6	0,50	Granodiorit - R5	
7	-	Granodiorit - R4	



Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,50 m.

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		stálé	12,00				na terénu
2	ANO		proměnné	48,00		0,60	3,00	na terénu

Číslo	Název
1	Městská doprava
2	Pojezd vozidel-do 30 t

Celkové nastavení výpočtu

Výpočet aktivního tlaku - Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku - Caquot-Kerisel (ČSN 730037)



Pouze pro nekomerční využití



Počet dělení stěny na konečné prvky = 20

Nastavení výpočtu fáze

Výpočet proveden bez redukce vstupních dat.

Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou $\sigma_{z,\min} = 0,20\sigma_z$.

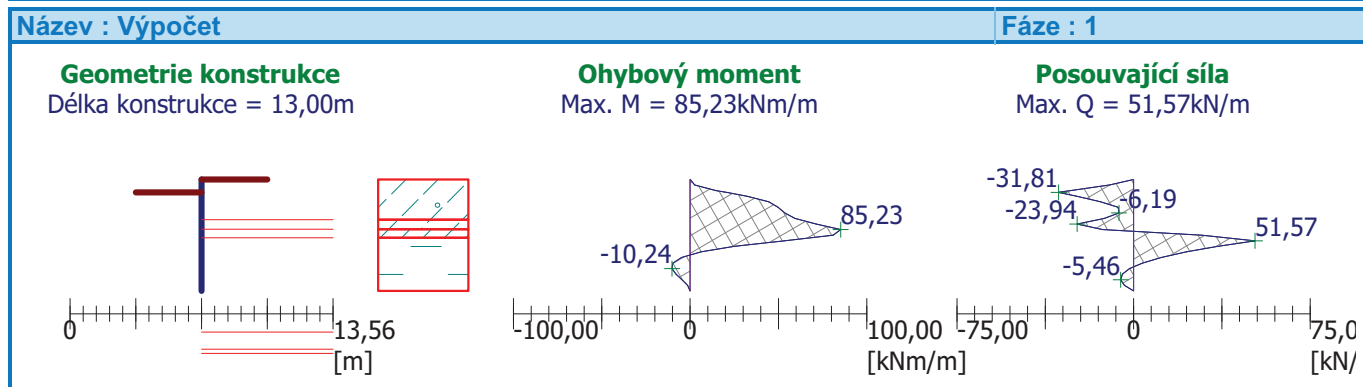
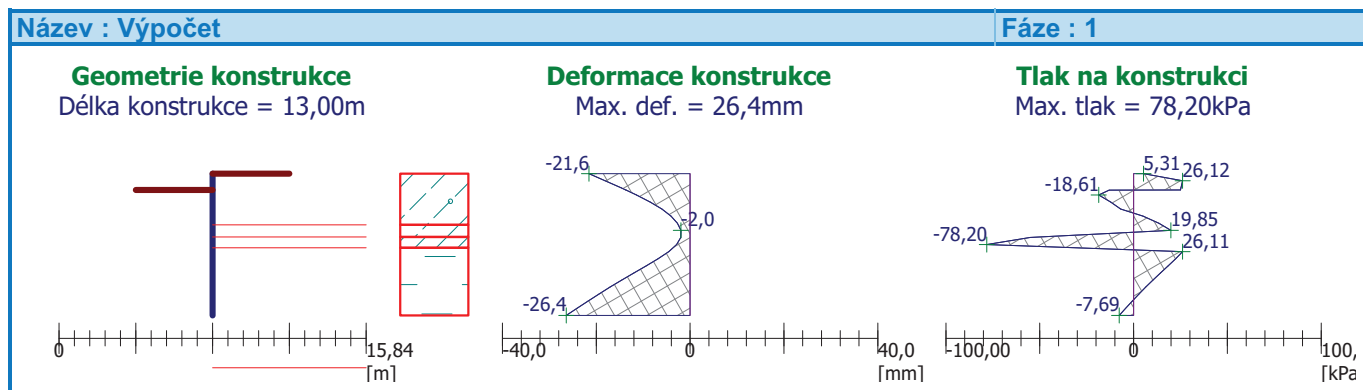
Modul reakce podloží je redukován pro záporové pažení.

Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)

Maximální posouvající síla = 51,57 kN/m

Maximální moment = 85,23 kNm/m

Maximální deformace = 26,4 mm



Vstupní data (Fáze budování 2)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,50 m.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		stálé	10,00				na terénu
2	ANO		proměnné	48,00		0,60	3,00	na terénu

Číslo	Název
1	Městská doprava
2	Pojezd vozidel-do 30 t

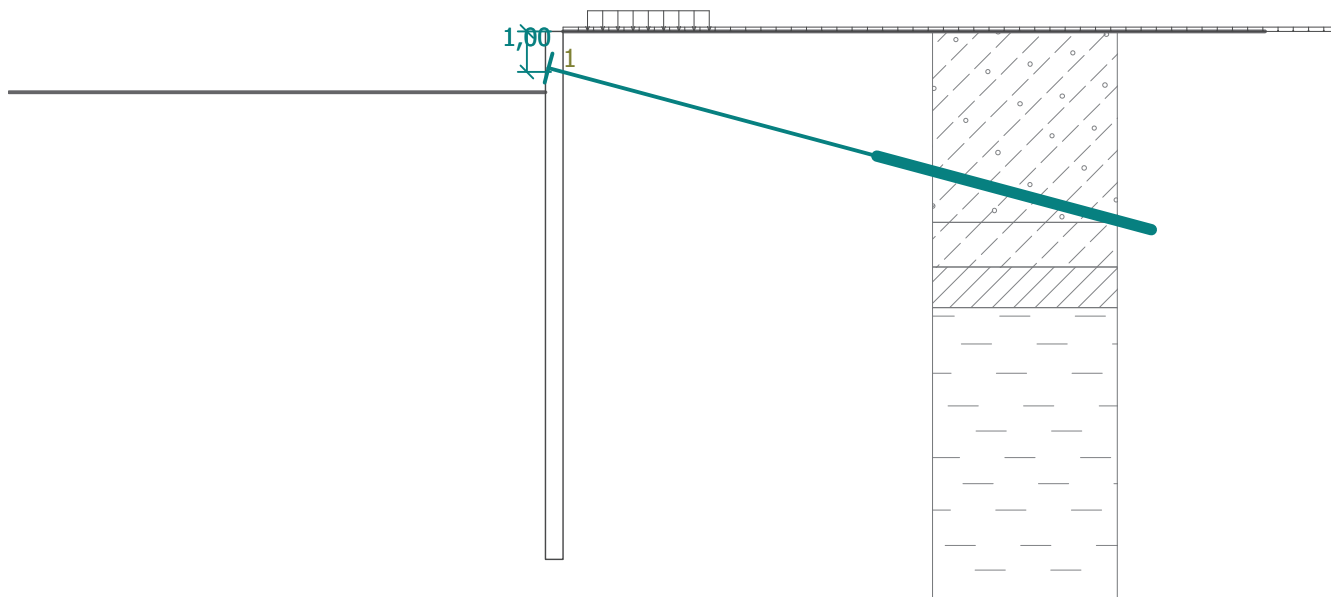
Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	ANO	1,00	8,00	7,00	15,00	3,00

Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm ²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		700,000	210000,00		100,00

Název : Kotvy

Fáze : 2



Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)

Maximální posouvající síla = 49,62 kN/m
 Maximální moment = 77,45 kNm/m
 Maximální deformace = 25,2 mm

Síly v kotvách

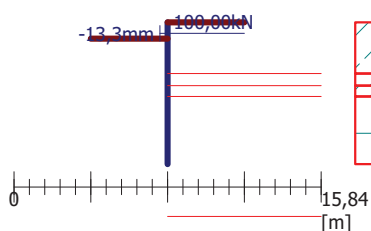
Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	-13,3	100,00

Název : Výpočet

Fáze : 2

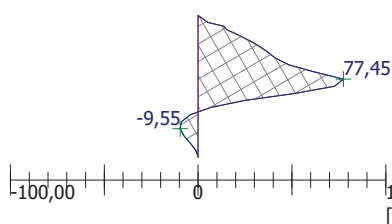
Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 13,00m



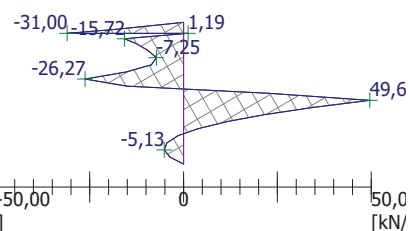
Ohybový moment

Max. M = 77,45kNm/m



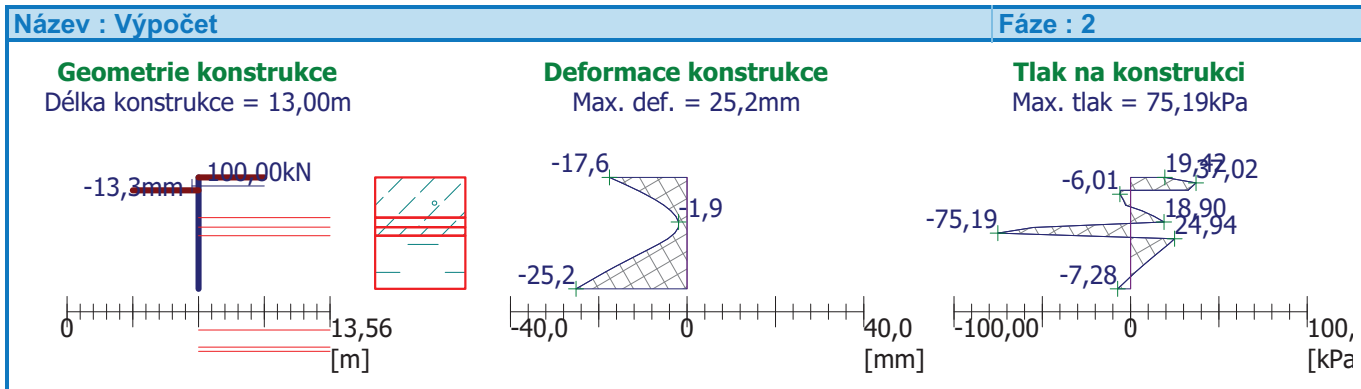
Posouvající síla

Max. Q = 49,62kN/m



Pouze pro nekomerční využití





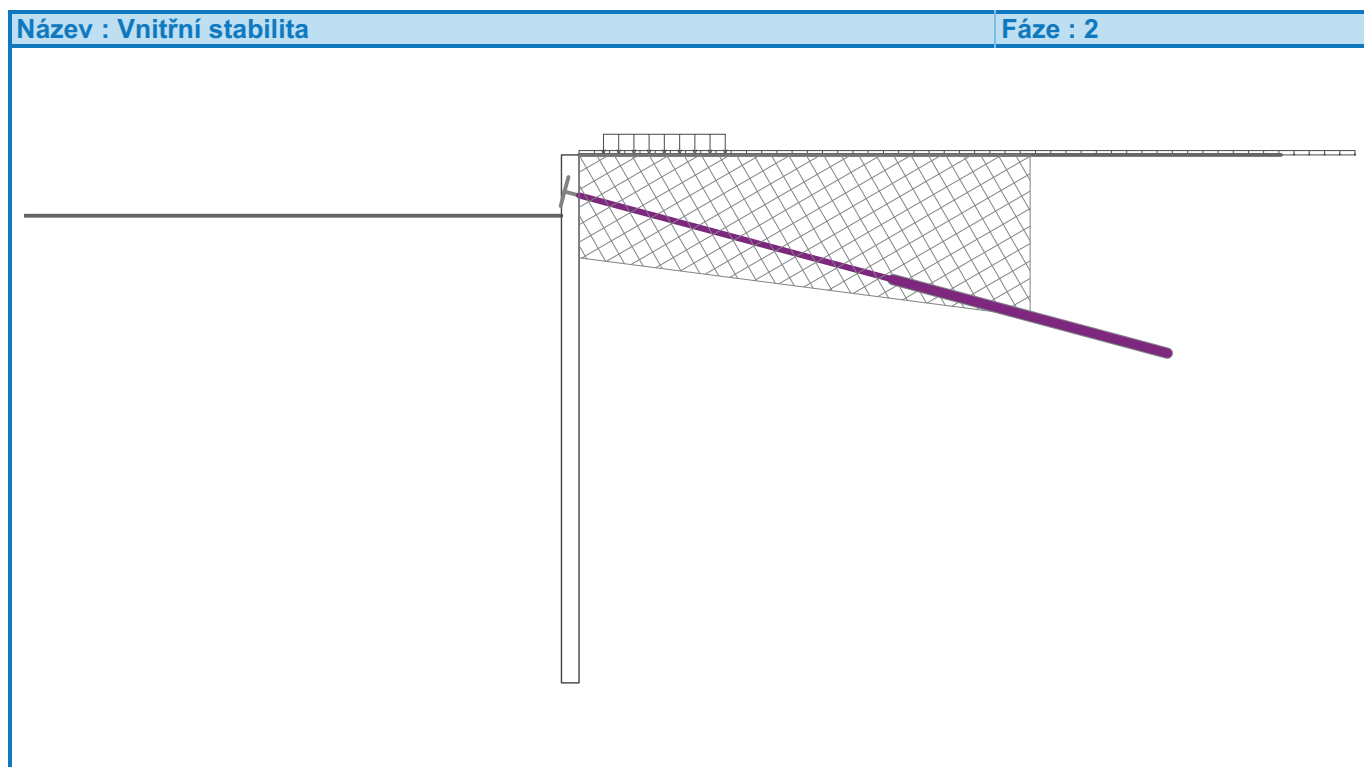
Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Stupeň bezpečnosti
1	100,00	1462,10	14,62

Rozhodující řada kotev : 1

Požadovaný stupeň bezp. $SB = 1,50 < 14,62 = SB_{\text{minim.}}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE



Vstupní data (Fáze budování 3)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 4,50 m.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		stálé	10,00				na terénu
2	ANO		proměnné	48,00		0,60	3,00	na terénu
Číslo	Název							
1	Městská doprava							



Pouze pro nekomerční využití

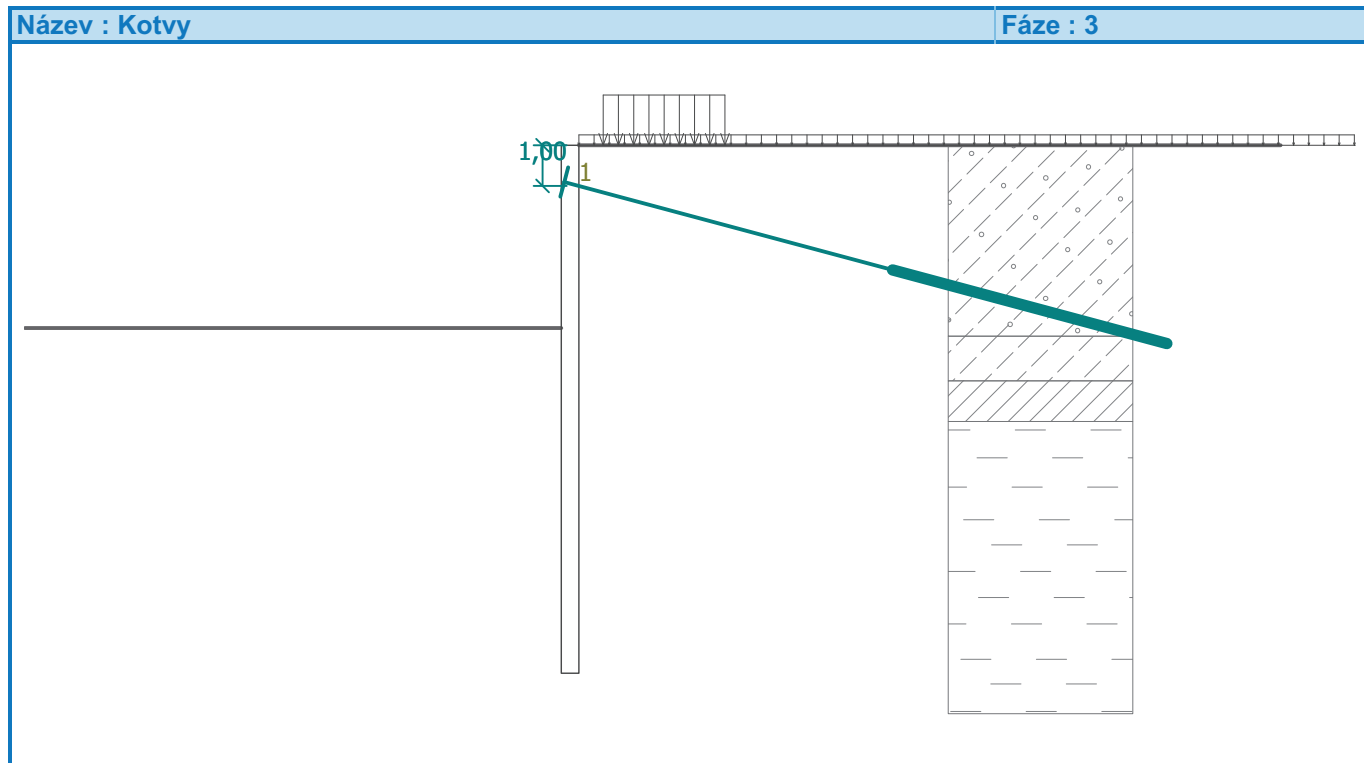


Číslo	Název
2	Pojezd vozidel-do 30 t

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	NE	1,00	8,00	7,00	15,00	3,00

Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		700,000	210000,00		192,01

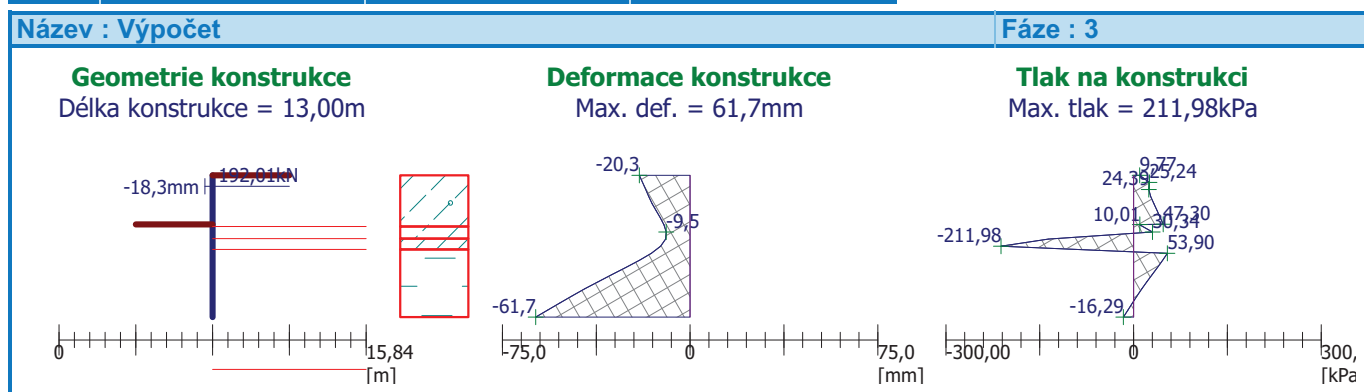


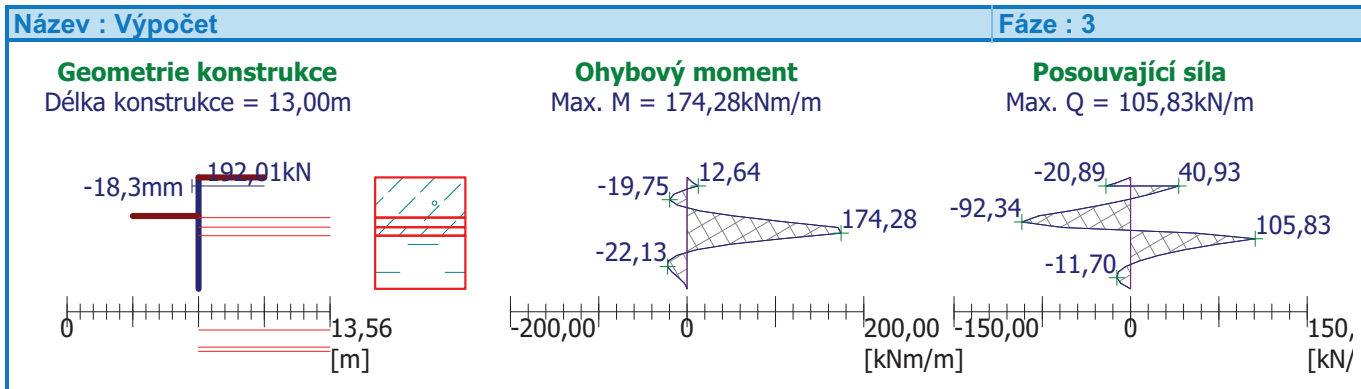
Výsledky výpočtu (Fáze budování 3)

Maximální posouvající síla = 105,83 kN/m
 Maximální moment = 174,28 kNm/m
 Maximální deformace = 61,7 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	-18,3	192,01





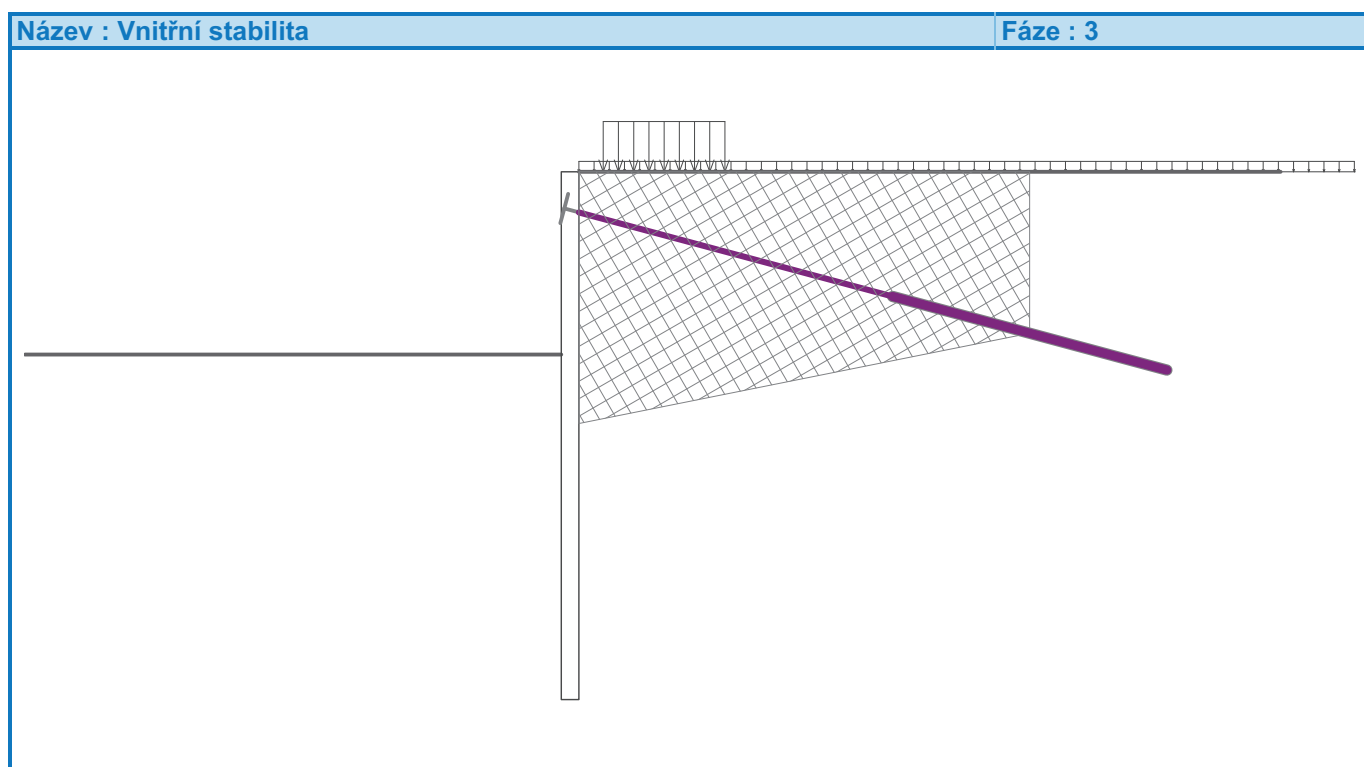
Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Stupeň bezpečnosti
1	192,01	1560,83	8,13

Rozhodující řada kotev : 1

Požadovaný stupeň bezp. $SB = 1,50 < 8,13 = SB_{\text{minim.}}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE



Vstupní data (Fáze budování 4)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 4,50 m.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		stálé	10,00				na terénu
2	ANO		proměnné	48,00		0,60	3,00	na terénu
Číslo	Název							
1	Městská doprava							



Pouze pro nekomerční využití

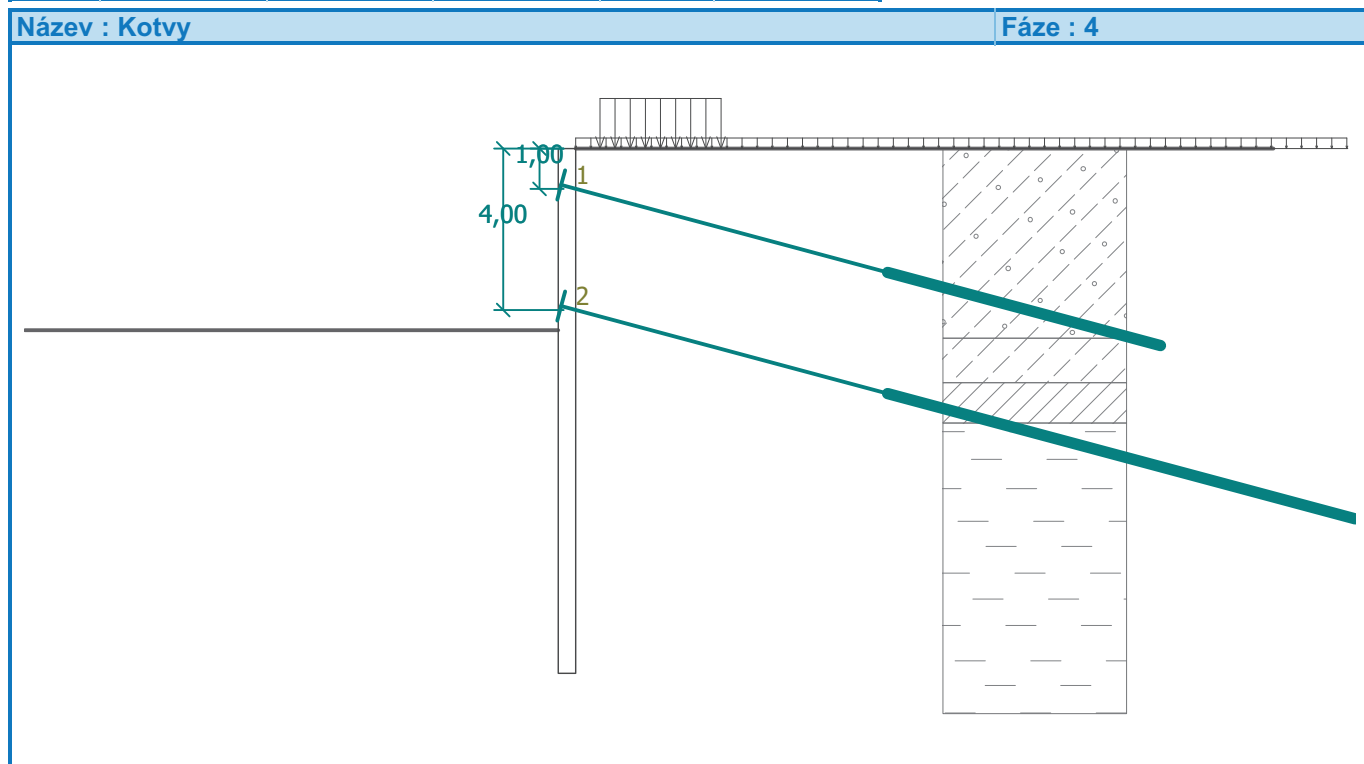


Číslo	Název
2	Pojezd vozidel-do 30 t

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	NE	1,00	8,00	7,00	15,00	3,00
2	ANO	4,00	8,00	12,00	15,00	3,00

Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		700,000	210000,00		167,43
2		700,000	210000,00		300,00



Výsledky výpočtu (Fáze budování 4)

Maximální posouvající síla = 104,53 kN/m
 Maximální moment = 146,45 kNm/m
 Maximální deformace = 62,3 mm

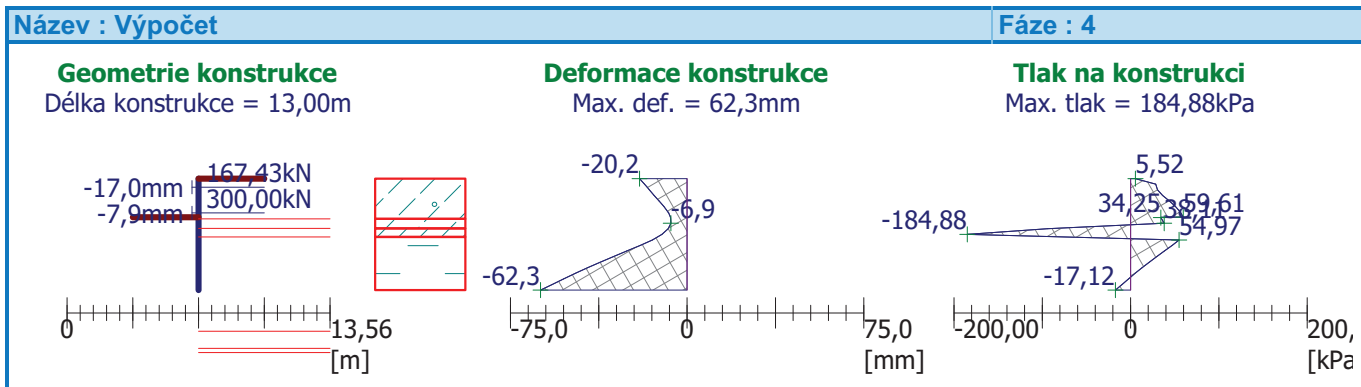
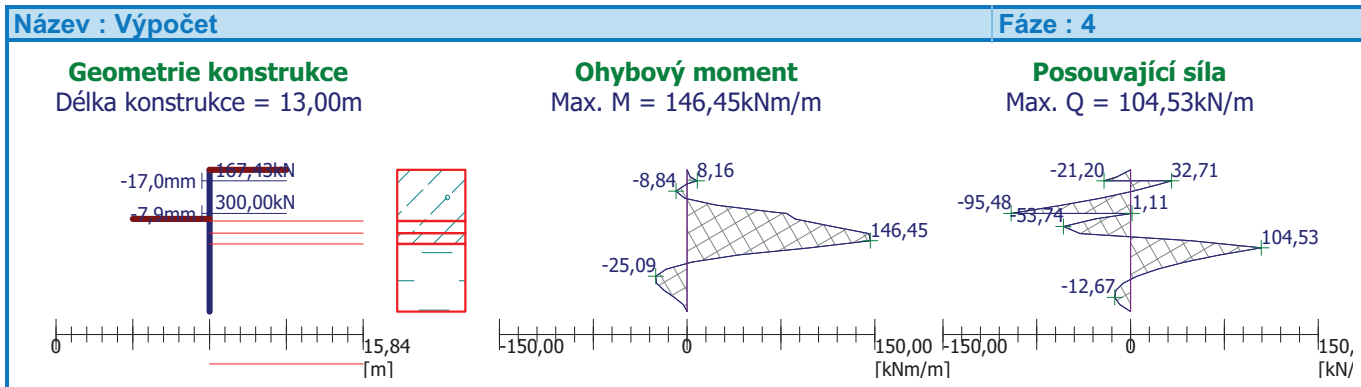
Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	-17,0	167,43
2	4,00	-7,9	300,00



Pouze pro nekomerční využití





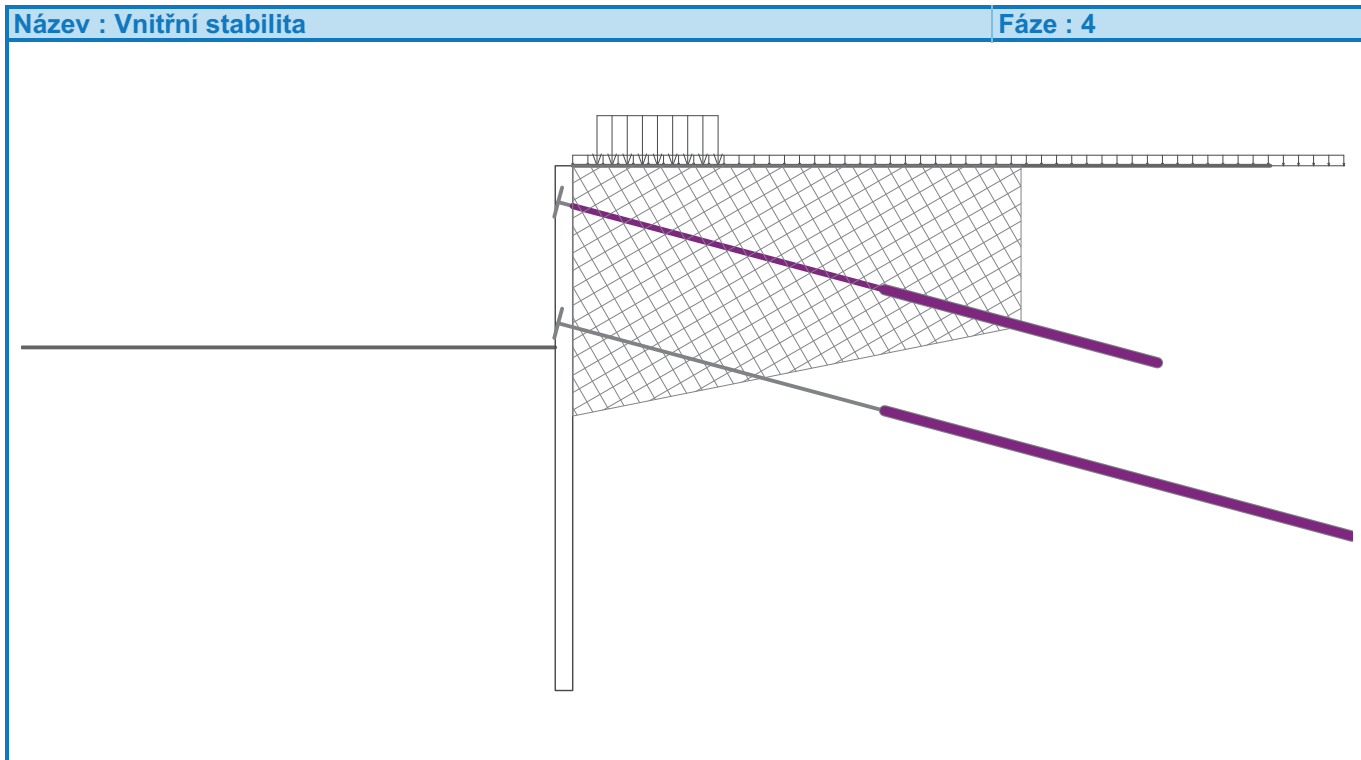
Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Stupeň bezpečnosti
1	167,43	1560,83	9,32
2	300,00	4080,25	13,60

Rozhodující řada kotev : 1

Požadovaný stupeň bezp. SB = 1,50 < 9,32 = SB_{minim.}

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE



Vstupní data (Fáze budování 5)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 7,50 m.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		stálé	10,00				na terénu
2	ANO		proměnné	48,00		0,60	3,00	na terénu

Číslo	Název
1	Městská doprava
2	Pojezd vozidel-do 30 t

Zadané kotvy

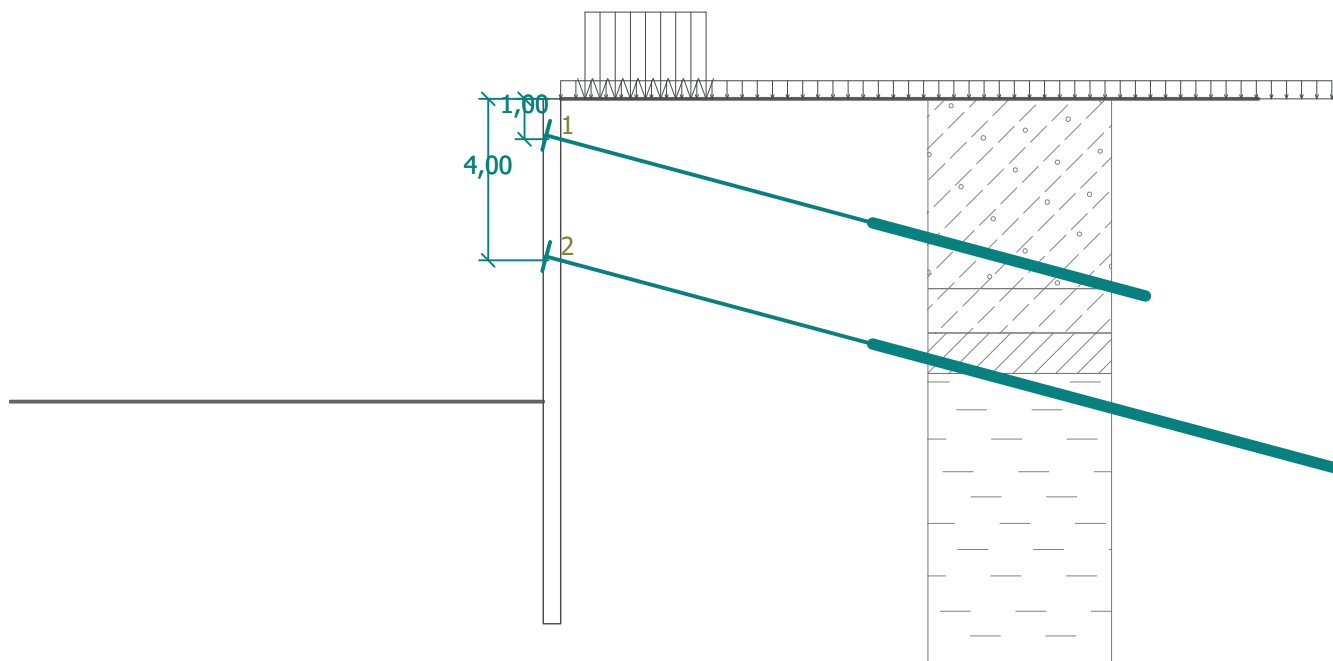
Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	NE	1,00	8,00	7,00	15,00	3,00
2	NE	4,00	8,00	12,00	15,00	3,00

Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm ²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		700,000	210000,00		131,69
2		700,000	210000,00		733,61



Pouze pro nekomerční využití





Výsledky výpočtu (Fáze budování 5)

Maximální posouvající síla = 138,66 kN/m
 Maximální moment = 154,92 kNm/m
 Maximální deformace = 88,1 mm

Síly v kotvách

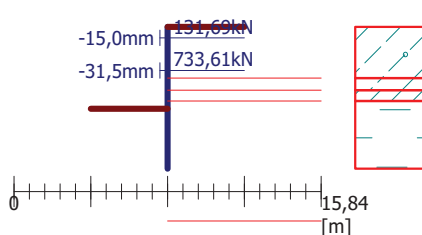
Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	-15,0	131,69
2	4,00	-31,5	733,61

Název : Výpočet

Fáze : 5

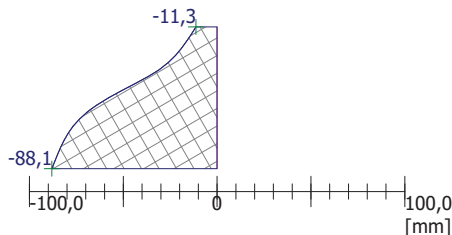
Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 13,00m



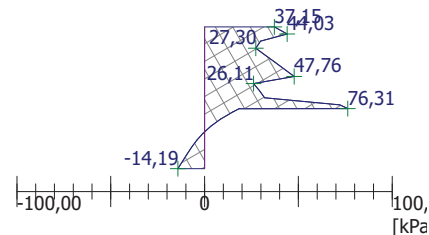
Deformace konstrukce

Max. def. = 88,1mm



Tlak na konstrukci

Max. tlak = 76,31kPa

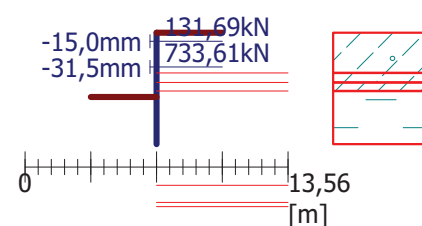


Název : Výpočet

Fáze : 5

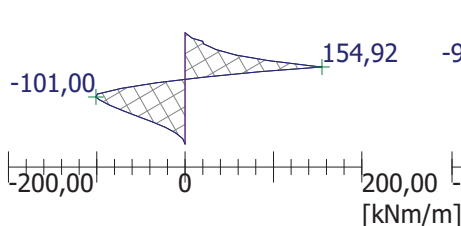
Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 13,00m



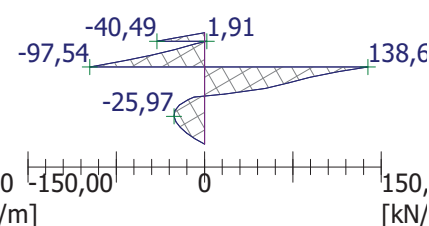
Ohybový moment

Max. M = 154,92kNm/m



Posouvající síla

Max. Q = 138,66kN/m



Pouze pro nekomerční využití



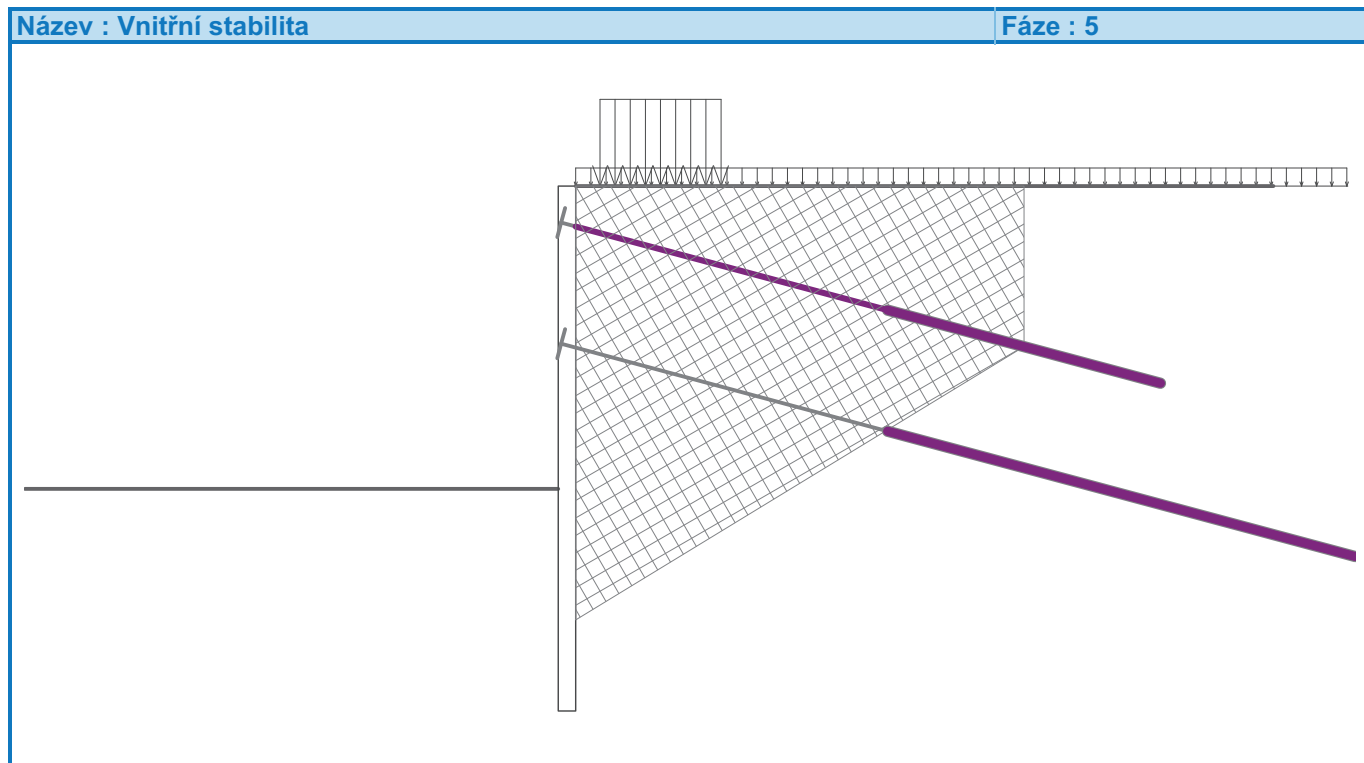
Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Stupeň bezpečnosti
1	131,69	963,80	7,32
2	733,61	2308,40	3,15

Rozhodující řada kotev : 2

Požadovaný stupeň bezp. $SB = 1,50 < 3,15 = SB_{\text{minim.}}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE



Vstupní data (Fáze budování 6)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 7,50 m.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		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				na terénu
2	ANO		proměnné	48,00		0,60	3,00	na terénu

Číslo	Název
1	Městská doprava
2	Pojezd vozidel-do 30 t

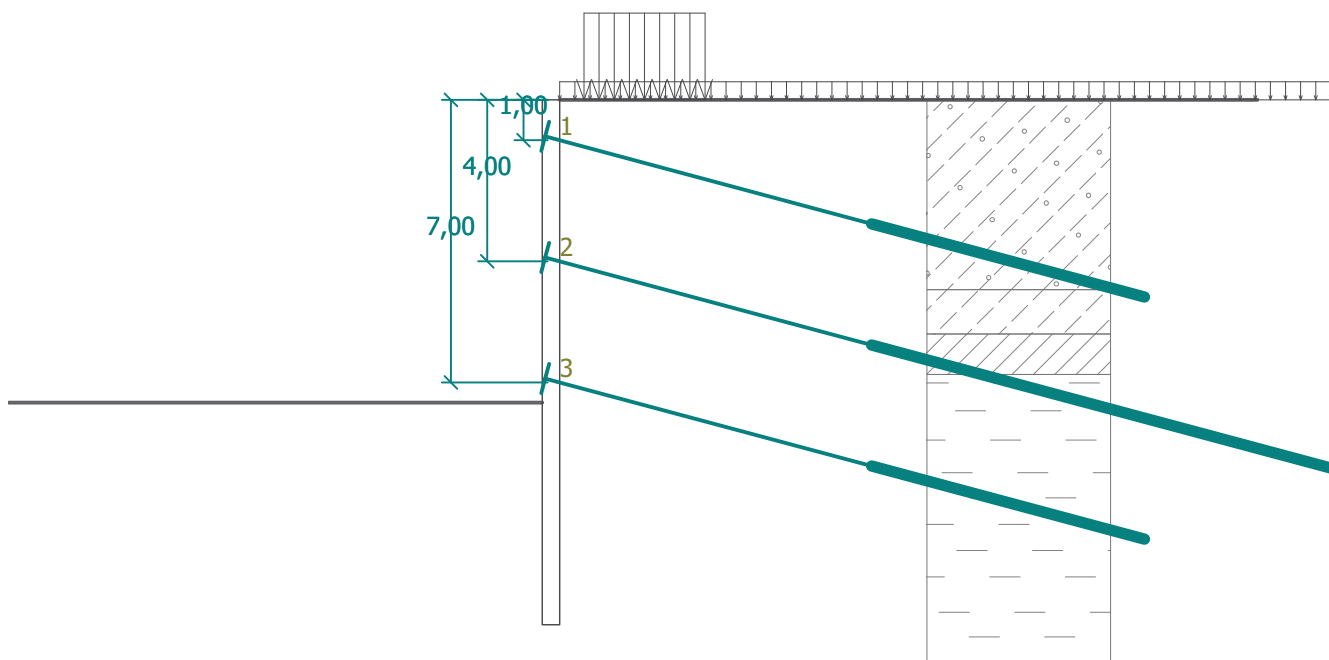
Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	NE	1,00	8,00	7,00	15,00	3,00
2	NE	4,00	8,00	12,00	15,00	3,00
3	ANO	7,00	8,00	7,00	15,00	3,00

Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm ²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		700,000	210000,00		139,19
2		700,000	210000,00		729,11
3		700,000	210000,00		300,00

Název : Kotvy

Fáze : 6



Výsledky výpočtu (Fáze budování 6)

Maximální posouvající síla = 139,01 kN/m
Maximální moment = 135,87 kNm/m
Maximální deformace = 88,1 mm

Síly v kotvách

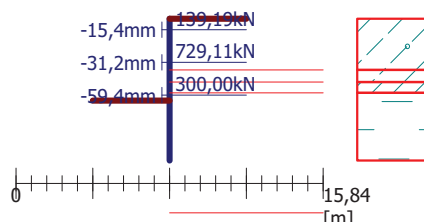
Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	-15,4	139,19
2	4,00	-31,2	729,11
3	7,00	-59,4	300,00

Název : Výpočet

Fáze : 6

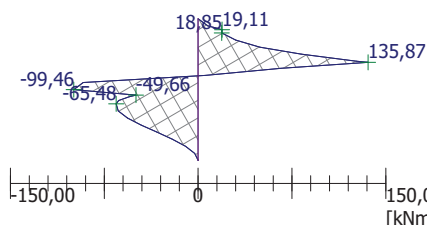
Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 13,00m



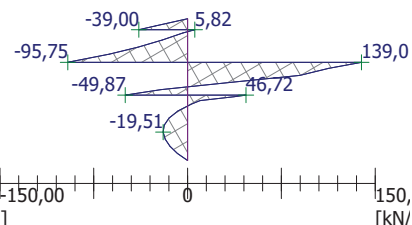
Ohybový moment

Max. M = 135,87kNm/m



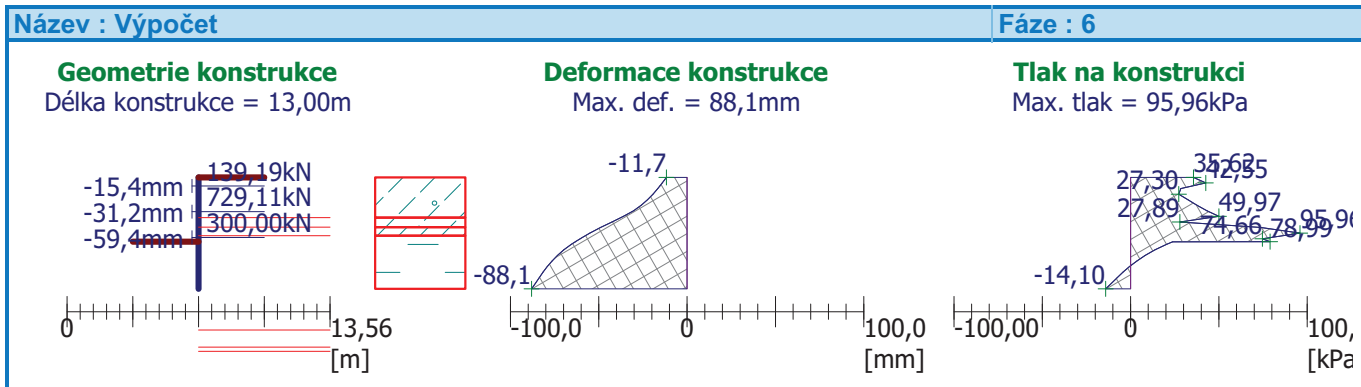
Posouvající síla

Max. Q = 139,01kN/m



Pouze pro nekomerční využití





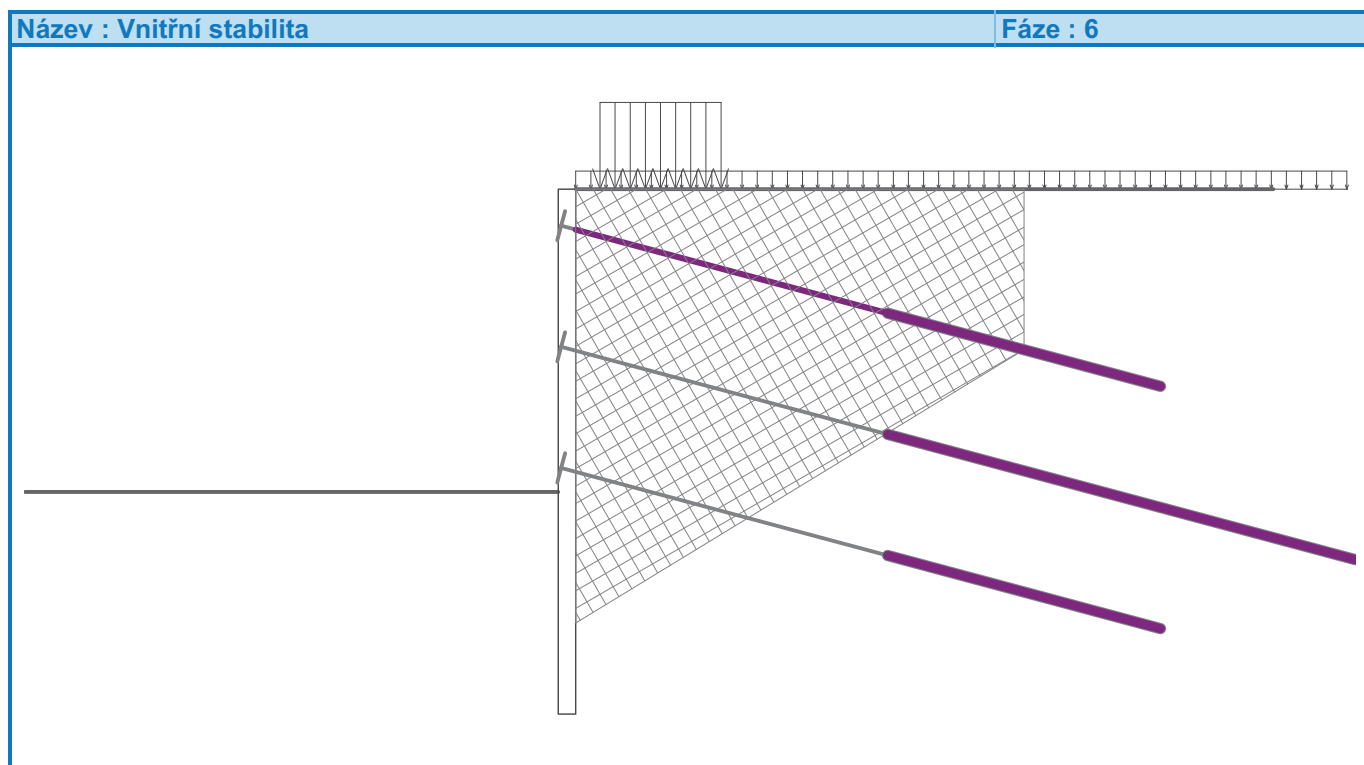
Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Stupeň bezpečnosti
1	139,19	963,80	6,92
2	729,11	2000,90	2,74
3	300,00	2768,00	9,23

Rozhodující řada kotev : 2

Požadovaný stupeň bezp. $SB = 1,50 < 2,74 = SB_{\text{minim.}}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE



Vstupní data (Fáze budování 7)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 8,50 m.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		stálé	10,00				na terénu
2	ANO		proměnné	48,00		0,60	3,00	na terénu



Pouze pro nekomerční využití

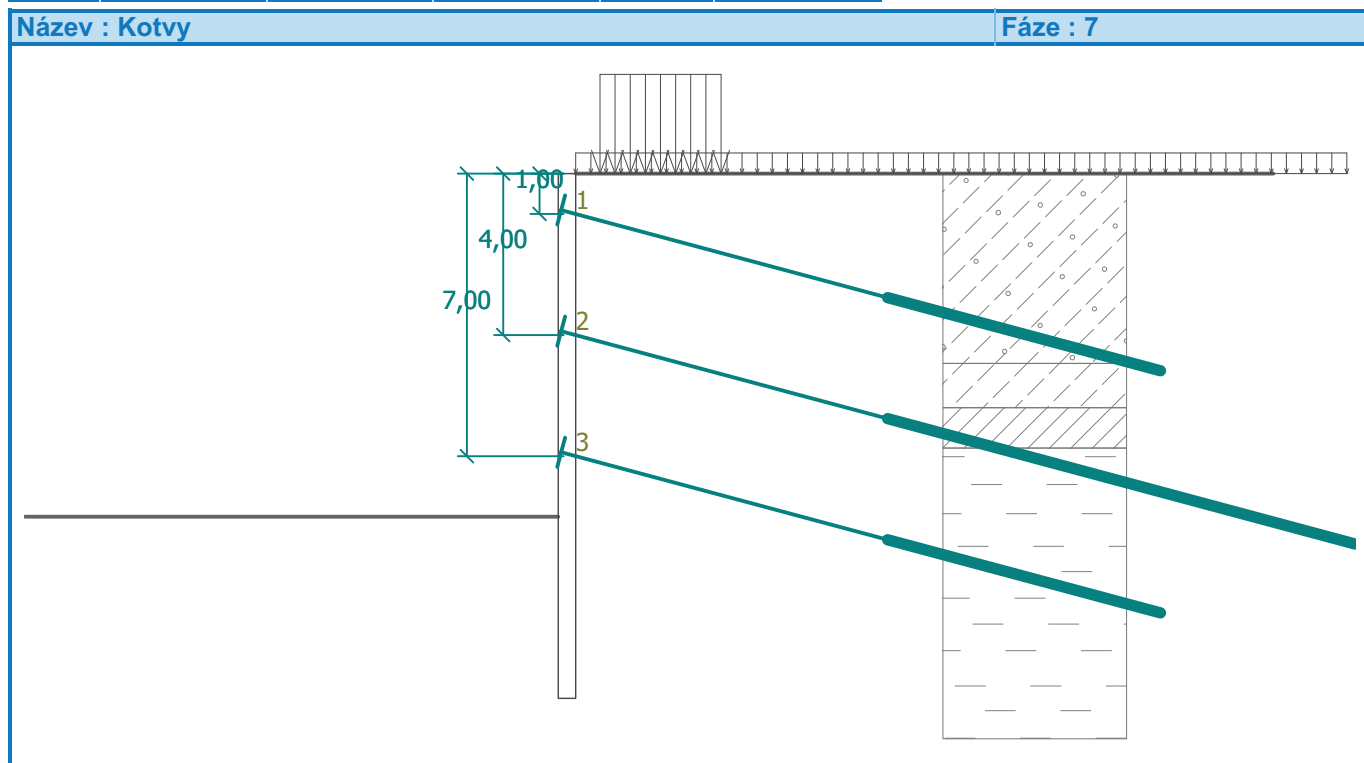


Číslo	Název
1	Městská doprava
2	Pojezd vozidel-do 30 t

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	NE	1,00	8,00	7,00	15,00	3,00
2	NE	4,00	8,00	12,00	15,00	3,00
3	NE	7,00	8,00	7,00	15,00	3,00

Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm ²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		700,000	210000,00		134,69
2		700,000	210000,00		717,85
3		700,000	210000,00		358,56



Výsledky výpočtu (Fáze budování 7)

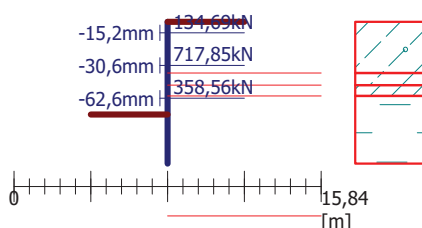
Maximální posouvající síla = 128,40 kN/m
 Maximální moment = 153,20 kNm/m
 Maximální deformace = 101,6 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	-15,2	134,69
2	4,00	-30,6	717,85
3	7,00	-62,6	358,56

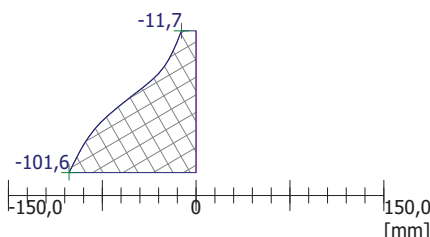
Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 13,00m



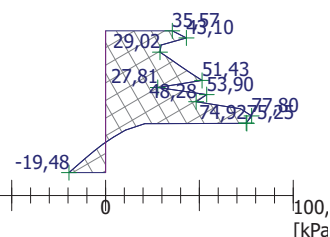
Deformace konstrukce

Max. def. = 101,6mm



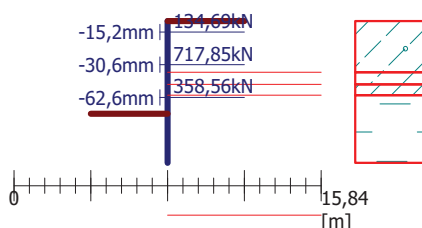
Tlak na konstrukci

Max. tlak = 77,80kPa



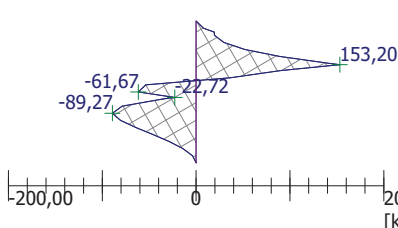
Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 13,00m



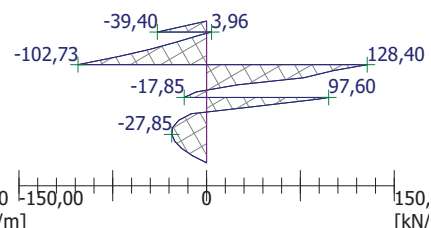
Ohybový moment

Max. M = 153,20kNm/m



Posouvající síla

Max. Q = 128,40kN/m



Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Stupeň bezpečnosti
1	134,69	720,93	5,35
2	717,85	1633,50	2,28
3	358,56	2327,68	6,49

Rozhodující řada kotev : 2

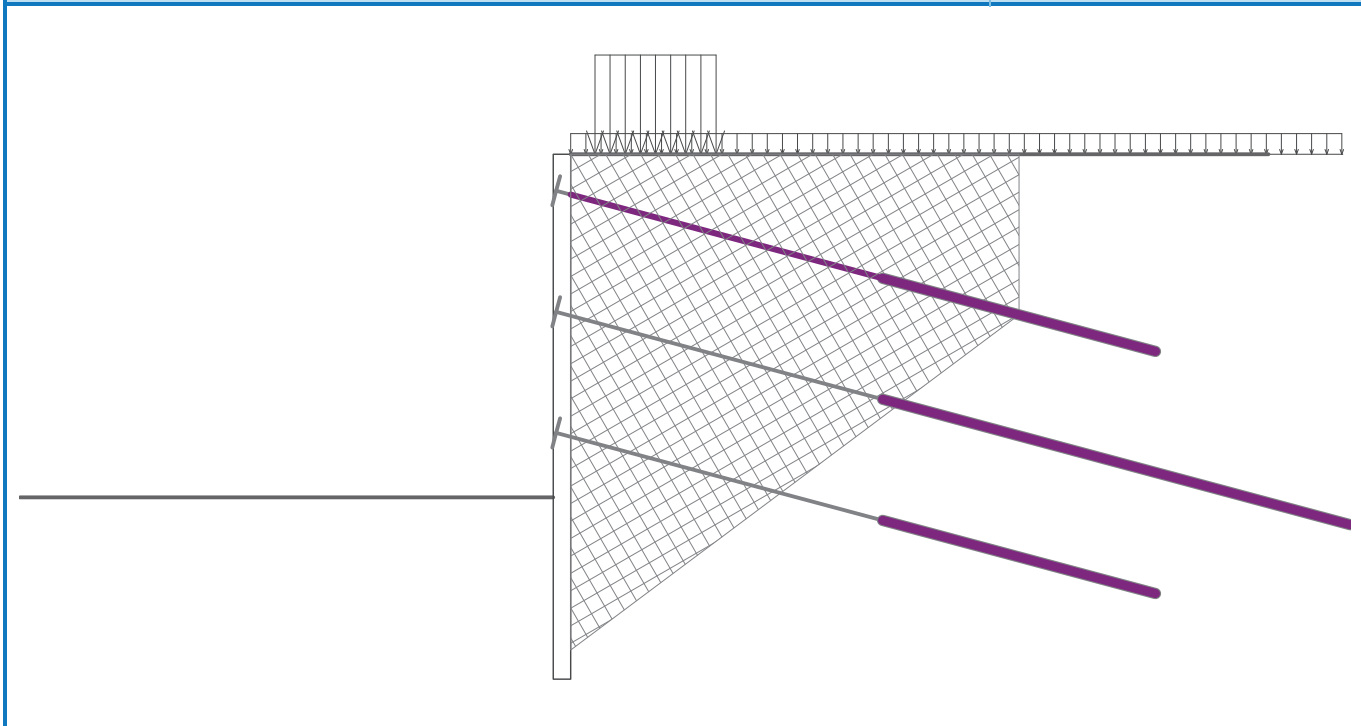
Požadovaný stupeň bezp. SB = 1,50 < 2,28 = SB_{minim.}

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE



Pouze pro nekomerční využití





Pouze pro nekomerční využití



4.1.2. Posouzení – zápory

Posouzení bylo provedeno podle zásad ČSN EN 1993-1-1 v páté fázi, kdy je konstrukce zatěžována ohybovým momentem v kombinaci s největší normálovou silou vyvolanou působením zemních kotev.

Profil	I 400		
Ocel	S	235	-
Průřezová plocha	A	0,012	m ²
Moment setrvačnosti	I _y	290	m ⁴
Průřezový modul	w _y	1,5	m ³
Maximální moment	M _{k,max}	153,20	kNm
Délka	l _z	13,00	m
Síla v kotvě 1	F _{k,1}	134,69	kN
Síla v kotvě 2	F _{k,2}	717,85	kN
Síla v kotvě 3	F _{k,3}	358,56	
Součinitel zatížení	γ _F	1,10	-
Součinitel spolehlivosti materiálu	γ _{M0}	1,15	-
Vzdálenost zápor	l	1,50	m
Vzdálenost kotev	l _k	3,00	m
Skon kotev	α	15,00	°

Zatížení profilu:

$$\begin{aligned}
 M_{ed} &= M_{k,max} * l * \gamma_F &= & 252,78 & \text{kNm} \\
 N_{ed} &= \Sigma F_k * \sin \alpha * \gamma_F &= & 344,80 & \text{kN}
 \end{aligned}$$

Únosnost profilu:

$$\begin{aligned}
 M_{Rd} &= W_{el,y} * f / \gamma_{M0} &= & 306,52 & \text{kNm} \\
 N_{Rd} &= A * f / \gamma_{M0} &= & 2452,17 & \text{kN}
 \end{aligned}$$

Posouzení:

$$(N_{ed}/N_{Rd}) + (M_{ed}/M_{Rd}) = 0,97 < 1,0$$

VYHOVUJE

4.1.3. Posouzení – převázky

Posouzení převázek je provedeno dle zásad ČSN EN 1993-1-1 na maximální kotevní sílu.

Profil	2 x I 340		
Průřezový modul	w_y	0,92	m ³
Ocel	S	235	-
Maximální síla v kotvě	$F_{k,max}$	717,85	kN
Součinitel zatížení	γ_F	1,10	-
Součinitel spolehlivosti materiálu	γ_{M0}	1,15	
Délka převázky	l	1,80	m

Zatížení převázky:

$$F_{d,max} = F_{k,max} * \gamma_F = 789,64 \quad \text{kN}$$

$$M_{Ed} = 1/4 * F_{d,max} * l = 355,34 \quad \text{kNm}$$

Únosnost převázky:

$$M_{Rd} = W_{el,y} * f / \gamma_{M0} = 376,00 \quad \text{kNm}$$

Posouzení:

$$M_{Ed}/M_{Rd} = 0,95 < 1,0$$

VYHOVUJE

4.1.4. Posouzení – pažiny

Dřevěné pažiny jsou posouzeny dle zásad ČSN EN 1995-1-1.

Dřevěný hranol	100/100		
Průřezový modul	w_y	0,167	m^3
Únosnost dřeva v ohybu	$f_{m,d}$	14	Mpa
Tlak na konstrukci	$\sigma_{k,max}$	54,53	kPa
Součinitel zatížení	γ_F	1,10	-
Délka převázky	l	1,50	m

Zatížení pažiny:

$$\begin{aligned}\sigma_{d,max} &= \sigma_{k,max} * \gamma_F &= & 59,983 & \text{kPa} \\ M_{Ed} &= 1/8 * \sigma_{d,max} * l^2 &= & 1,69 & \text{kNm}\end{aligned}$$

Únosnost pažiny:

$$M_{Rd} = W_{el,y} * f = 2,34 \text{ kNm}$$

Posouzení:

$$M_{ed}/M_{Rd} = 0,72157 < 1,0$$

VYHOVUJE

4.1.5. Posouzení – kotvy

Kotvy byly posouzeny na tři možné způsoby porušení dle ČSN EN 1993-1, ČSN EN 1992-1 a ČSN EN 1997-1.

Dywidag 1570/1770			
Maximální osová síla v kotvě	F_k	717,8 5	kN
Součinitel zatížení	γ_F	1,1	-
Dílčí součinitel vlastnosti materiálu	γ_P	1,0	-
Jmenovitý průměr lana	d	15,7	mm
Průměr vrtu	d_2	0,175	mm
Průřezová plocha lana	A	140	mm ²
Síla lana na mezi kluzu	F_{rd}	236	kN
Navržený počet lan v kotvě	n	5	ks
Plášťové tření kotvy	t	0,18	Mpa
Volná délka kotvy	L_{free}	8,0	m
Délka kořene	L_{fixed}	12,0	m
Pevnost betonu v tahu	f_{ctm}	2,9	MPa
Součinitel pro trvalé kotvy	γ_r	1,35	-
Součinitel odporu proti vytržení	$\gamma_{a,t}$	1,1	-

a) Vnitřní odpor kotvy:

$$R_d = n * F_{rd} / \gamma_P = 1180,00 \quad \text{kN}$$

$$N_{ed} = F_k * \gamma_F = 789,64 \quad \text{kN}$$

$$R_d = 1180 \quad \text{kN} > N_{ed} = 789,635 \quad \text{kN}$$

VYHOVUJE

b) Odpor proti vytažení kotvy:

$$R_{a,k} = \pi * d_2 * L_{\text{fixed}} * t = 1187,52 \text{ kN}$$

$$R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_{a,t} = 1079,57 \text{ kN}$$

$$R_{a,d} = 1079,57 \text{ kN} > N_{\text{ed}} = 789,635 \text{ kN}$$

VYHOVUJE

c) Odpor proti vytažení z kořene:

Podmínky soudržnosti -

μ_1	1	dobré
μ_1	0,7	špatné
μ_2	1	pro $d < 32 \text{ mm}$

$$R_{tb} = 2.25 * \mu_1 * \mu_2 * f_{ctm} = 6,53 \text{ kN}$$

$$R_{b,k} = L_{\text{fixed}} * R_{tb} * \pi * d * n = 19309,96 \text{ kN}$$

$$R_{b,d} = R_{b,k} / \gamma_r = 14303,67 \text{ kN}$$

$$R_{b,d} = 14303,7 \text{ kN} > N_{\text{ed}} = 789,635 \text{ kN}$$

VYHOVUJE

4.1.6. Průběhy deformací a vnitřních sil – varianta 2

Posouzení pažící konstrukce

Vstupní data

Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 12,00 m

Typ konstrukce : Ocelový I-průřez

Průřez : I 400

Osová vzdálenost průřezů $a = 1,80$ m

Koef.redukce tlaku před stěnou = 1,00

Plocha průřezu	$A = 6,56E-03$ m ² /m
Moment setrvačnosti	$I = 1,62E-04$ m ⁴ /m
Modul pružnosti	$E = 210000,00$ MPa
Modul pružnosti ve smyku	$G = 81000,00$ MPa

Parametry zemin

Sprašová hlína písčitá - F4

Objemová tíha :	$\gamma = 21,00$ kN/m ³
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef} = 19,00$ °
Soudržnost zeminy :	$c_{ef} = 12,00$ kPa
Třecí úhel aktivní :	$\delta_{act} = 13,00$ °
Třecí úhel pasivní :	$\delta_{pas} = 10,00$ °
Zemina :	soudržná
Poissonovo číslo :	$\nu = 0,40$
Modul přetvárnosti :	$E_{def} = 4,50$ MPa
Poissonovo číslo :	$\nu = 0,40$
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} = 21,00$ kN/m ³

Sprašová hlína slabě písčitá - F6

Objemová tíha :	$\gamma = 18,50$ kN/m ³
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef} = 25,00$ °
Soudržnost zeminy :	$c_{ef} = 14,00$ kPa
Třecí úhel aktivní :	$\delta_{act} = 17,00$ °
Třecí úhel pasivní :	$\delta_{pas} = 13,00$ °
Zemina :	soudržná
Poissonovo číslo :	$\nu = 0,35$
Edometrický modul :	$E_{oed} = 5,00$ MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} = 21,00$ kN/m ³

Sprašová hlína -F8

Objemová tíha :	$\gamma = 18,50$ kN/m ³
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef} = 25,00$ °
Soudržnost zeminy :	$c_{ef} = 14,00$ kPa
Třecí úhel aktivní :	$\delta_{act} = 17,00$ °
Třecí úhel pasivní :	$\delta_{pas} = 13,00$ °
Zemina :	soudržná
Poissonovo číslo :	$\nu = 0,35$
Edometrický modul :	$E_{oed} = 5,00$ MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} = 21,00$ kN/m ³

Detrit - Eluvium

Objemová tíha :	$\gamma = 18,50$ kN/m ³
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef} = 35,00$ °
Soudržnost zeminy :	$c_{ef} = 0,00$ kPa



Pouze pro nekomerční využití



Třecí úhel aktivní : $\delta_{act} = 23,00^\circ$
Třecí úhel pasivní : $\delta_{pas} = 17,00^\circ$
Zemina : nesoudržná
Edometrický modul : $E_{oed} = 40,00 \text{ MPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Neogenní jíl - F8

Objemová tíha : $\gamma = 20,50 \text{ kN/m}^3$
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 20,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 17,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel aktivní : $\delta_{act} = 13,00^\circ$
Třecí úhel pasivní : $\delta_{pas} = 10,00^\circ$
Zemina : soudržná
Poissonovo číslo : $\nu = 0,42$
Edometrický modul : $E_{oed} = 3,00 \text{ MPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Granodiorit - R5

Objemová tíha : $\gamma = 20,50 \text{ kN/m}^3$
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 25,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 95,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel aktivní : $\delta_{act} = 17,00^\circ$
Třecí úhel pasivní : $\delta_{pas} = 13,00^\circ$
Zemina : soudržná
Poissonovo číslo : $\nu = 0,25$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 500,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,25$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Granodiorit - R4

Objemová tíha : $\gamma = 20,50 \text{ kN/m}^3$
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 25,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 95,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel aktivní : $\delta_{act} = 17,00^\circ$
Třecí úhel pasivní : $\delta_{pas} = 13,00^\circ$
Zemina : soudržná
Poissonovo číslo : $\nu = 0,25$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 1500,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,25$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,70	Sprašová hlína slabě písčitá - F6	
2	1,10	Sprašová hlína -F8	
3	1,00	Detrit - Eluvium	
4	11,00	Neogenní jíl - F8	



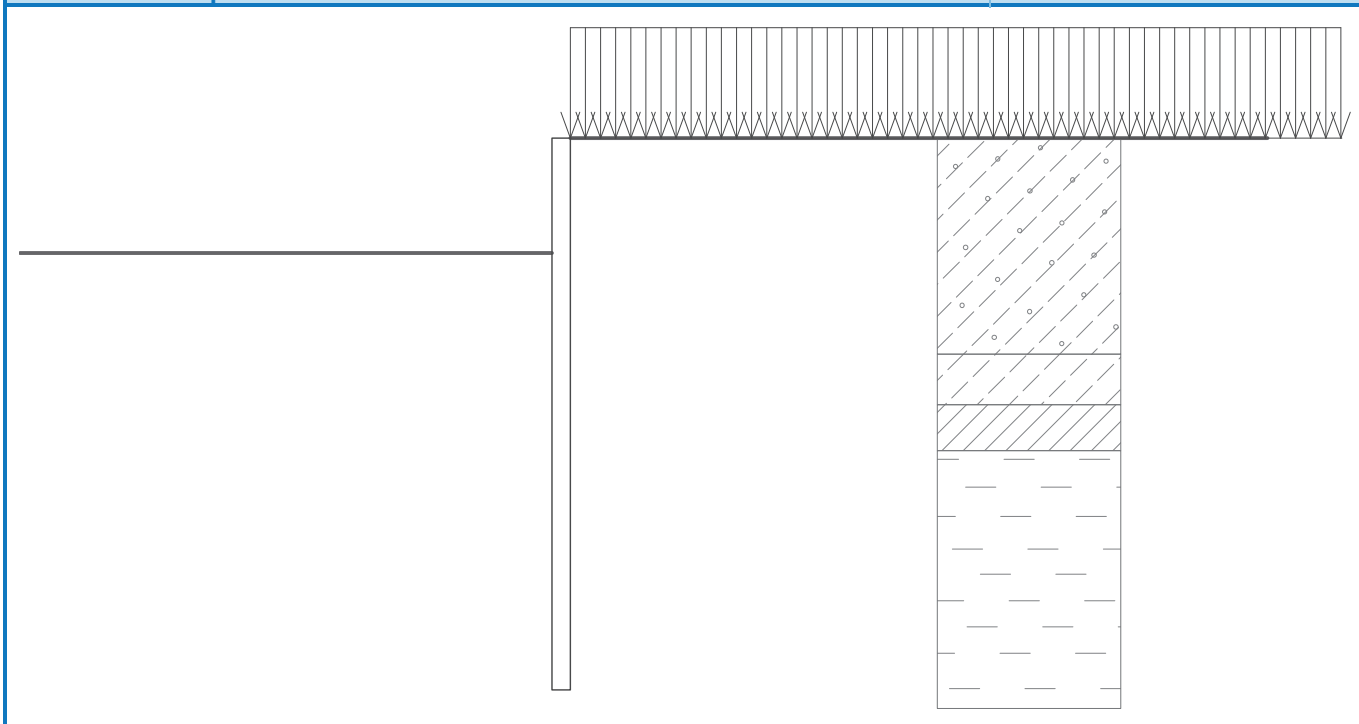
Pouze pro nekomerční využití



Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
5	2,00	Neogenní jíl - F8	
6	0,50	Granodiorit - R5	
7	-	Granodiorit - R4	

Název : Profil a přiřazení

Fáze : 1



Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2,50 m.

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		stálé	12,00				na terénu

Číslo	Název
1	Vozidla do 30 t

Celkové nastavení výpočtu

Výpočet aktivního tlaku - Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku - Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Počet dělení stěny na konečné prvky = 20

Nastavení výpočtu fáze

Výpočet proveden bez redukce vstupních dat.

Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou $\sigma_{z,min} = 0,20\sigma_z$.



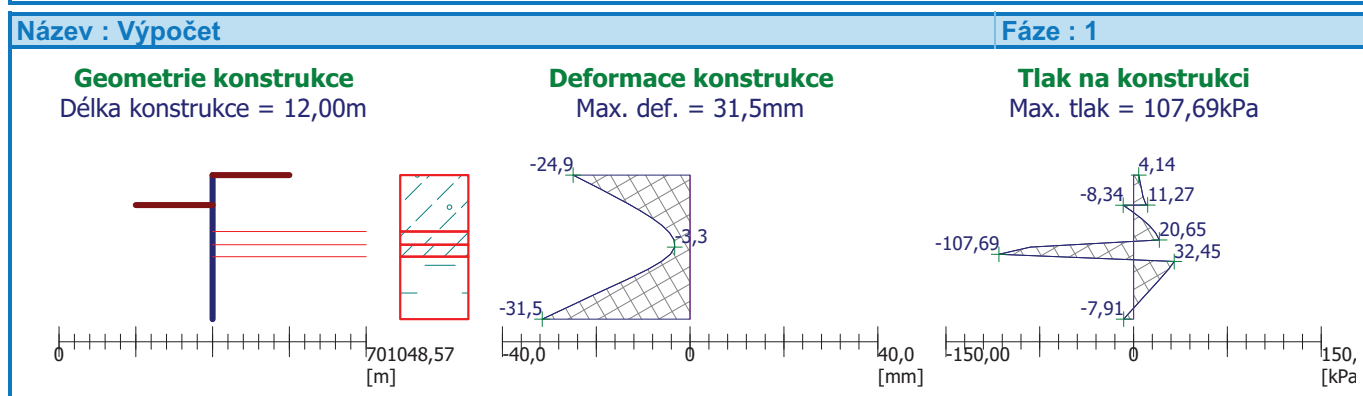
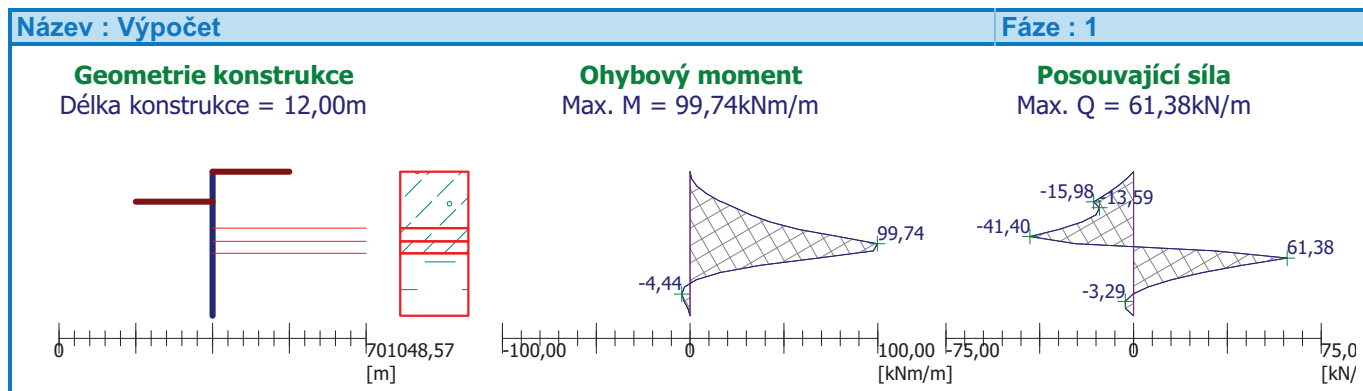
Pouze pro nekomerční využití



Modul reakce podloží je redukován pro záporové pažení.

Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)

Maximální posouvající síla = 61,38 kN/m
Maximální moment = 99,74 kNm/m
Maximální deformace = 31,5 mm



Vstupní data (Fáze budování 2)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2,50 m.

Zadaná plošná přitížení

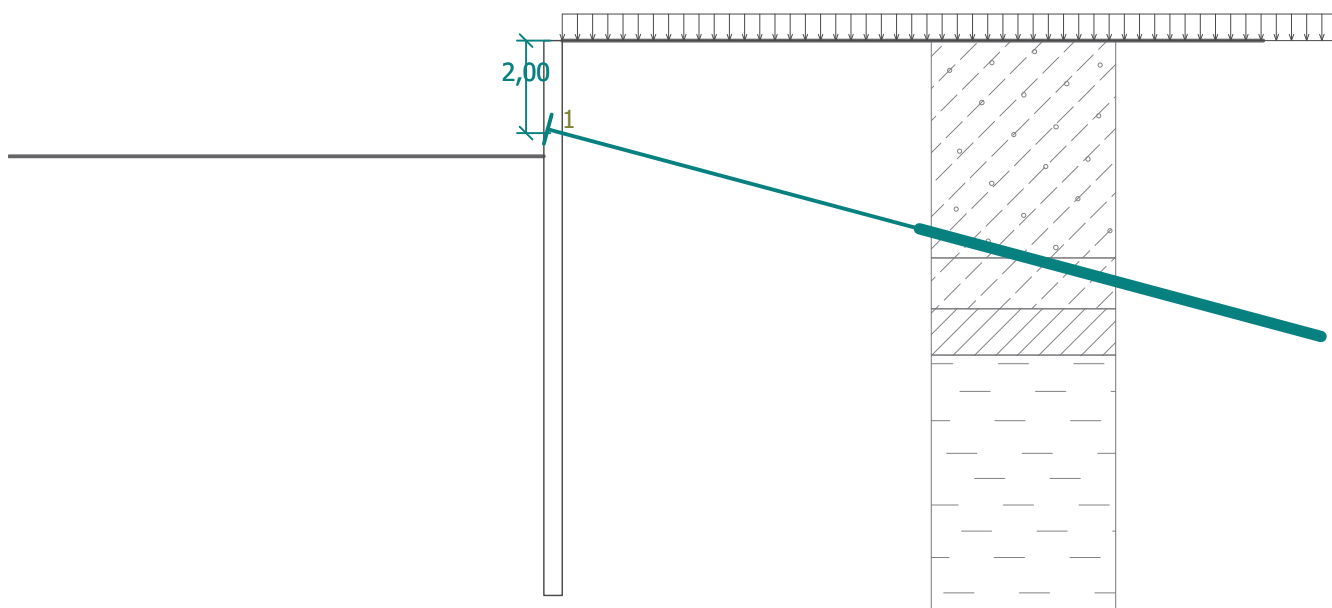
Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		stálé	12,00				na terénu

Číslo	Název
1	Vozidla do 30 t

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	ANO	2,00	8,00	9,00	15,00	3,60

Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm ²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		560,000	210000,00		100,00



Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)

Maximální posouvající síla = 59,82 kN/m
 Maximální moment = 92,79 kNm/m
 Maximální deformace = 31,7 mm

Síly v kotvách

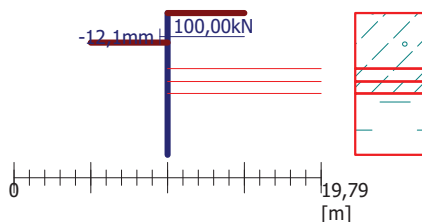
Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	2,00	-12,1	100,00

Název : Výpočet

Fáze : 2

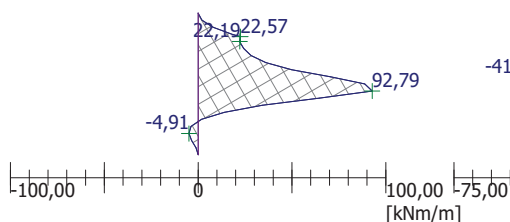
Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 12,00m



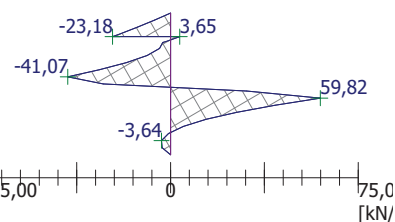
Ohybový moment

Max. M = 92,79kNm/m



Posouvající síla

Max. Q = 59,82kN/m

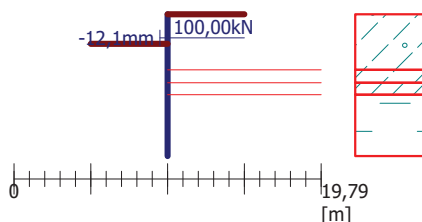


Název : Výpočet

Fáze : 2

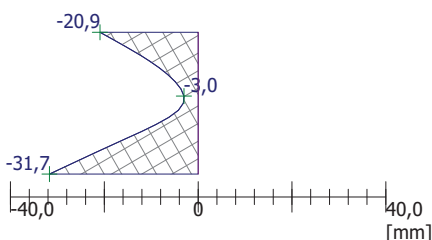
Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 12,00m



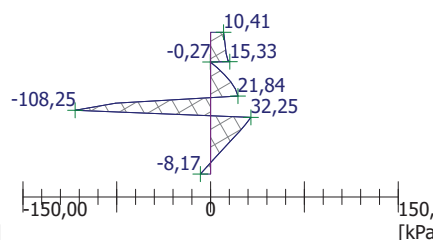
Deformace konstrukce

Max. def. = 31,7mm



Tlak na konstrukci

Max. tlak = 108,25kPa



Pouze pro nekomerční využití



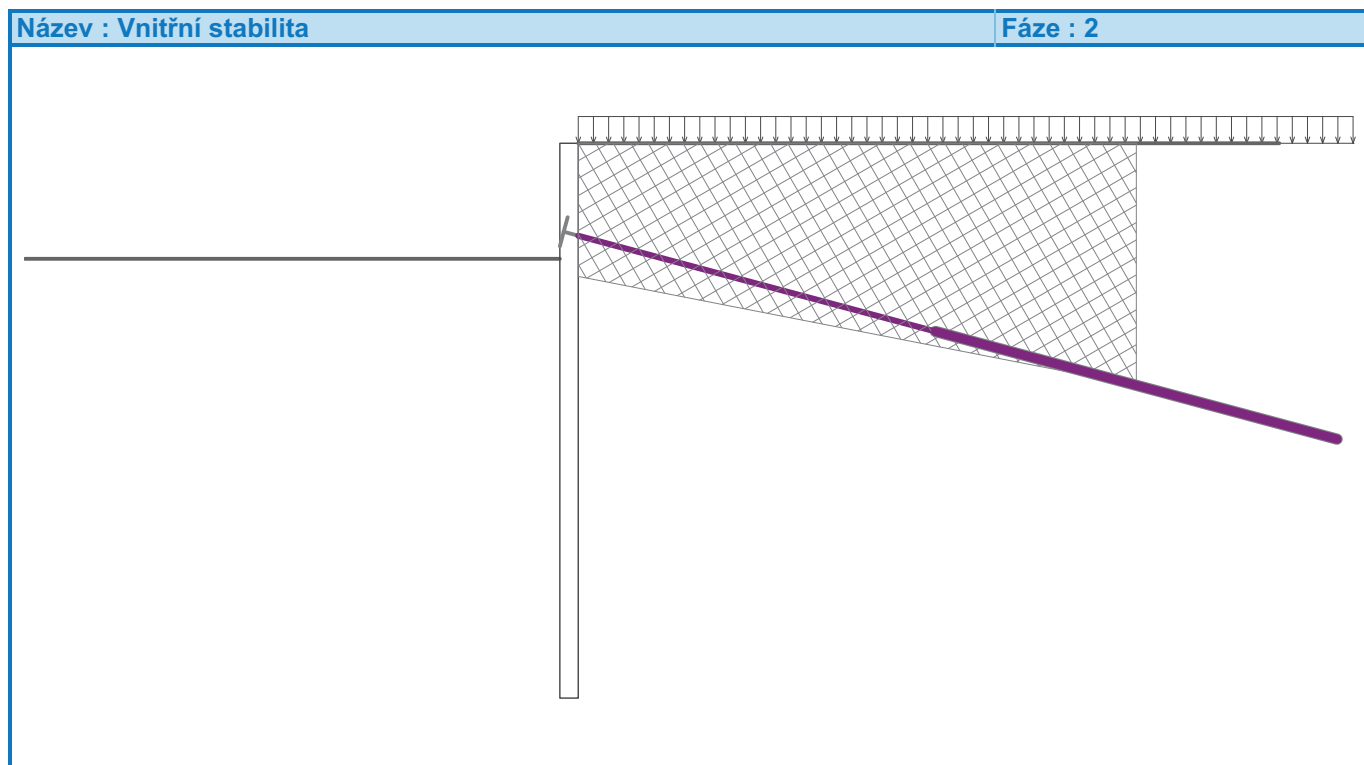
Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Stupeň bezpečnosti
1	100,00	2582,59	25,83

Rozhodující řada kotev : 1

Požadovaný stupeň bezp. $SB = 1,50 < 25,83 = SB_{\text{minim.}}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE



Vstupní data (Fáze budování 3)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 6,00 m.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přetížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		stálé	12,00				na terénu

Číslo	Název
1	Vozidla do 30 t

Zadané kotvy

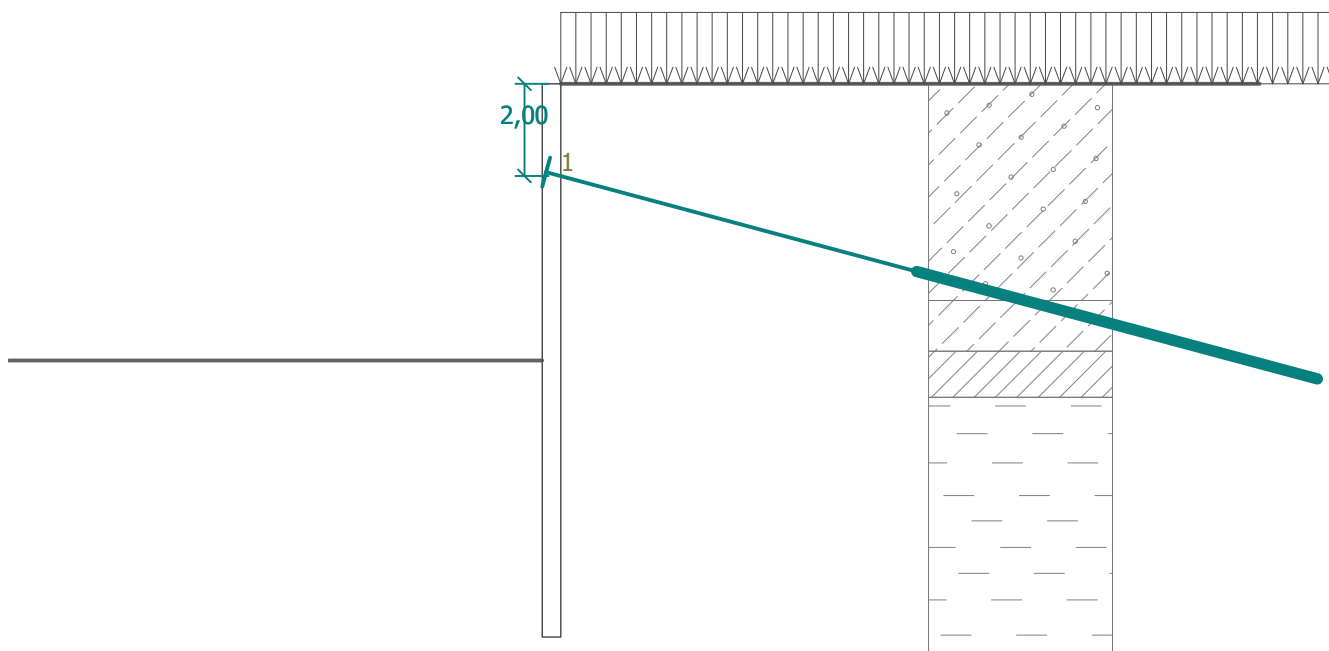
Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	NE	2,00	8,00	9,00	15,00	3,60

Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm ²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		560,000	210000,00		270,34



Pouze pro nekomerční využití





Nastavení výpočtu fáze

Výpočet proveden bez redukce vstupních dat.

Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou $\sigma_{z,min} = 0,20\sigma_z$.

Modul reakce podloží je redukován pro záporové pažení.

Výsledky výpočtu (Fáze budování 3)

Maximální posouvající síla = 46,88 kN/m

Maximální moment = 52,81 kNm/m

Maximální deformace = 59,6 mm

Síly v kotvách

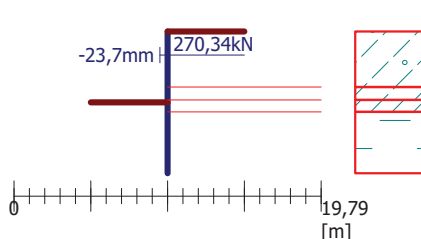
Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	2,00	-23,7	270,34

Název : Výpočet

Fáze : 3

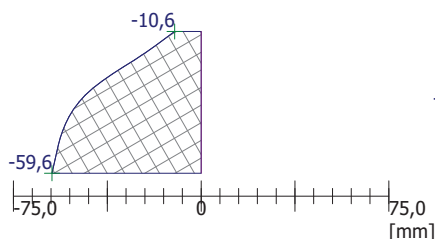
Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 12,00m



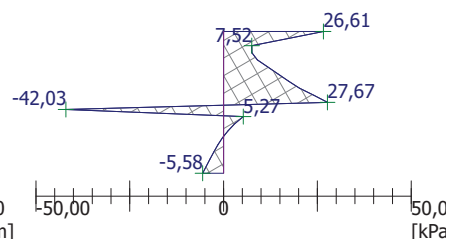
Deformace konstrukce

Max. def. = 59,6mm



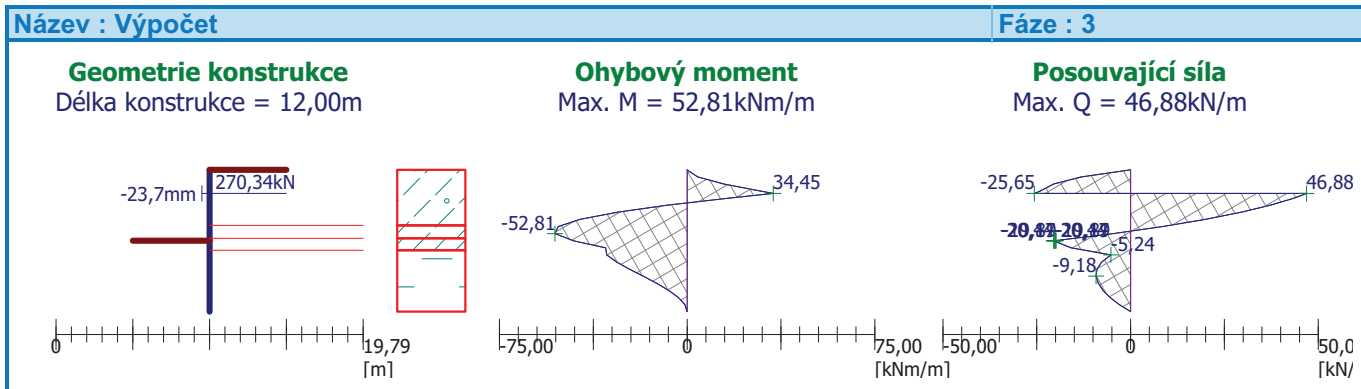
Tlak na konstrukci

Max. tlak = 42,03kPa



Pouze pro nekomerční využití





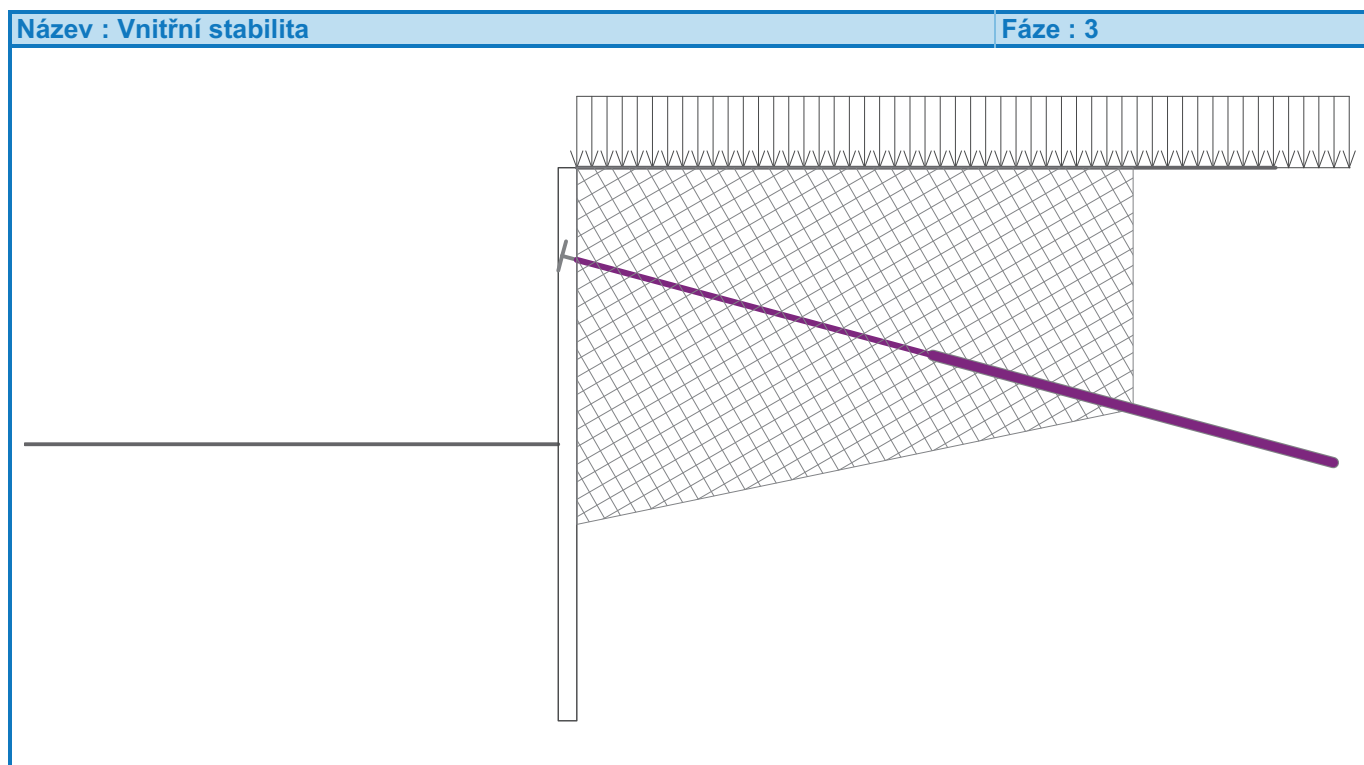
Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Stupeň bezpečnosti
1	270,34	2077,46	7,68

Rozhodující řada kotev : 1

Požadovaný stupeň bezp. SB = 1,50 < 7,68 = SB_{minim.}

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE



Vstupní data (Fáze budování 4)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 6,00 m.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m²]	Vel.2 [kN/m²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	nové	změna	stálé	12,00				na terénu

Číslo	Název
1	Vozidla do 30 t



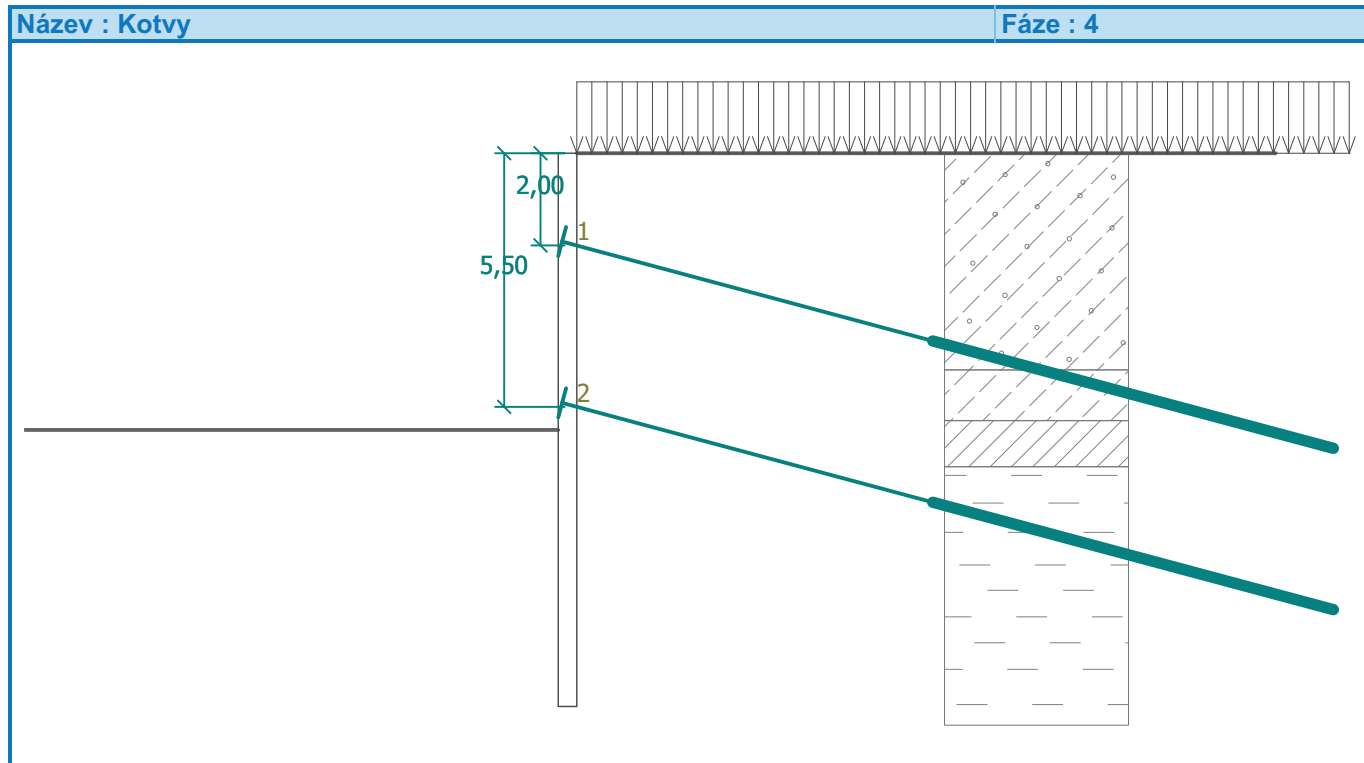
Pouze pro nekomerční využití



Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	NE	2,00	8,00	9,00	15,00	3,60
2	ANO	5,50	8,00	9,00	15,00	3,60

Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm ²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		560,000	210000,00		260,10
2		560,000	210000,00		300,00

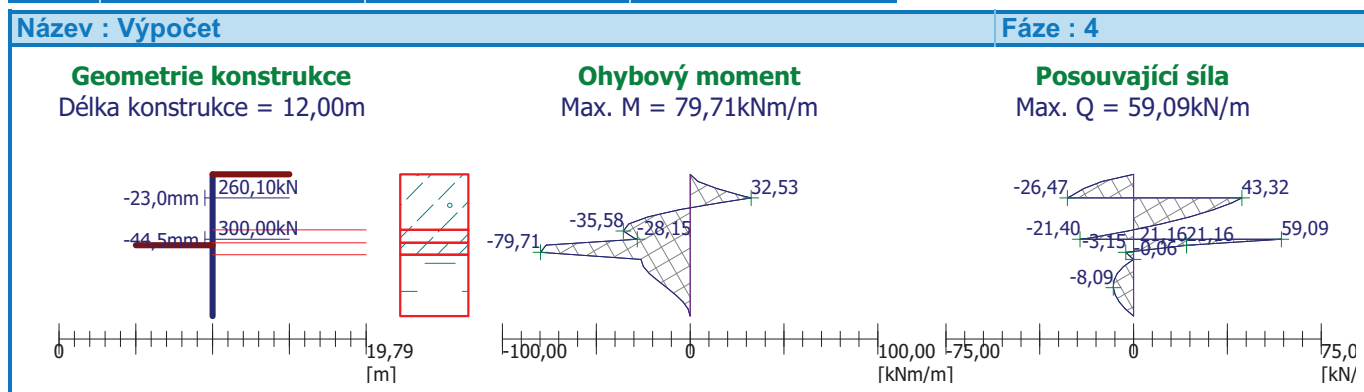


Výsledky výpočtu (Fáze budování 4)

Maximální posouvající síla = 59,09 kN/m
 Maximální moment = 79,71 kNm/m
 Maximální deformace = 60,0 mm

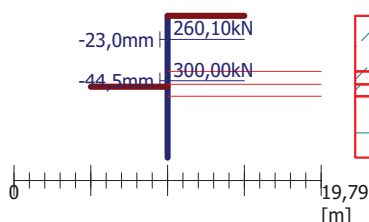
Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	2,00	-23,0	260,10
2	5,50	-44,5	300,00



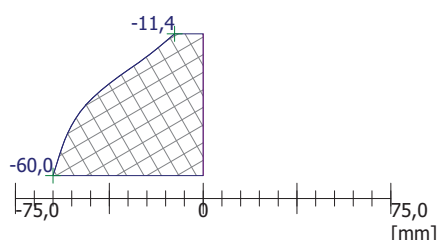
Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 12,00m



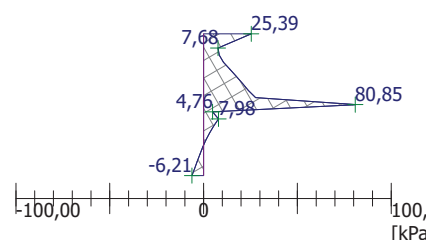
Deformace konstrukce

Max. def. = 60,0mm



Tlak na konstrukci

Max. tlak = 80,85kPa



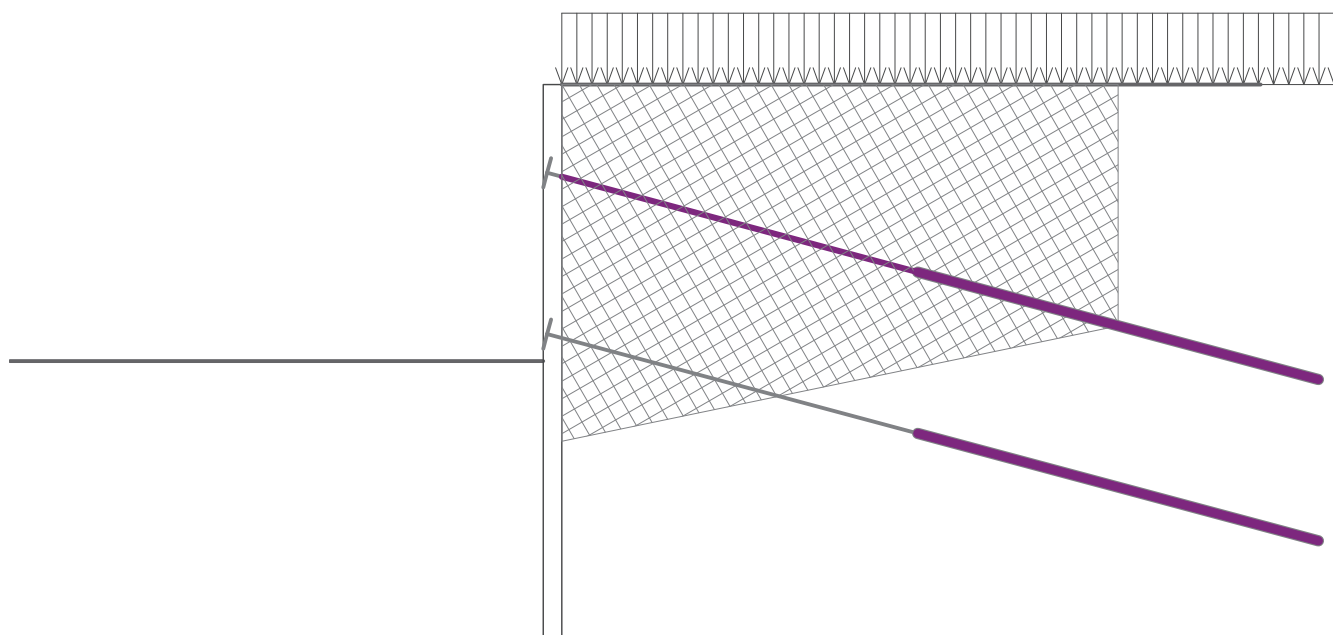
Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Stupeň bezpečnosti
1	260,10	2077,46	7,99
2	300,00	3228,53	10,76

Rozhodující řada kotev : 1

Požadovaný stupeň bezp. SB = 1,50 < 7,99 = SB_{minim.}

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE



Vstupní data (Fáze budování 5)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 8,50 m.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		stálé	12,00				na terénu



Pouze pro nekomerční využití

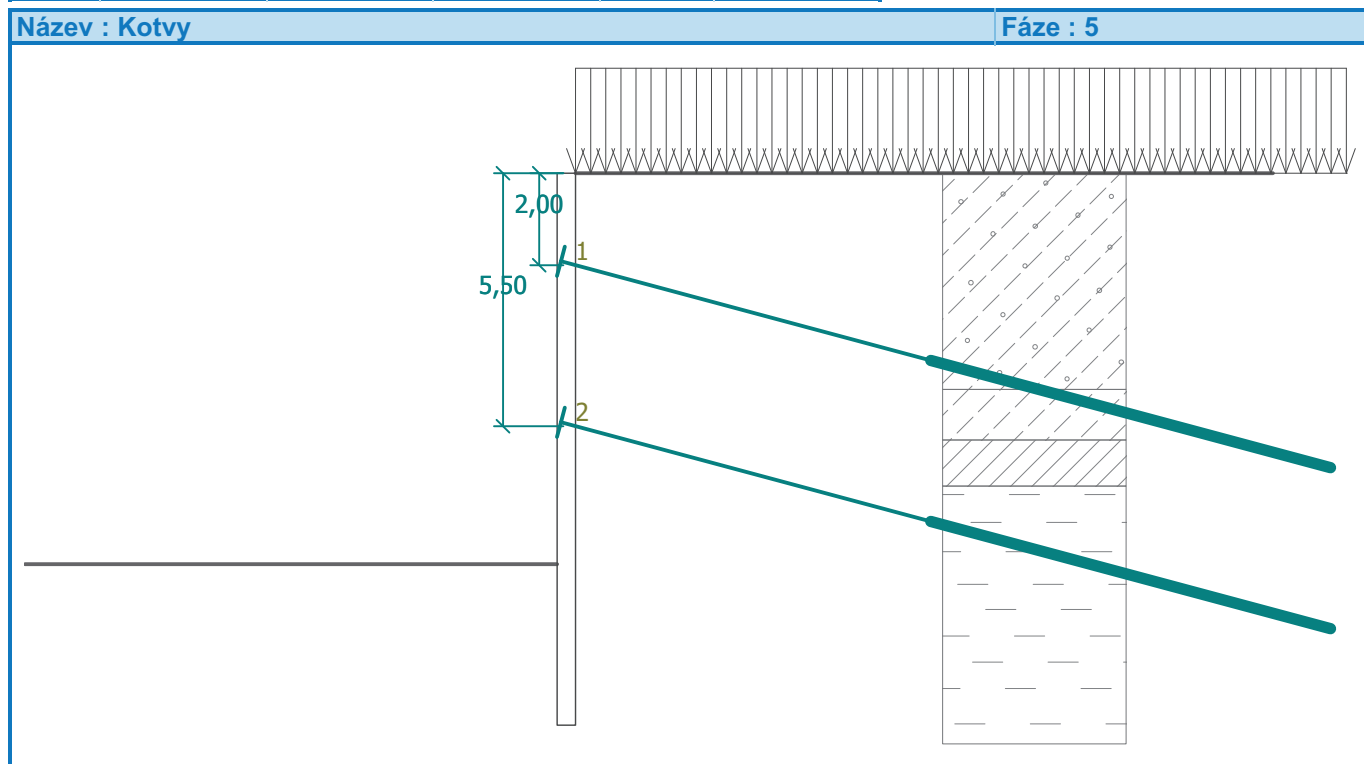


Číslo	Název
1	Vozidla do 30 t

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	NE	2,00	8,00	9,00	15,00	3,60
2	NE	5,50	8,00	9,00	15,00	3,60

Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		560,000	210000,00		244,83
2		560,000	210000,00		508,85



Výsledky výpočtu (Fáze budování 5)

Maximální posouvající síla = 110,48 kN/m
 Maximální moment = 131,48 kNm/m
 Maximální deformace = 91,1 mm

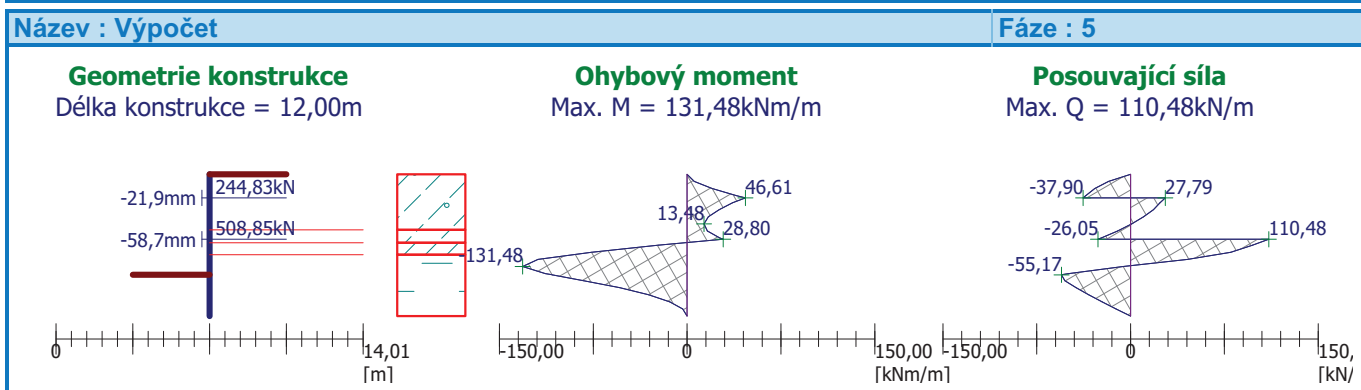
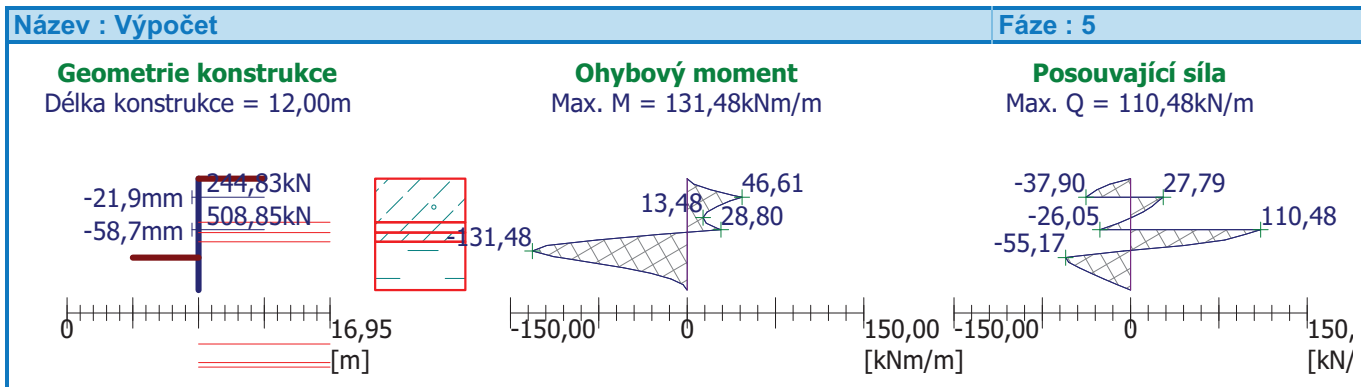
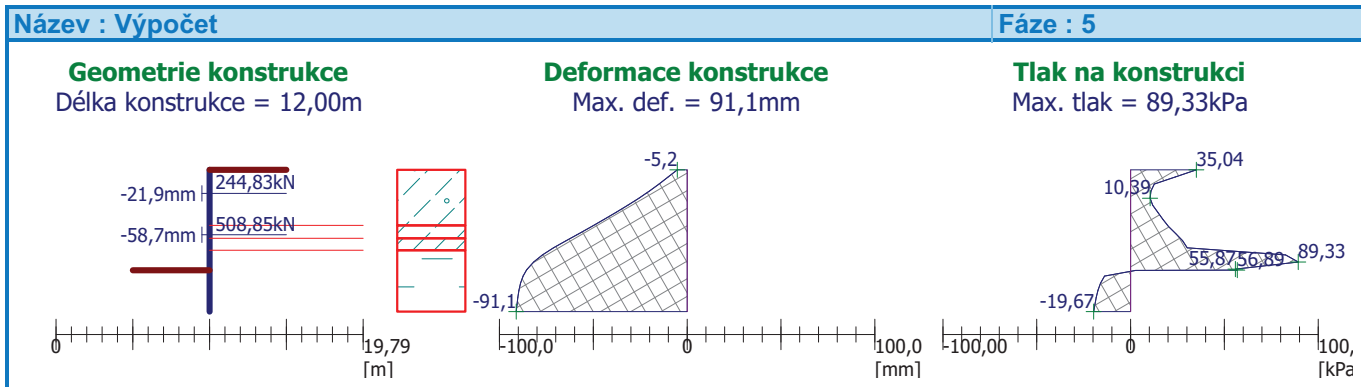
Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	2,00	-21,9	244,83
2	5,50	-58,7	508,85



Pouze pro nekomerční využití





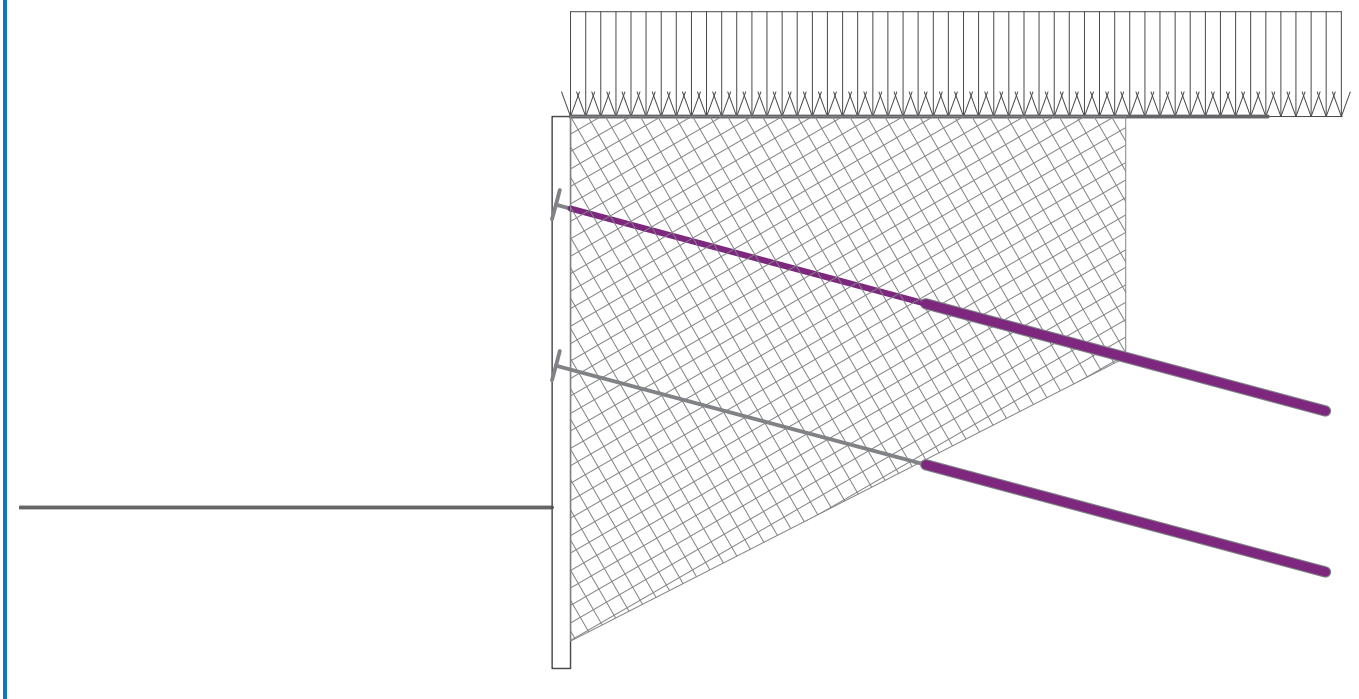
Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Stupeň bezpečnosti
1	244,83	1351,56	5,52
2	508,85	2254,73	4,43

Rozhodující řada kotev : 2

Požadovaný stupeň bezp. $SB = 1,50 < 4,43 = SB_{\text{minim.}}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE



Pouze pro nekomerční využití



4.1.7. Posouzení – zápory

Posouzení bylo provedeno podle zásad ČSN EN 1993-1-1 v páté fázi budování, kdy je konstrukce zatěžována ohybovým momentem v kombinaci s největší silou vyvolanou působením obou zemních kotev.

Profil	I 400		
Ocel	S	235	-
Průřezová plocha	A	0,012	m ²
Moment setrvačnosti	I _y	290	m ⁴
Průřezový modul	w _y	1,5	m ³
Maximální moment	M _{k,max}	131,48	kNm
Délka	l _z	12,00	m
Síla v kotvě 1	F _{k,1}	244,83	kN
Síla v kotvě 2	F _{k,2}	508,85	kN
Součinitel zatížení	γ _F	1,10	-
Součinitel spolehlivosti materiálu	γ _{M0}	1,15	-
Vzdálenost zápor	l	1,80	m
Vzdálenost kotev	l _k	3,60	m
Skon kotev	α	15	°

Zatížení profilu:

$$M_{ed} = M_{k,max} * l * \gamma_F = 260,33 \quad \text{kNm}$$

$$N_{ed} = \Sigma F_k * \sin \alpha * \gamma_F = 214,57 \quad \text{kN}$$

Únosnost profilu:

$$M_{Rd} = W_{el,y} * f / \gamma_{M0} = 306,52 \quad \text{kNm}$$

$$N_{Rd} = A * f / \gamma_{M0} = 2452,17 \quad \text{kN}$$

Posouzení:

$$(N_{ed}/N_{Rd}) + (M_{ed}/M_{Rd}) = 0,94 < 1,0$$

VYHOVUJE

4.1.8. Posouzení – převázky

Posouzení převázek je provedeno dle zásad ČSN EN 1993-1-1 na maximální kotevní sílu.

Profil	2 x I 300		
Průřezový modul	W_y	0,65	m ³
Ocel	S	235	-
Maximální síla v kotvě	$F_{k,max}$	508,85	kN
Součinitel zatížení	γ_F	1,10	-
Součinitel spolehlivosti materiálu	γ_{M0}	1,15	
Délka převázky	l	1,80	m

Zatížení
převázky:

$$F_{d,max} = F_{k,max} * \gamma_F = 559,74 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 1/4 * F_{d,max} * l = 251,88 \text{ kNm}$$

Únosnost převázky:

$$M_{Rd} = W_{el,y} * f / \gamma_{M0} = 265,65 \text{ kNm}$$

Posouzení:

$$M_{ed}/M_{Rd} = 0,95 < 1,0$$

VYHOVUJE

4.1.9. Posouzení – pažiny

Dřevěné pažiny jsou posouzeny dle zásad ČSN EN 1995-1-1.

Dřevěný hranol	120/120		
Průřezový modul	w_y	0,28	m^3
Únosnost dřeva v ohybu	$f_{m,d}$	14	Mpa
Tlak na konstrukci	$\sigma_{k,max}$	56,63	kPa
Součinitel zatížení	γ_F	1,10	-
Délka převázky	l	1,80	m

Zatížení pažiny:

$$\begin{aligned}\sigma_{d,max} &= \sigma_{k,max} * \gamma_F &= & 62,293 & \text{kPa} \\ M_{Ed} &= 1/8 * \sigma_{d,max} * l^2 &= & 2,52 & \text{kNm}\end{aligned}$$

Únosnost pažiny:

$$M_{Rd} = W_{el,y} * f = 3,92 \text{ kNm}$$

Posouzení:

$$M_{ed}/M_{Rd} = 0,64358839 < 1,0$$

VYHOVUJE

4.1.10. Posouzení – kotvy

Kotvy byly posouzeny na tři možné způsoby porušení dle ČSN EN 1993-1, ČSN EN 1992-1 a ČSN EN 1997-1.

Dywidag 1570/1770			
Maximální osová síla v kotvě	F_k	508,85	kN
Součinitel zatížení	γ_F	1,1	-
Dílčí součinitel vlastnosti materiálu	γ_P	1,0	-
Jmenovitý průměr lana	d	15,7	mm
Průměr vrtu	d_2	0,175	mm
Průřezová plocha lana	A	140	mm ²
Síla lana na mezi kluzu	F_{rd}	236	kN
Navržený počet lan v kotvě	n	4	ks
Plášťové tření kotvy	t	0,18	Mpa
Volná délka kotvy	L_{free}	8,0	m
Délka kořene	L_{fixed}	9,0	m
Pevnost betonu v tahu	f_{ctm}	2,9	MPa
Součinitel pro trvalé kotvy	γ_r	1,35	-
Součinitel odporu proti vytržení	$\gamma_{a,t}$	1,1	-

a) Vnitřní odpor kotvy:

$$R_d = n * F_{rd} / \gamma_P = 944,00 \quad \text{kN}$$

$$N_{ed} = F_k * \gamma_F = 559,74 \quad \text{kN}$$

$$R_d = 944 \quad \text{kN} > N_{ed} = 559,735 \quad \text{kN}$$

VYHOVUJE

b) Odpor proti vytažení kotvy:

$$R_{a,k} = \pi * d_2 * L_{\text{fixed}} * t = 890,64 \quad \text{kN}$$

$$R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_{a,t} = 809,67 \quad \text{kN}$$

$$R_{a,d} = 809,674 \quad \text{kN} > N_{\text{ed}} = 559,735 \quad \text{kN}$$

VYHOVUJE

c) Odpor proti vytažení z kořene:

Podmínky soudržnosti -

μ_1	1	dobré
μ_1	0,7	špatné
μ_2	1	pro $d < 32 \text{ mm}$

$$R_{\text{tb}} = 2.25 * \mu_1 * \mu_2 * f_{\text{ctm}} = 6,53 \quad \text{kN}$$

$$R_{b,k} = L_{\text{fixed}} * R_{\text{tb}} * \pi * d * n = 11585,97 \quad \text{kN}$$

$$R_{b,d} = R_{b,k} / \gamma_r = 8582,20 \quad \text{kN}$$

$$R_{b,d} = 8582,2 \quad \text{kN} > N_{\text{ed}} = 559,735 \quad \text{kN}$$

VYHOVUJE

4.2. Pažení úseku – B

V tomto úseku je zajištěna stěna pod objekty garáží výšky 5,5 m. Bylo navrženo mikrozáporové pažení kotveného ve dvou úrovních. Zatížení bylo zadáno pásové o hodnotě 40 kNm^{-2} . Pásky jsou šířky 0,5 m a představují základové pásy daných garáží, které přenášejí zatížení od obvodových zdí a ploché střechy objektu.

4.2.1. Průběhy deformací a vnitřních sil

Posouzení pažící konstrukce

Vstupní data

Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 7,00 m

Typ konstrukce : Ocelový I-průřez

Průřez : HE 140 B

Osová vzdálenost průřezů $a = 1,00$ m

Koef.redukce tlaku před stěnou = 1,00

Plocha průřezu	$A = 4,30E-03$ m ² /m
Moment setrvačnosti	$I = 1,51E-05$ m ⁴ /m
Modul pružnosti	$E = 210000,00$ MPa
Modul pružnosti ve smyku	$G = 81000,00$ MPa

Modul reakce podloží počítán podle terorie Schmitt.

Parametry zemin

Sprašová hlína písčítá - F4

Objemová tíha :	$\gamma = 21,00$ kN/m ³
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef} = 19,00$ °
Soudržnost zeminy :	$c_{ef} = 12,00$ kPa
Třecí úhel aktivní :	$\delta_{act} = 13,00$ °
Třecí úhel pasivní :	$\delta_{pas} = 10,00$ °
Zemina :	soudržná
Poissonovo číslo :	$\nu = 0,40$
Edometrický modul :	$E_{oed} = 4,50$ MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} = 21,00$ kN/m ³

Sprašová hlína slabě písčítá - F6

Objemová tíha :	$\gamma = 18,50$ kN/m ³
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef} = 25,00$ °
Soudržnost zeminy :	$c_{ef} = 14,00$ kPa
Třecí úhel aktivní :	$\delta_{act} = 17,00$ °
Třecí úhel pasivní :	$\delta_{pas} = 13,00$ °
Zemina :	soudržná
Poissonovo číslo :	$\nu = 0,35$
Edometrický modul :	$E_{oed} = 5,00$ MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} = 21,00$ kN/m ³

Sprašová hlína - F8

Objemová tíha :	$\gamma = 18,50$ kN/m ³
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef} = 25,00$ °
Soudržnost zeminy :	$c_{ef} = 14,00$ kPa
Třecí úhel aktivní :	$\delta_{act} = 17,00$ °
Třecí úhel pasivní :	$\delta_{pas} = 13,00$ °
Zemina :	soudržná
Poissonovo číslo :	$\nu = 0,35$
Edometrický modul :	$E_{oed} = 5,00$ MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} = 21,00$ kN/m ³

Detrit - Eluvium

Objemová tíha :	$\gamma = 18,50$ kN/m ³
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef} = 35,00$ °



Pouze pro nekomerční využití



Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel aktivní : $\delta_{act} = 23,00^\circ$
Třecí úhel pasivní : $\delta_{pas} = 17,00^\circ$
Zemina : nesoudržná
Edometrický modul : $E_{oed} = 40,00 \text{ MPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Neogenní jíl - F8

Objemová tíha : $\gamma = 20,50 \text{ kN/m}^3$
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 20,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 17,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel aktivní : $\delta_{act} = 13,00^\circ$
Třecí úhel pasivní : $\delta_{pas} = 10,00^\circ$
Zemina : soudržná
Poissonovo číslo : $\nu = 0,42$
Edometrický modul : $E_{oed} = 3,00 \text{ MPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Granodiorit - R5

Objemová tíha : $\gamma = 20,50 \text{ kN/m}^3$
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 25,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 95,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel aktivní : $\delta_{act} = 17,00^\circ$
Třecí úhel pasivní : $\delta_{pas} = 13,00^\circ$
Zemina : soudržná
Poissonovo číslo : $\nu = 0,25$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 500,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,25$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	5,10	Sprašová hlína písčitá - F4	
2	3,90	Sprašová hlína písčitá - F4	
3	1,20	Sprašová hlína slabě písčitá - F6	
4	1,30	Sprašová hlína - F8	
5	2,70	Detrit - Eluvium	
6	8,80	Neogenní jíl - F8	
7	-	Granodiorit - R5	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,50 m.

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.



Pouze pro nekomerční využití



Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		stálé	40,00		1,00	0,50	na terénu
2	ANO		stálé	40,00		4,40	0,50	na terénu

Číslo	Název
1	garáž
2	garáž

Celkové nastavení výpočtu

Výpočet aktivního tlaku - Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku - Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Počet dělení stěny na konečné prvky = 20

Nastavení výpočtu fáze

Výpočet proveden bez redukce vstupních dat.

Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou $\sigma_{z,min} = 0,20\sigma_z$.

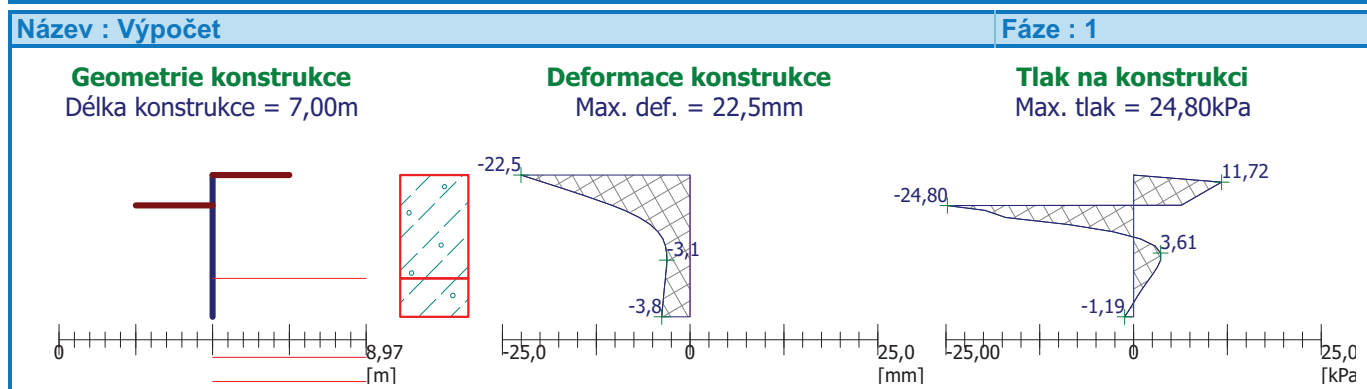
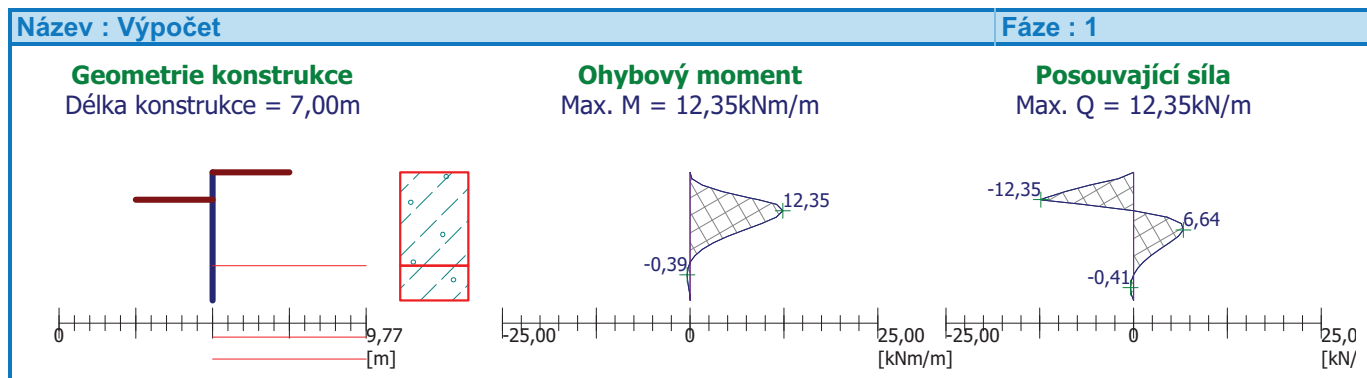
Modul reakce podloží je redukován pro záporové pažení.

Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)

Maximální posouvající síla = 12,35 kN/m

Maximální moment = 12,35 kNm/m

Maximální deformace = 22,5 mm



Vstupní data (Fáze budování 2)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,50 m.

Zadaná plošná přitížení

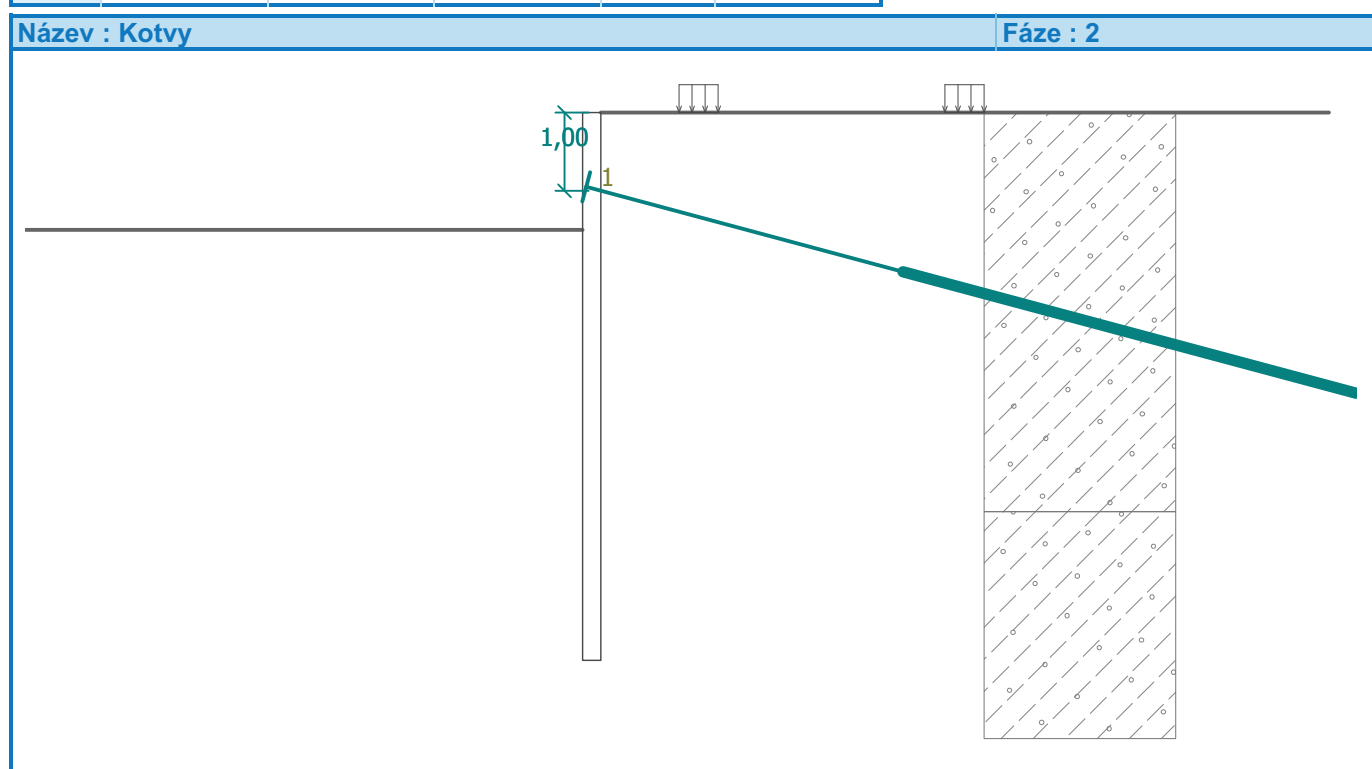
Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		stálé	25,00		4,40	0,50	na terénu
2	ANO		stálé	25,00		1,00	0,50	na terénu

Číslo	Název
1	Garáž
2	Garáž

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	ANO	1,00	4,00	6,00	15,00	2,00

Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm ²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		140,000	210000,00		50,00



Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)

Maximální posouvající síla = 19,08 kN/m
 Maximální moment = 9,82 kNm/m
 Maximální deformace = 18,1 mm

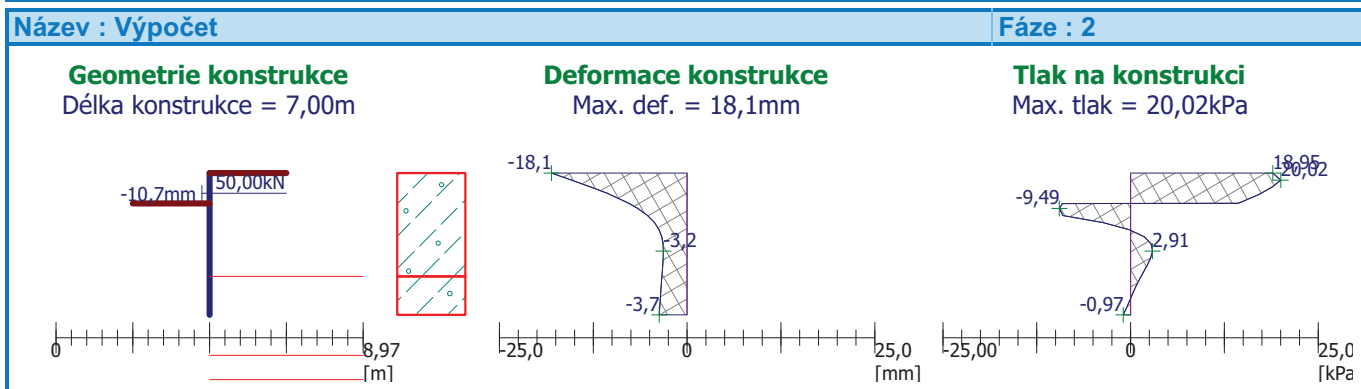
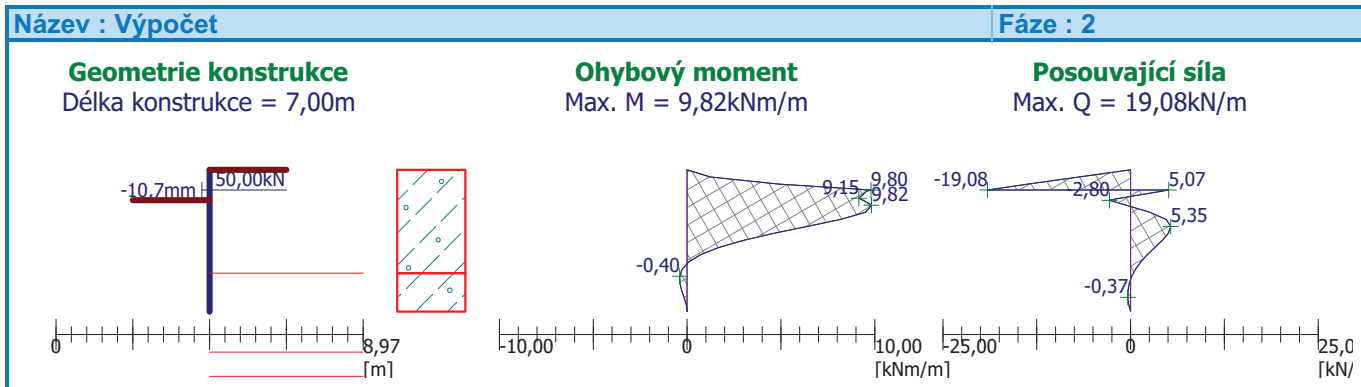
Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	-10,7	50,00



Pouze pro nekomerční využití





Vnitřní stabilita kotevního systému - mezivýsledky

$E_A = 10,23 \text{ kN/m}$ $\delta = 10,21^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy $H_0 = 0,27 \text{ m}$

Řada kotev	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK _{MAX} [kN]
1	16,80	8,81	325,64	82,09	-8,72		490,18	229,27	458,53

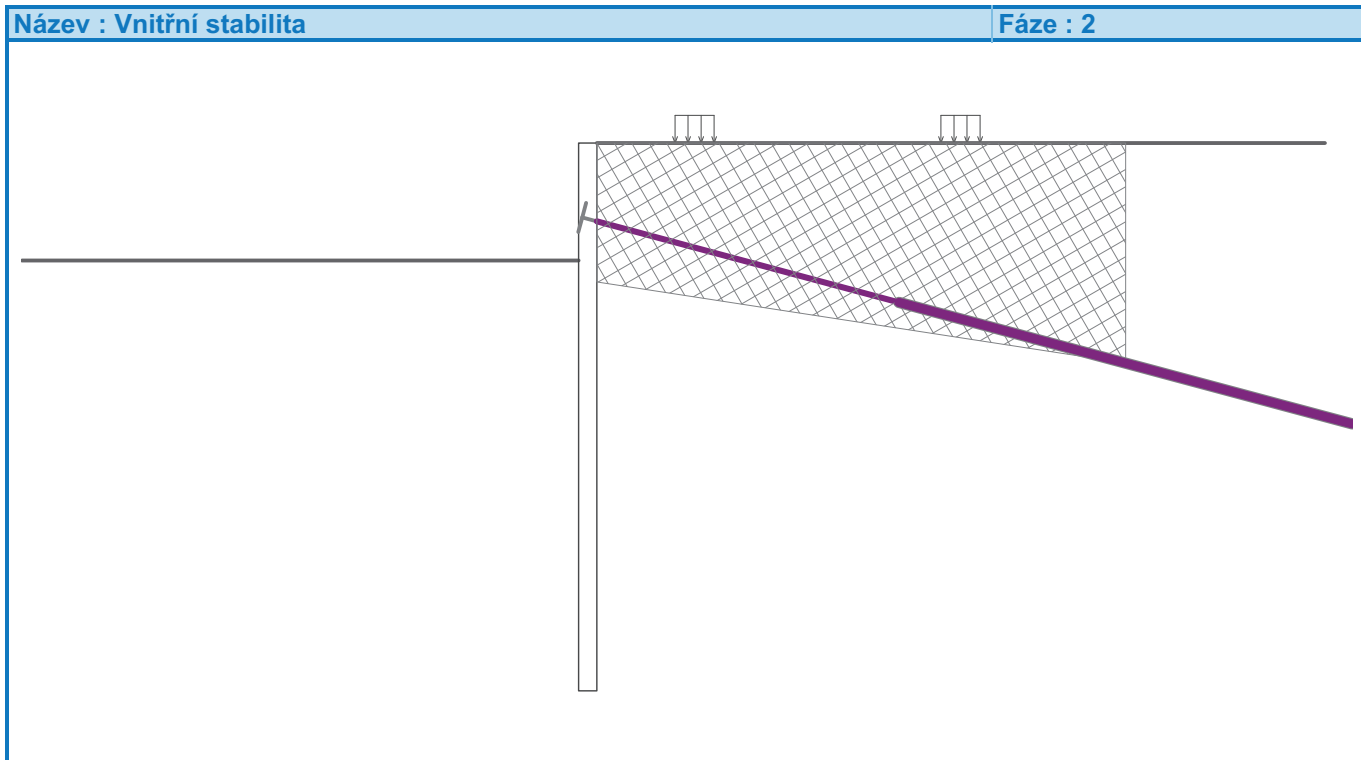
Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Stupeň bezpečnosti
1	50,00	458,53	9,17

Rozhodující řada kotev : 1

Požadovaný stupeň bezp. $SB = 1,50 < 9,17 = SB_{\text{minim.}}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE



Vstupní data (Fáze budování 3)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 4,50 m.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		stálé	25,00		4,40	0,50	na terénu
2	ANO		stálé	25,00		1,00	0,50	na terénu

Číslo	Název
1	Garáž
2	Garáž

Zadané kotvy

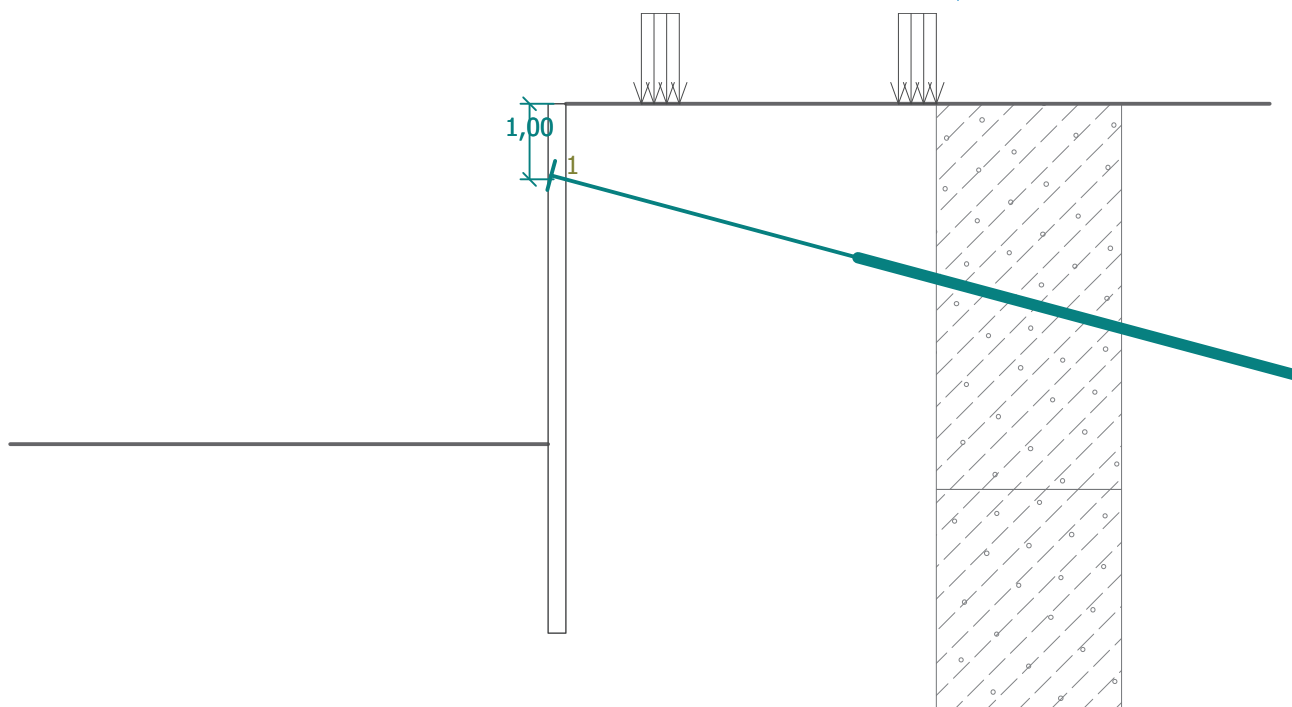
Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	NE	1,00	4,00	6,00	15,00	2,00

Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm ²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		140,000	210000,00		96,20



Pouze pro nekomerční využití





Výsledky výpočtu (Fáze budování 3)

Maximální posouvající síla = 27,31 kN/m
 Maximální moment = 23,32 kNm/m
 Maximální deformace = 29,1 mm

Síly v kotvách

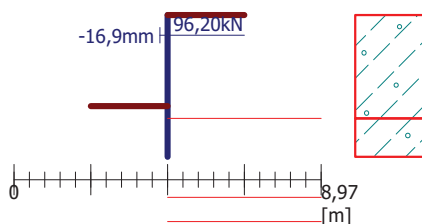
Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	-16,9	96,20

Název : Výpočet

Fáze : 3

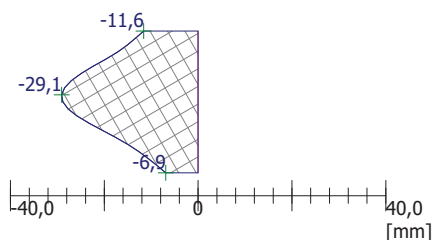
Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 7,00m



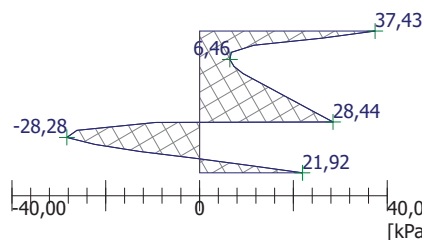
Deformace konstrukce

Max. def. = 29,1mm



Tlak na konstrukci

Max. tlak = 37,43kPa

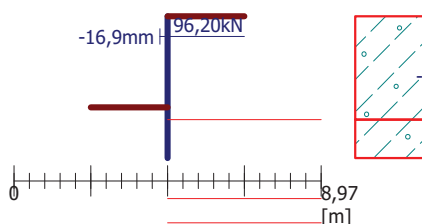


Název : Výpočet

Fáze : 3

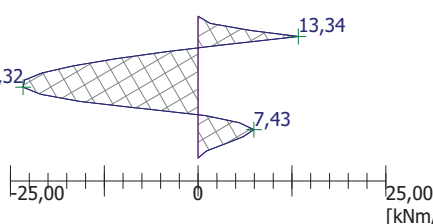
Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 7,00m



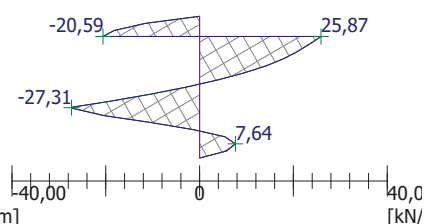
Ohybový moment

Max. M = 23,32kNm/m



Posouvající síla

Max. Q = 27,31kN/m



Pouze pro nekomerční využití



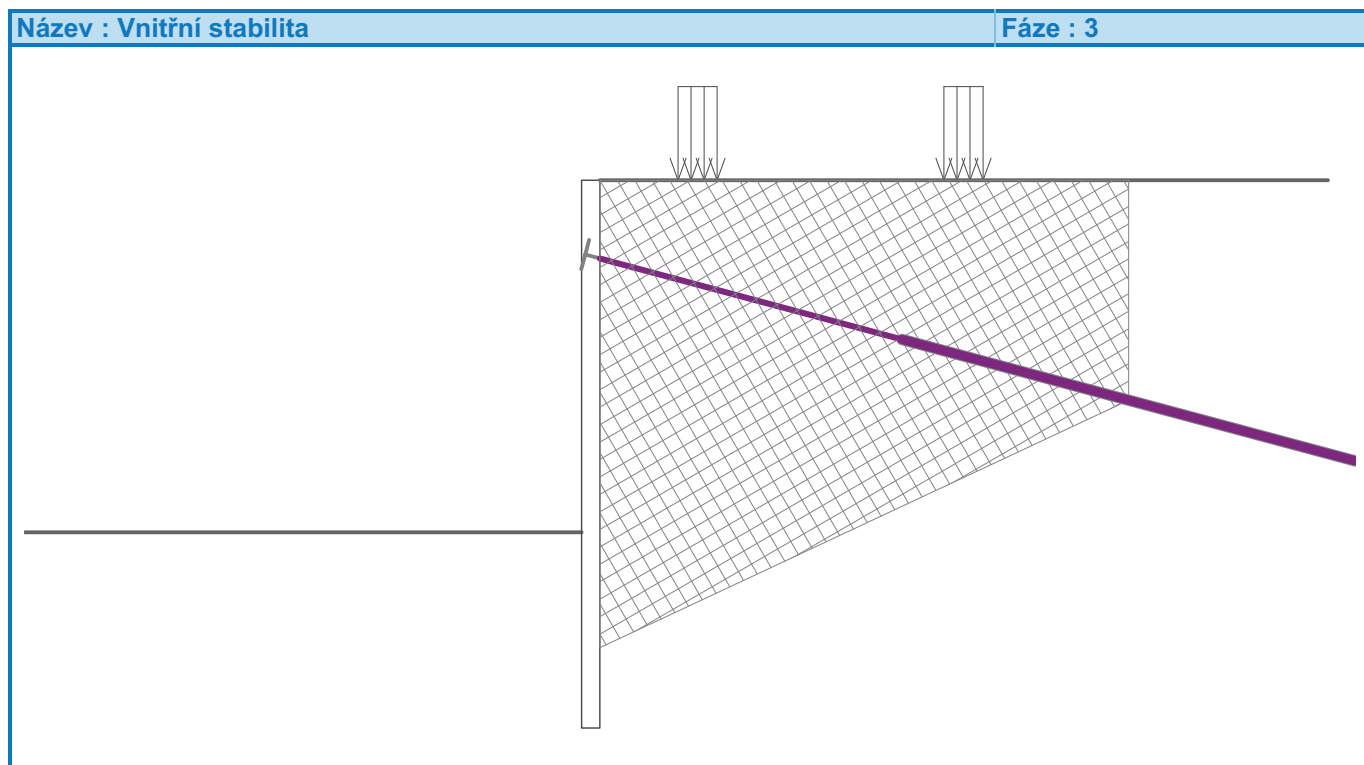
Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Stupeň bezpečnosti
1	96,20	238,73	2,48

Rozhodující řada kotev : 1

Požadovaný stupeň bezp. $SB = 1,50 < 2,48 = SB_{\min}$.

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE



Vstupní data (Fáze budování 4)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 4,50 m.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přetížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		stálé	25,00		4,40	0,50	na terénu
2	ANO		stálé	25,00		1,00	0,50	na terénu

Číslo	Název
1	Garáž
2	Garáž

Zadané kotvy

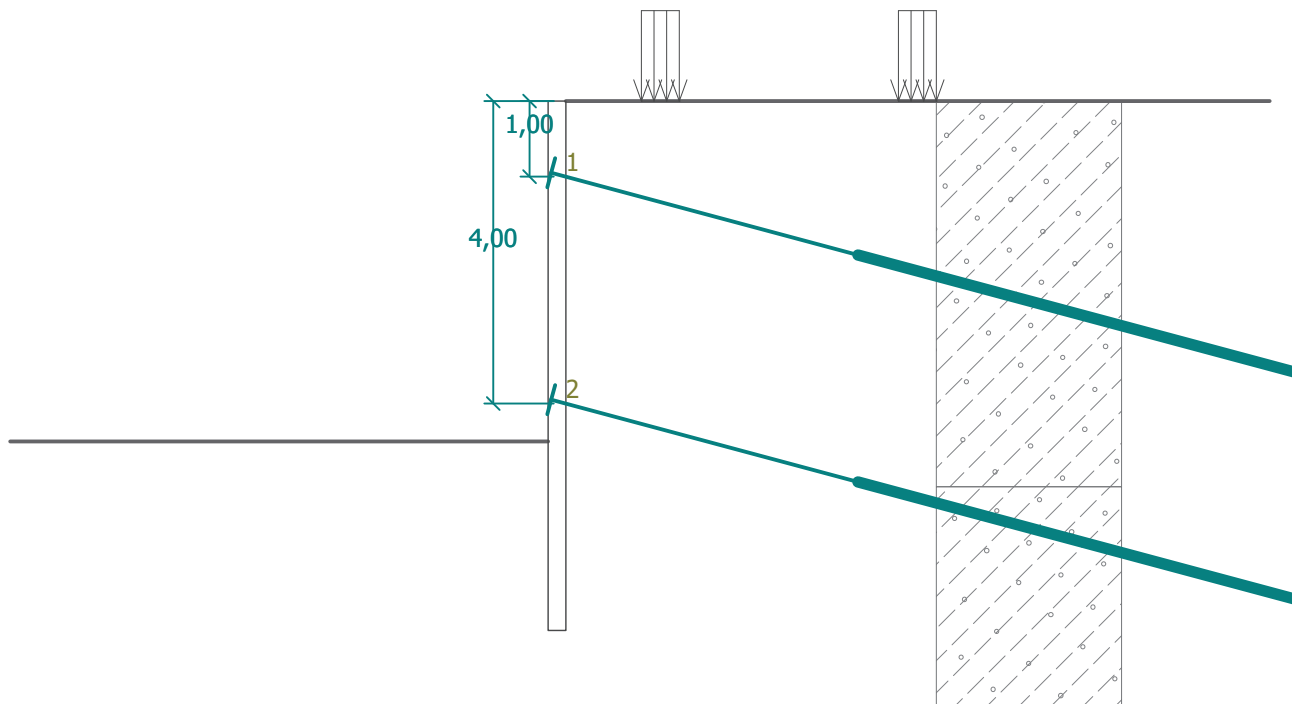
Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	NE	1,00	4,00	6,00	15,00	2,00
2	ANO	4,00	4,00	6,00	15,00	2,00

Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm ²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		140,000	210000,00		96,83

Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm ²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
2		140,000	210000,00		50,00

Název : Kotvy

Fáze : 4



Výsledky výpočtu (Fáze budování 4)

Maximální posouvající síla = 27,11 kN/m
Maximální moment = 22,25 kNm/m
Maximální deformace = 26,9 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	-17,0	96,83
2	4,00	-24,2	50,00

Název : Výpočet

Fáze : 4

Geometrie konstrukce

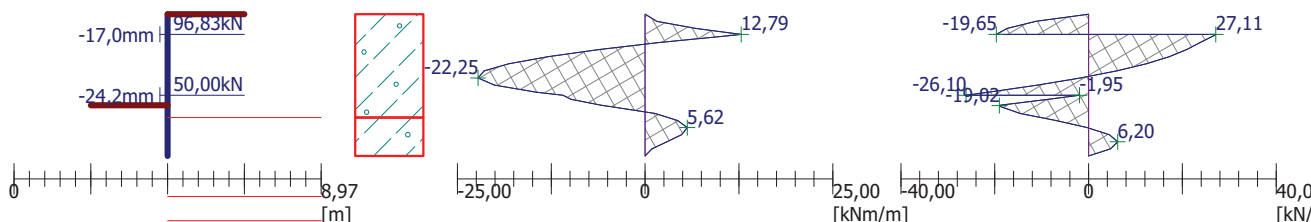
Délka konstrukce = 7,00m

Ohybový moment

Max. M = 22,25kNm/m

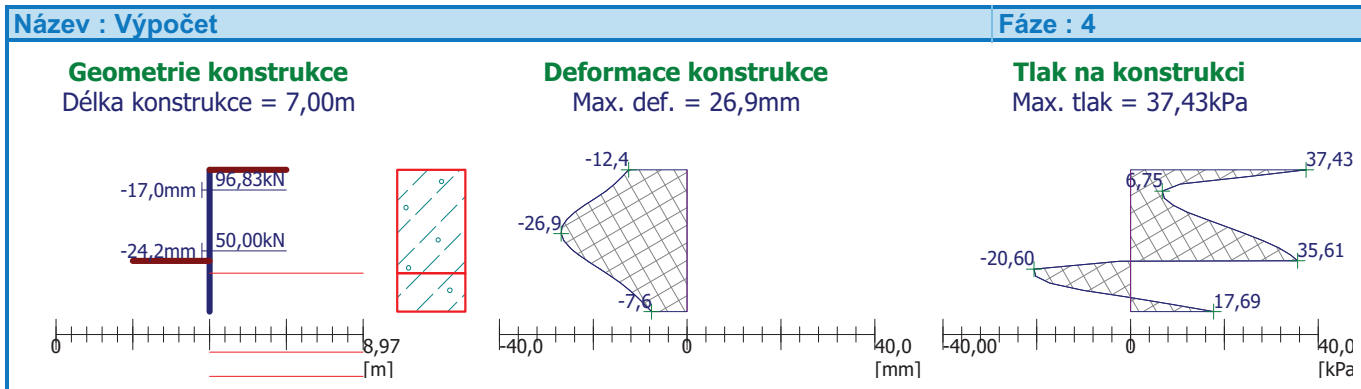
Posouvající síla

Max. Q = 27,11kN/m



Pouze pro nekomerční využití





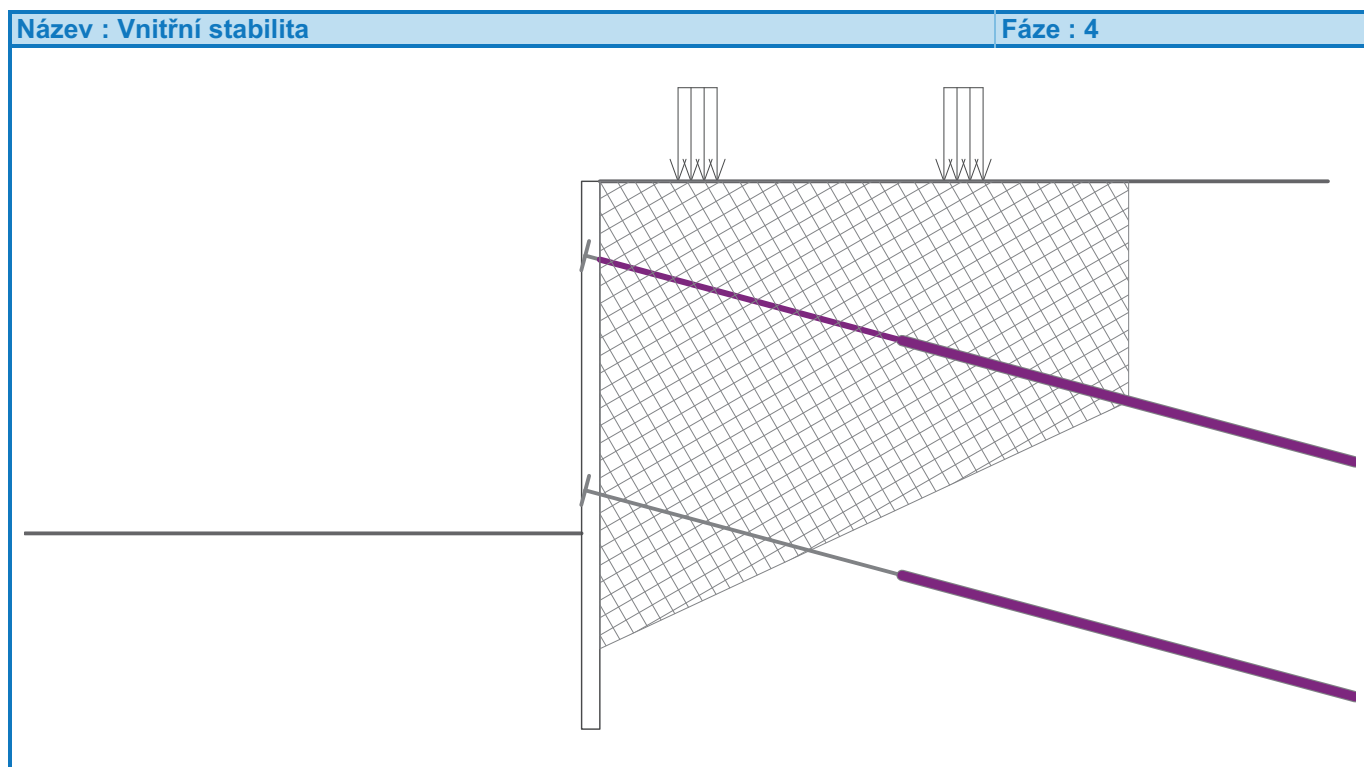
Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Stupeň bezpečnosti
1	96,83	238,73	2,47
2	50,00	590,01	11,80

Rozhodující řada kotev : 1

Požadovaný stupeň bezp. SB = 1,50 < 2,47 = SB_{minim.}

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE



Vstupní data (Fáze budování 5)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 5,50 m.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		stálé	25,00		4,40	0,50	na terénu
2	ANO		stálé	25,00		1,00	0,50	na terénu



Pouze pro nekomerční využití

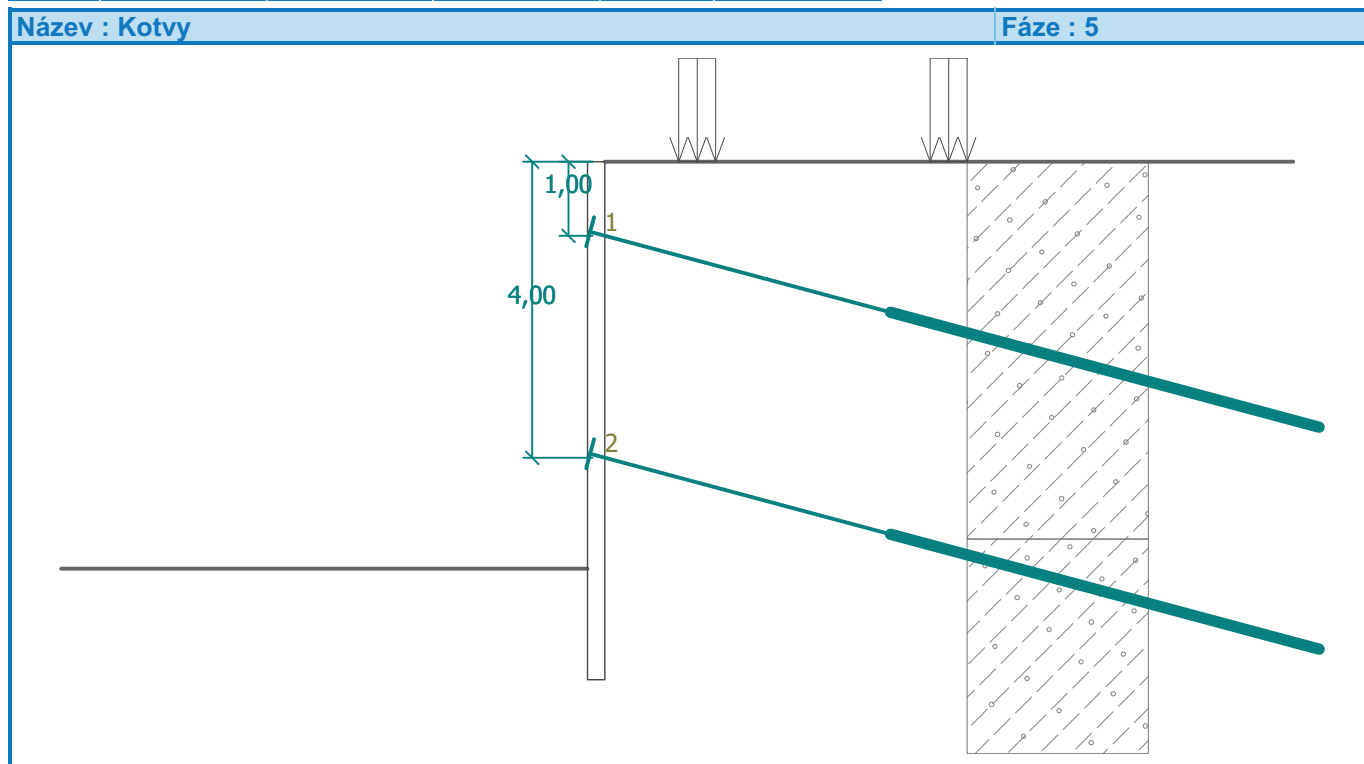


Číslo	Název
1	Garáž
2	Garáž

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	NE	1,00	4,00	6,00	15,00	2,00
2	NE	4,00	4,00	6,00	15,00	2,00

Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		140,000	210000,00		93,66
2		140,000	210000,00		93,95



Výsledky výpočtu (Fáze budování 5)

Maximální posouvající síla = 26,09 kN/m
 Maximální moment = 18,34 kNm/m
 Maximální deformace = 30,2 mm

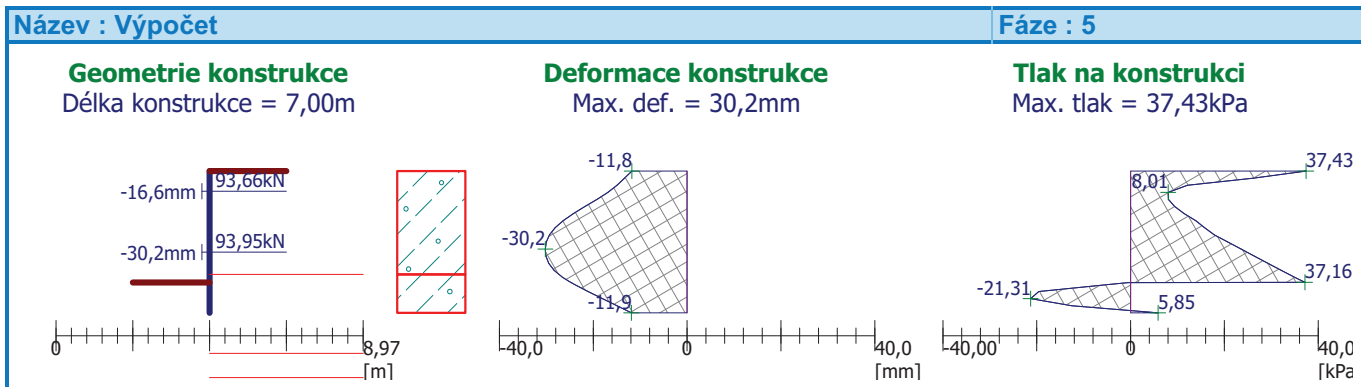
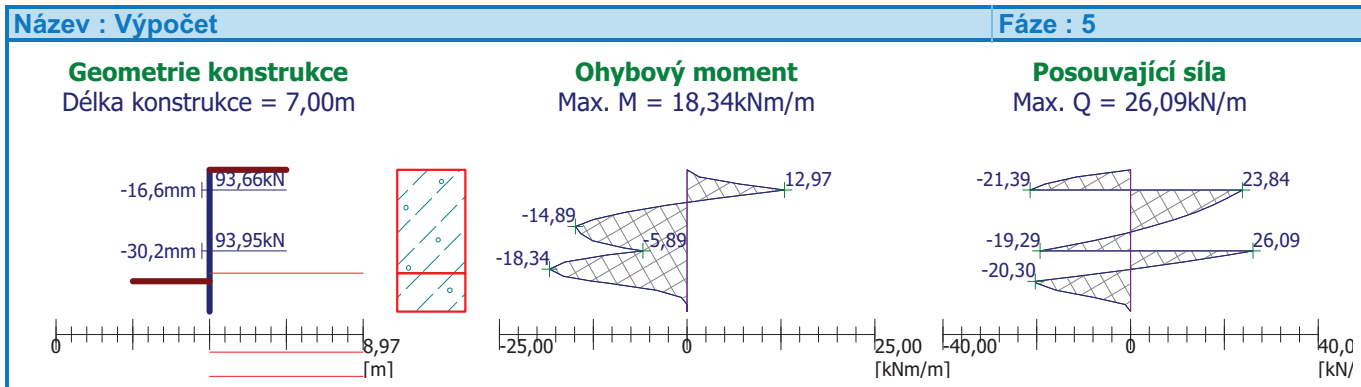
Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	-16,6	93,66
2	4,00	-30,2	93,95



Pouze pro nekomerční využití





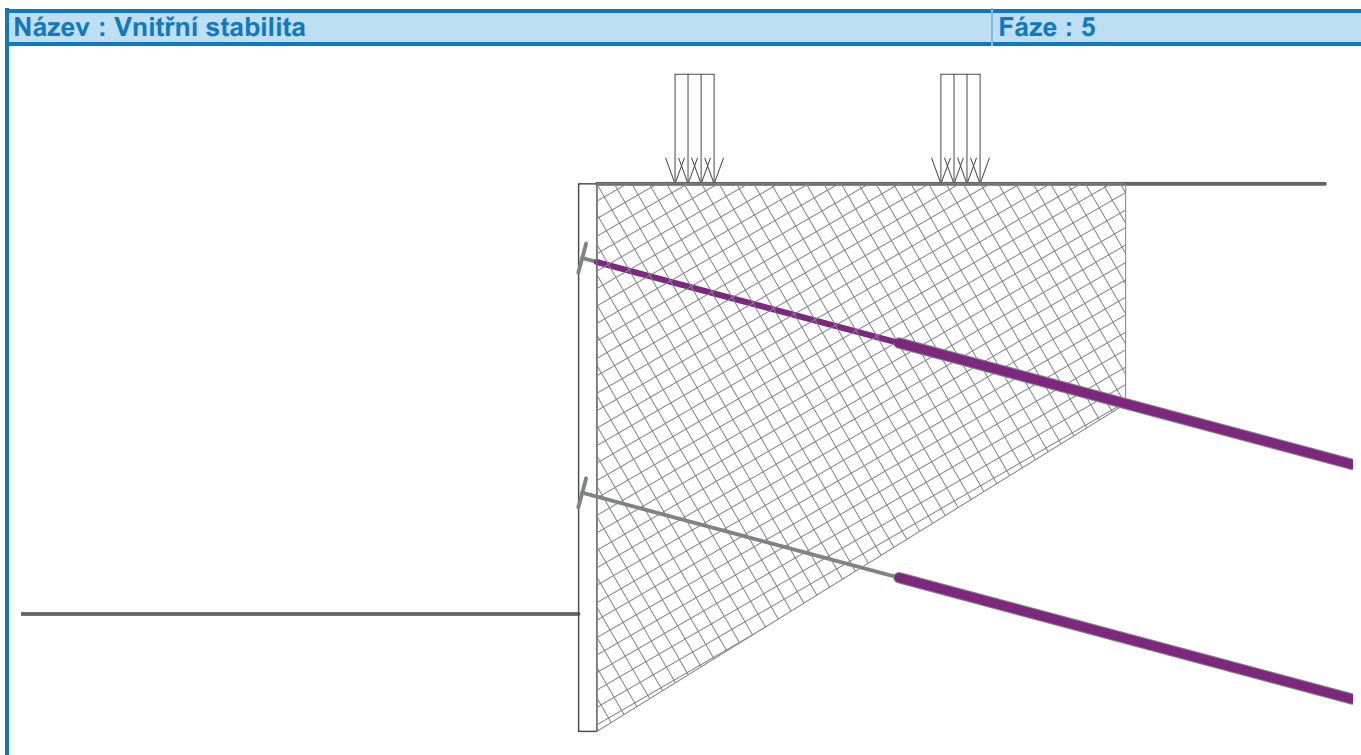
Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Stupeň bezpečnosti
1	93,66	169,57	1,81
2	93,95	466,21	4,96

Rozhodující řada kotev : 1

Požadovaný stupeň bezp. SB = 1,50 < 1,81 = SB_{minim.}

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE



4.2.2. Posouzení – mikrozápory

Posouzení bylo provedeno podle zásad ČSN EN 1993-1-1 pro pátou fázi výstavby, kdy je konstrukce zatěžována největším ohybovým momentem v kombinaci s největší normálovou silou vyvolanou zemními kotvami.

Profil	HEB140		
Ocel	S	235	-
Průřezová plocha	A	0,043	m ²
Moment setrvačnosti	I _y	290	m ⁴
Průřezový modul	w _y	0,216	m ³
Maximální moment	M _{k,max}	23,65	kNm
Délka	l _z	7,00	m
Síla v kotvě 1	F _{k,1}	93,66	kN
Síla v kotvě 2	F _{k,2}	93,95	kN
Součinitel zatížení	γ _F	1,10	-
Součinitel spolehlivosti materiálu	γ _{M0}	1,15	-
Vzdálenost zápor	l	1,00	m
Vzdálenost kotev	l _k	2,00	m
Skon kotev	α	15,00	°

Zatížení profilu:

$$\begin{aligned}
 M_{ed} &= M_{k,max} * l * \gamma_F &= & 26,02 & \text{kNm} \\
 N_{ed} &= \Sigma F_k * \sin \alpha * \gamma_F &= & 53,41 & \text{kN}
 \end{aligned}$$

Únosnost profilu:

$$\begin{aligned}
 M_{Rd} &= W_{el,y} * f / \gamma_{M0} &= & 44,14 & \text{kNm} \\
 N_{Rd} &= A * f / \gamma_{M0} &= & 8786,96 & \text{kN}
 \end{aligned}$$

Posouzení:

$$(N_{ed}/N_{Rd}) + (M_{ed}/M_{Rd}) = 0,60 < \frac{1,0}{0}$$

VYHOVUJE

4.2.3. Posouzení – převázky

Posouzení převázek je provedeno dle zásad ČSN EN 1993-1-1 na maximální kotevní sílu.

Profil	2 x I 120		
Průřezový modul	w_y	0,057	m^3
Ocel	S	275	-
Maximální síla v kotvě	$F_{k,max}$	93,95	kN
Součinitel zatížení	γ_F	1,10	-
Součinitel spolehlivosti materiálu	γ_{M0}	1,15	
Délka převázky	l	1,00	m

Zatížení převázky:

$$F_{d,max} = F_{k,max} * \gamma_F = 103,35 \quad \text{kN}$$

$$M_{Ed} = 1/4 * F_{d,max} * l = 25,84 \quad \text{kNm}$$

Únosnost převázky:

$$M_{Rd} = W_{el,y} * f / \gamma_{M0} = 27,26 \quad \text{kNm}$$

Posouzení:

$$M_{Ed}/M_{Rd} = 0,95 < 1,0$$

VYHOVUJE

4.2.5. Posouzení – pažiny

Dřevěné pažiny jsou posouzeny dle zásad ČSN EN 1995-1-1.

Dřevěný hranol	100/100		
Průřezový modul	w_y	0,167	m^3
Únosnost dřeva v ohybu	$f_{m,d}$	14	Mpa
Tlak na konstrukci	$\sigma_{k,max}$	33,75	kPa
Součinitel zatížení	γ_F	1,10	-
Délka převázky	l	1,80	m

Zatížení pažiny:

$$\begin{aligned}\sigma_{d,max} &= \sigma_{k,max} * \gamma_F &= & 37,125 & \text{kPa} \\ M_{Ed} &= 1/8 * \sigma_{d,max} * l^2 &= & 1,50 & \text{kNm}\end{aligned}$$

Únosnost pažiny:

$$M_{Rd} = W_{el,y} * f = 2,34 \text{ kNm}$$

Posouzení:

$$M_{ed}/M_{Rd} = 0,643098 < 1,0$$

VYHOVUJE

4.2.4. Posouzení – kotvy

Kotvy byly posouzeny na tři možné způsoby porušení dle ČSN EN 1993-1, ČSN EN 1992-1 a ČSN EN 1997-1.

Dywidag 1570/1770			
Maximální osová síla v kotvě	F_k	93,66	kN
Součinitel zatížení	γ_F	1,1	-
Dílčí součinitel vlastnosti materiálu	γ_P	1,0	-
Jmenovitý průměr lana	d	15,7	mm
Průměr vrtu	d_2	0,175	mm
Průřezová plocha lana	A	140	mm ²
Síla lana na mezi kluzu	F_{rd}	236	kN
Navržený počet lan v kotvě	n	1	ks
Plášťové tření kotvy	t	0,18	Mpa
Volná délka kotvy	L_{free}	4,0	m
Délka kořene	L_{fixed}	6,0	m
Pevnost betonu v tahu	f_{ctm}	2,9	MPa
Součinitel pro trvalé kotvy	γ_r	1,35	-
Součinitel odporu proti vytržení	$\gamma_{a,t}$	1,1	-

a) Vnitřní odpor kotvy:

$$R_d = n * F_{rd} / \gamma_P = 236,00 \quad \text{kN}$$

$$N_{ed} = F_k * \gamma_F = 103,03 \quad \text{kN}$$

$$R_d = 236 \quad \text{kN} > N_{ed} = 103,026 \quad \text{kN}$$

VYHOVUJE

b) Odpor proti vytažení kotvy:

$$R_{a,k} = \pi * d_2 * L_{\text{fixed}} * t = 395,84 \quad \text{kN}$$

$$R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_{a,t} = 359,86 \quad \text{kN}$$

$$R_{a,d} = 359,855 \quad \text{kN} > N_{ed} = 103,026 \quad \text{kN}$$

VYHOVUJE

c) Odpor proti vytažení z kořene:

Podmínky soudržnosti -

μ_1	1	dobré
μ_1	0,7	špatné
μ_2	1	pro $d < 32 \text{ mm}$

$$R_{tb} = 2.25 * \mu_1 * \mu_2 * f_{ctm} = 6,53 \quad \text{kN}$$

$$R_{b,k} = L_{\text{fixed}} * R_{tb} * \pi * d * n = 1287,33 \quad \text{kN}$$

$$R_{b,d} = R_{b,k} / \gamma_r = 953,58 \quad \text{kN}$$

$$R_{b,d} = 953,578 \quad \text{kN} > N_{ed} = 103,026 \quad \text{kN}$$

VYHOVUJE

4.3. Pažení úseku - C

Stěna v úseku C podchycuje objekt „Chempex“. Jedná se o stěnu vysokou 8,5 m. Přetížení od sousedního objektu bylo stanoveno 200 kNm^{-2} . Stěna je kotvena ve dvou úrovních a to v hlavě piloty a v hloubce 5 m od hlavy piloty. Další zatížení 550 kN m^{-2} je od budované konstrukce.

4.3.1. Průběhy deformací a vnitřních sil

Posouzení pažící konstrukce

Vstupní data

Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 16,00 m

Typ konstrukce : Pilotová stěna

Norma : EN 1992 1-1 (EC2)

Materiál : C 30/37

Průměr piloty $d = 0,92$ m

Osová vzdálenost pilot $a = 1,20$ m

Koef.redukce tlaku před stěnou = 1,00

Plocha průřezu $A = 5,54E-01$ m²/m

Moment setrvačnosti $I = 2,93E-02$ m⁴/m

Modul pružnosti $E = 33000,00$ MPa

Modul pružnosti ve smyku $G = 13750,00$ MPa

Parametry zemin

Sprašová hlína písčitá - F4

Objemová tíha : $\gamma = 21,00$ kN/m³

Napjatost : efektivní

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 19,00$ °

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 12,00$ kPa

Třecí úhel aktivní : $\delta_{act} = 13,00$ °

Třecí úhel pasivní : $\delta_{pas} = 10,00$ °

Zemina : soudržná

Poissonovo číslo : $\nu = 0,40$

Edometrický modul : $E_{oed} = 4,50$ MPa

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00$ kN/m³

Sprašová hlína slabě písčitá - F6

Objemová tíha : $\gamma = 18,50$ kN/m³

Napjatost : efektivní

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 25,00$ °

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 14,00$ kPa

Třecí úhel aktivní : $\delta_{act} = 17,00$ °

Třecí úhel pasivní : $\delta_{pas} = 10,00$ °

Zemina : soudržná

Poissonovo číslo : $\nu = 0,35$

Edometrický modul : $E_{oed} = 5,00$ MPa

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00$ kN/m³

Sprašová hlína - F8

Objemová tíha : $\gamma = 18,50$ kN/m³

Napjatost : efektivní

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 25,00$ °

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 14,00$ kPa

Třecí úhel aktivní : $\delta_{act} = 17,00$ °

Třecí úhel pasivní : $\delta_{pas} = 10,00$ °

Zemina : soudržná

Poissonovo číslo : $\nu = 0,35$

Edometrický modul : $E_{oed} = 5,00$ MPa

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00$ kN/m³

Detrit - Eluvium

Objemová tíha : $\gamma = 18,50$ kN/m³

Napjatost : efektivní



Pouze pro nekomerční využití



Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 35,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel aktivní : $\delta_{act} = 23,00^\circ$
 Třecí úhel pasivní : $\delta_{pas} = 10,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Edometrický modul : $E_{oed} = 40,00 \text{ MPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Neogenní jíl - F8

Objemová tíha : $\gamma = 20,50 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 20,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 17,10 \text{ kPa}$
 Třecí úhel aktivní : $\delta_{act} = 13,00^\circ$
 Třecí úhel pasivní : $\delta_{pas} = 10,00^\circ$
 Zemina : soudržná
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,42$
 Edometrický modul : $E_{oed} = 3,00 \text{ MPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Granodiorit - R5

Objemová tíha : $\gamma = 20,50 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 25,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 95,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel aktivní : $\delta_{act} = 17,00^\circ$
 Třecí úhel pasivní : $\delta_{pas} = 13,00^\circ$
 Zemina : soudržná
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,25$
 Modul přetvárnosti : $E_{def} = 500,00 \text{ MPa}$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,25$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Granodiorit - R4

Objemová tíha : $\gamma = 20,50 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 25,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 95,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel aktivní : $\delta_{act} = 17,00^\circ$
 Třecí úhel pasivní : $\delta_{pas} = 13,00^\circ$
 Zemina : soudržná
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,25$
 Edometrický modul : $E_{oed} = 1500,00 \text{ MPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,70	Sprašová hlína písčitá - F4	
2	1,10	Sprašová hlína - F8	
3	1,00	Detrit - Eluvium	



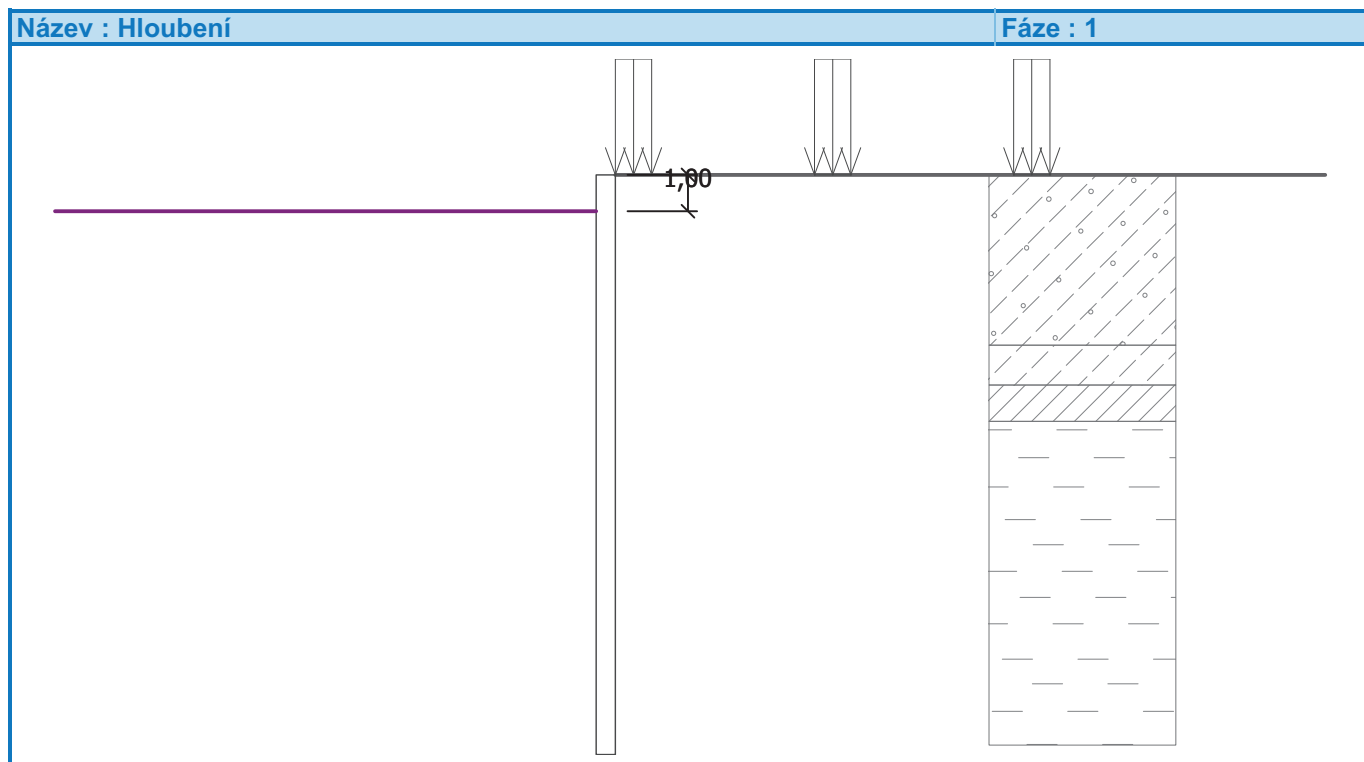
Pouze pro nekomerční využití



Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
4	11,00	Neogenní jíl - F8	
5	2,00	Neogenní jíl - F8	
6	0,50	Granodiorit - R5	
7	-	Granodiorit - R4	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,00 m.



Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		stálé	200,00		0,00	1,00	na terénu
2	ANO		stálé	200,00		5,50	1,00	na terénu
3	ANO		stálé	200,00		11,00	1,00	na terénu

Číslo	Název
1	Chempex
2	Chempex
3	Chempex

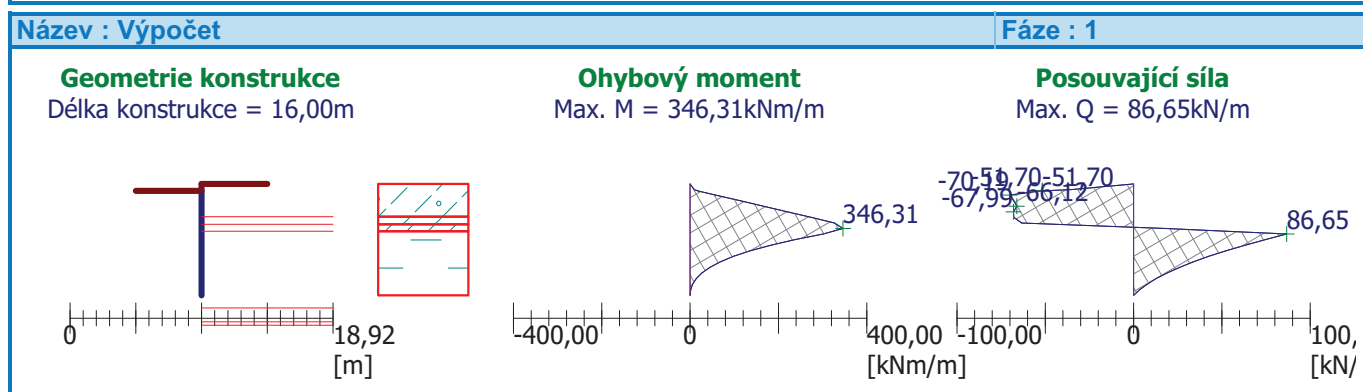
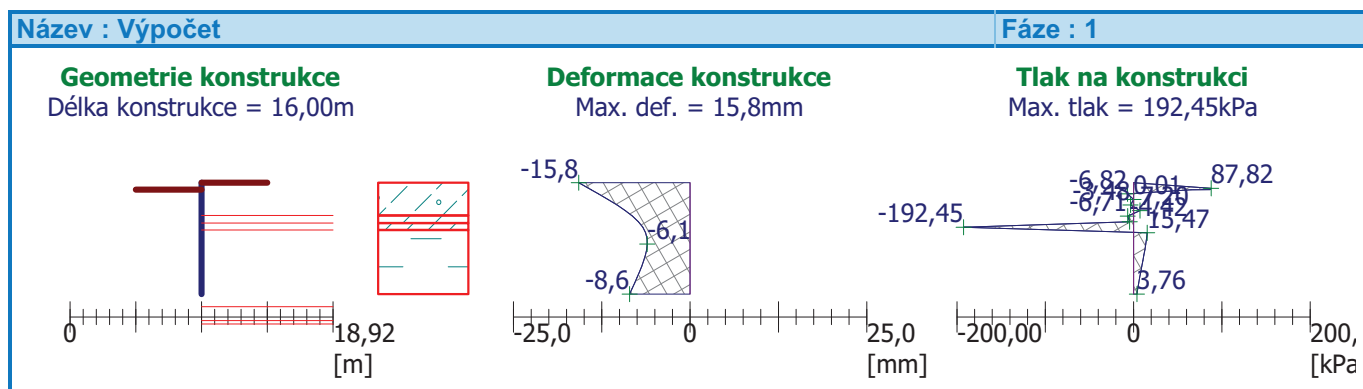


Pouze pro nekomerční využití



Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)

Maximální posouvající síla = 86,65 kN/m
 Maximální moment = 346,31 kNm/m
 Maximální deformace = 15,8 mm



Vstupní data (Fáze budování 2)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,00 m.

Zadaná plošná přitížení

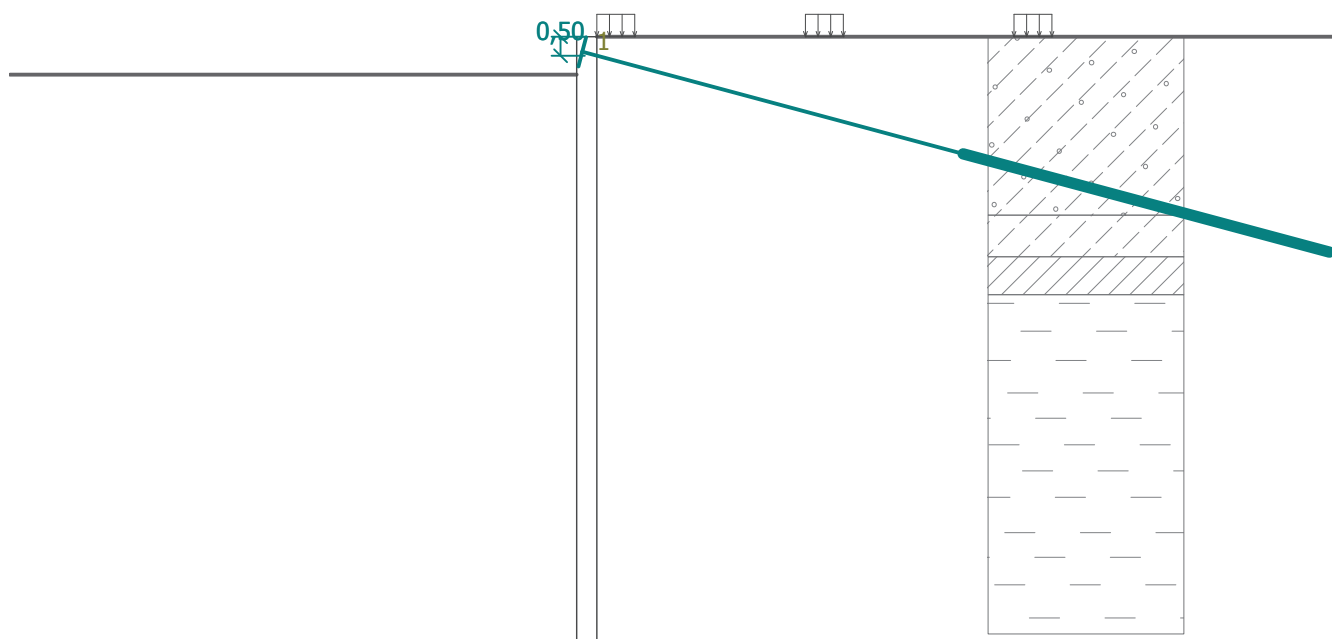
Číslo	Přetížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		stálé	200,00		0,00	1,00	na terénu
2	ANO		stálé	200,00		5,50	1,00	na terénu
3	ANO		stálé	200,00		11,00	1,00	na terénu

Číslo	Název
1	Chempex
2	Chempex
3	Zástavba

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	ANO	0,50	10,00	10,00	15,00	2,00

Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm ²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		560,000	210000,00		240,00



Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)

Maximální posouvající síla = 94,32 kN/m
 Maximální moment = 59,85 kNm/m
 Maximální deformace = 13,2 mm

Síly v kotvách

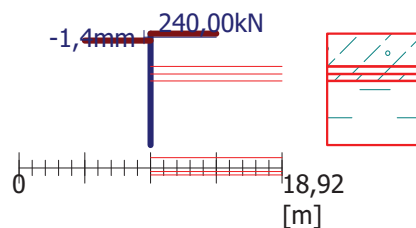
Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,50	-1,4	240,00

Název : Výpočet

Fáze : 2

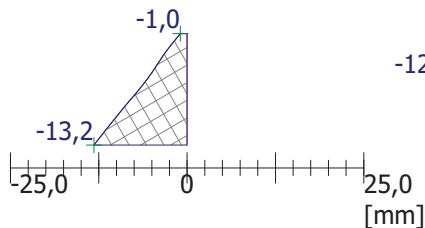
Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 16,00m



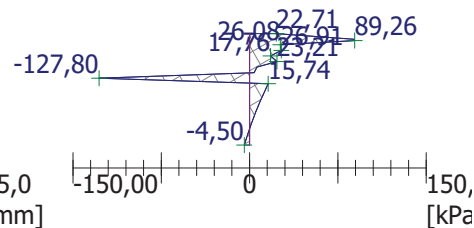
Deformace konstrukce

Max. def. = 13,2mm



Tlak na konstrukci

Max. tlak = 127,80kPa

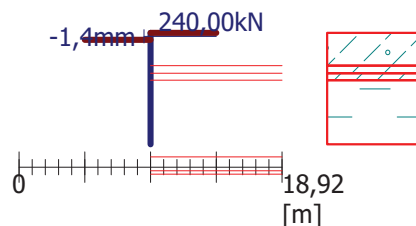


Název : Výpočet

Fáze : 2

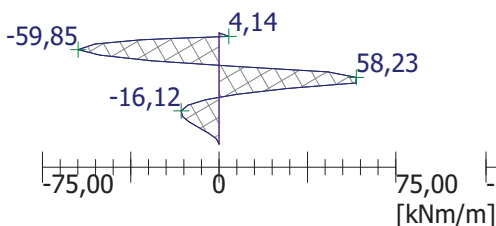
Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 16,00m



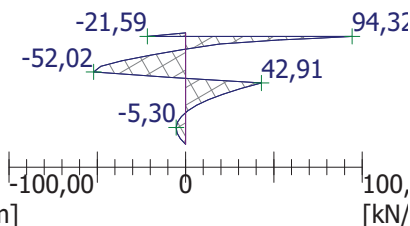
Ohybový moment

Max. M = 59,85kNm/m



Posouvající síla

Max. Q = 94,32kN/m



Pouze pro nekomerční využití



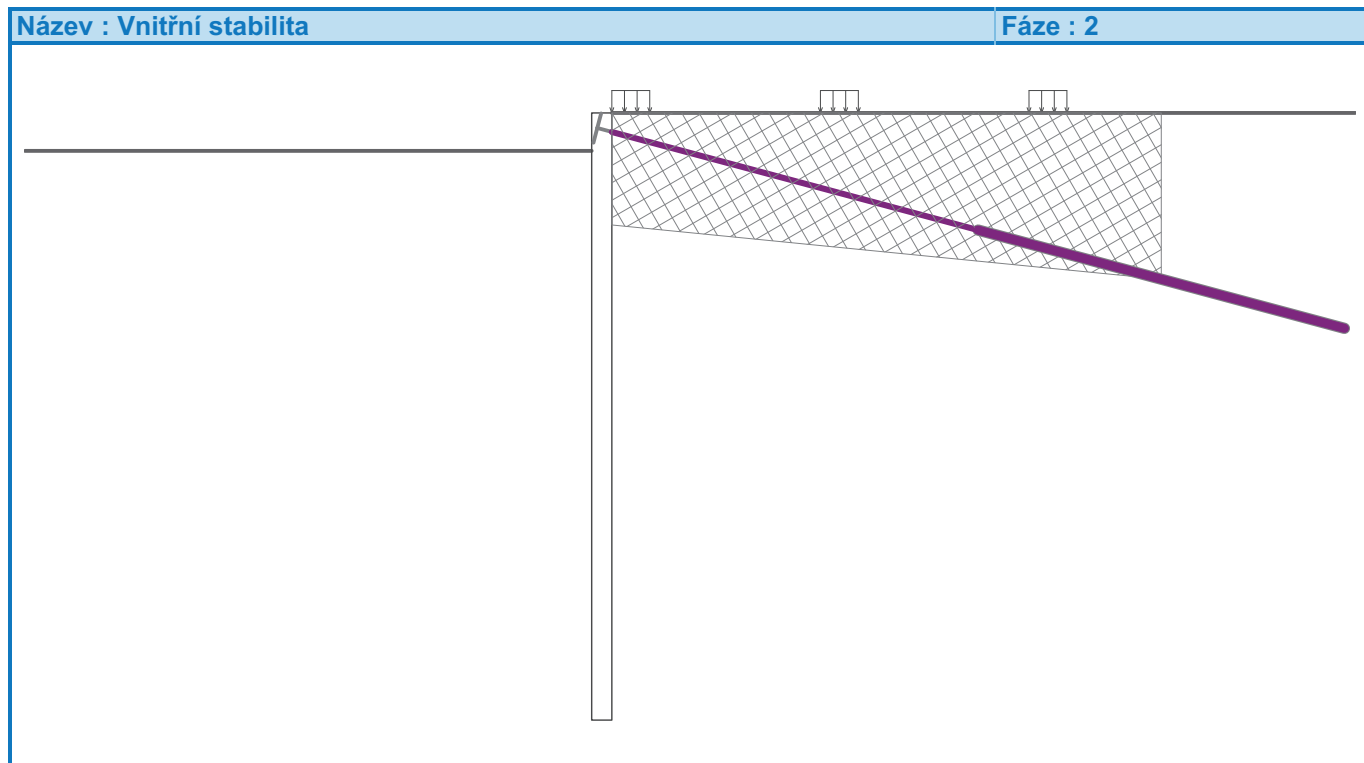
Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Stupeň bezpečnosti
1	240,00	1464,31	6,10

Rozhodující řada kotev : 1

Požadovaný stupeň bezp. $SB = 1,50 < 6,10 = SB_{\min}$.

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE



Vstupní data (Fáze budování 3)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 5,50 m.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přetížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		stálé	200,00		0,00	1,00	na terénu
2	ANO		stálé	200,00		5,50	1,00	na terénu
3	ANO		stálé	200,00		11,00	1,00	na terénu

Číslo	Název
1	Zástavba
2	Zástavba
3	Zástavba

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	NE	0,50	10,00	10,00	15,00	2,00



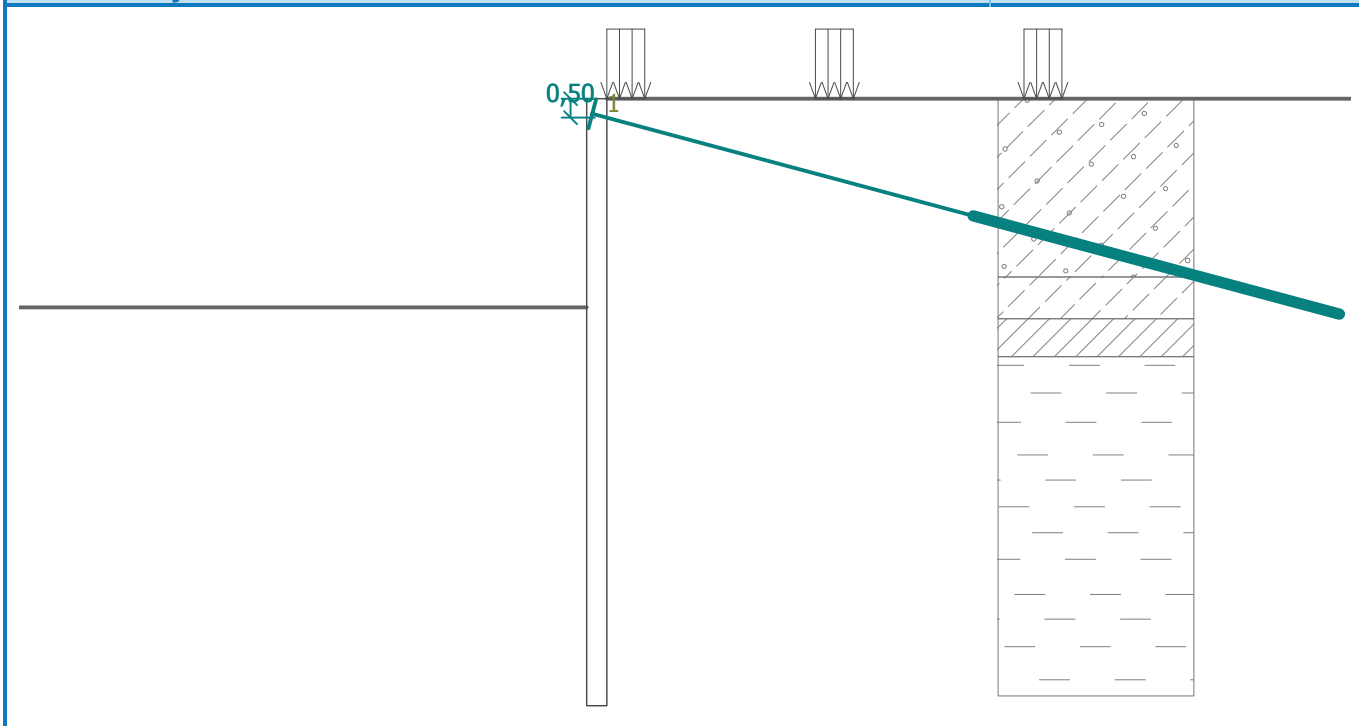
Pouze pro nekomerční využití



Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm ²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		560,000	210000,00		434,15

Název : Kotvy

Fáze : 3



Výsledky výpočtu (Fáze budování 3)

Maximální posouvající síla = 195,90 kN/m
Maximální moment = 374,52 kNm/m
Maximální deformace = 57,9 mm

Síly v kotvách

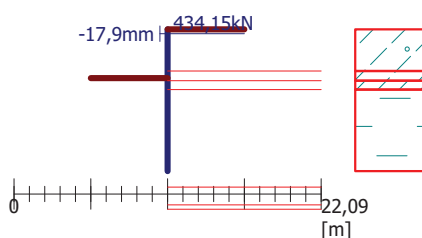
Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,50	-17,9	434,15

Název : Výpočet

Fáze : 3

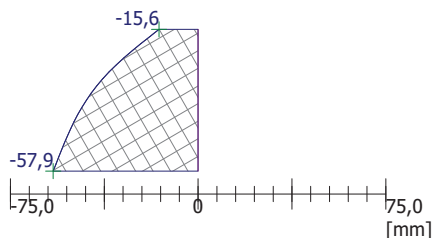
Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 16,00m



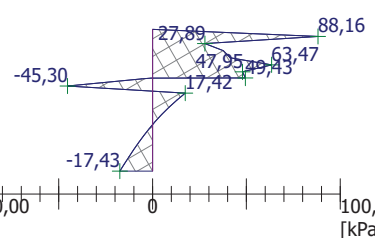
Deformace konstrukce

Max. def. = 57,9mm



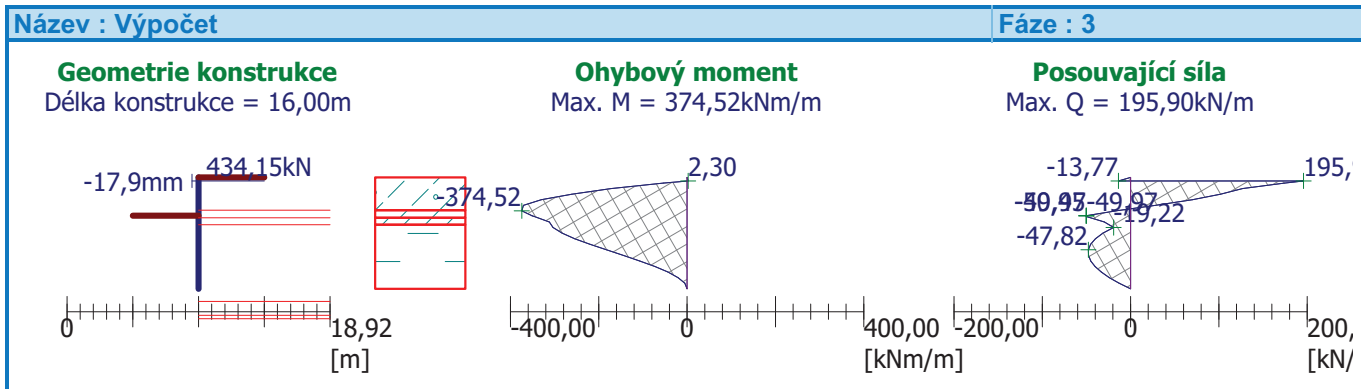
Tlak na konstrukci

Max. tlak = 88,16kPa



Pouze pro nekomerční využití





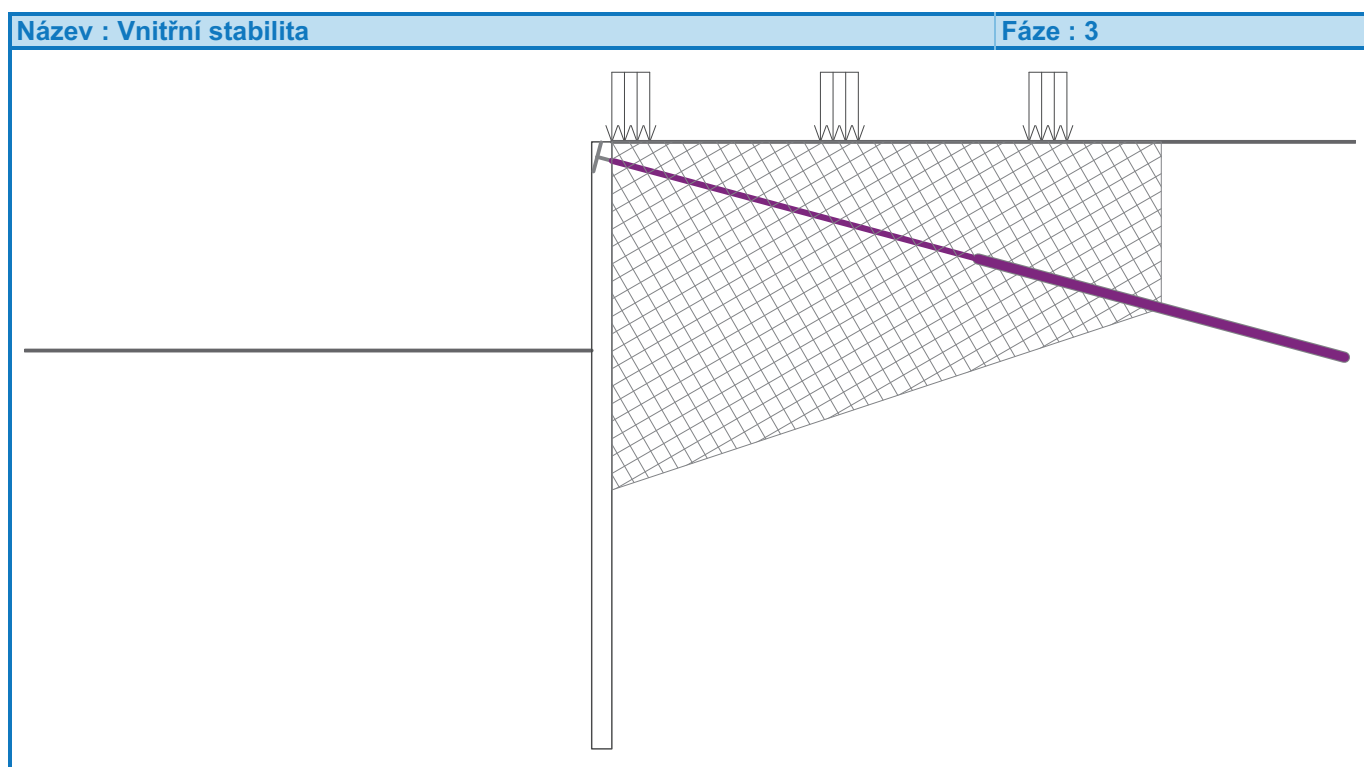
Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Stupeň bezpečnosti
1	434,15	1690,60	3,89

Rozhodující řada kotev : 1

Požadovaný stupeň bezp. $SB = 1,50 < 3,89 = SB_{\text{minim.}}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE



Vstupní data (Fáze budování 4)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 5,50 m.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		stálé	200,00		0,00	1,00	na terénu
2	ANO		stálé	200,00		5,50	1,00	na terénu
3	ANO		stálé	200,00		11,00	1,00	na terénu



Pouze pro nekomerční využití

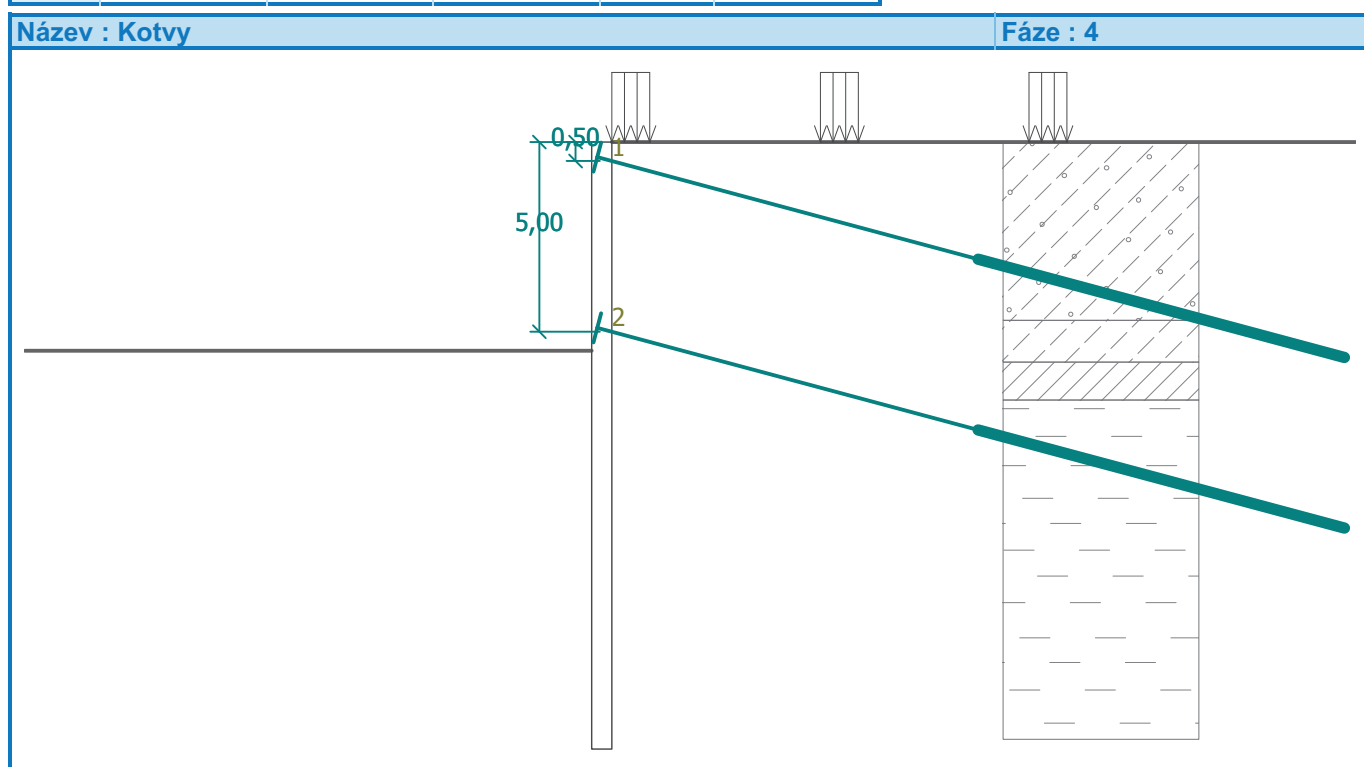


Číslo	Název
1	Zástavba
2	Zástavba
3	Zástavba

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	NE	0,50	10,00	10,00	15,00	2,00
2	ANO	5,00	10,00	10,00	15,00	1,00

Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		560,000	210000,00		304,48
2		560,000	210000,00		450,00



Výsledky výpočtu (Fáze budování 4)

Maximální posouvající síla = 262,43 kN/m
 Maximální moment = 251,29 kNm/m
 Maximální deformace = 60,5 mm

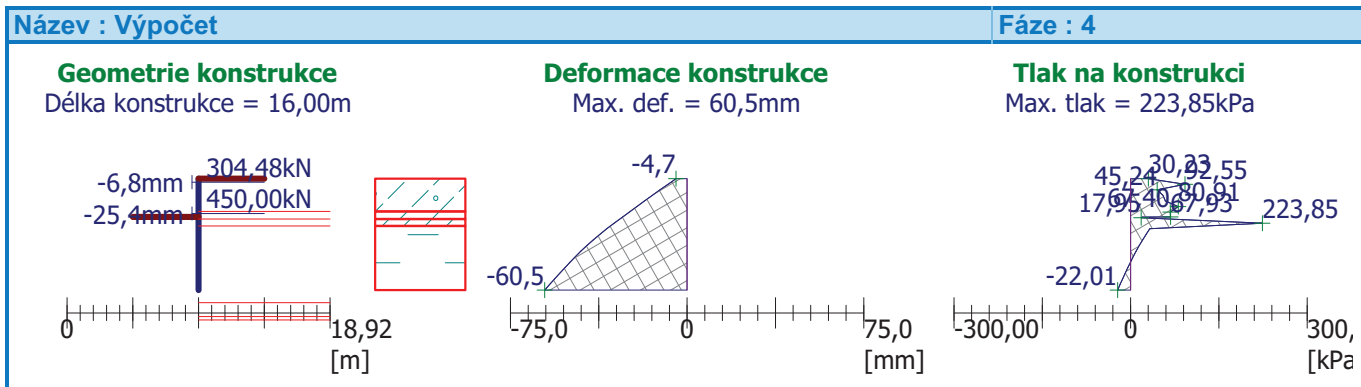
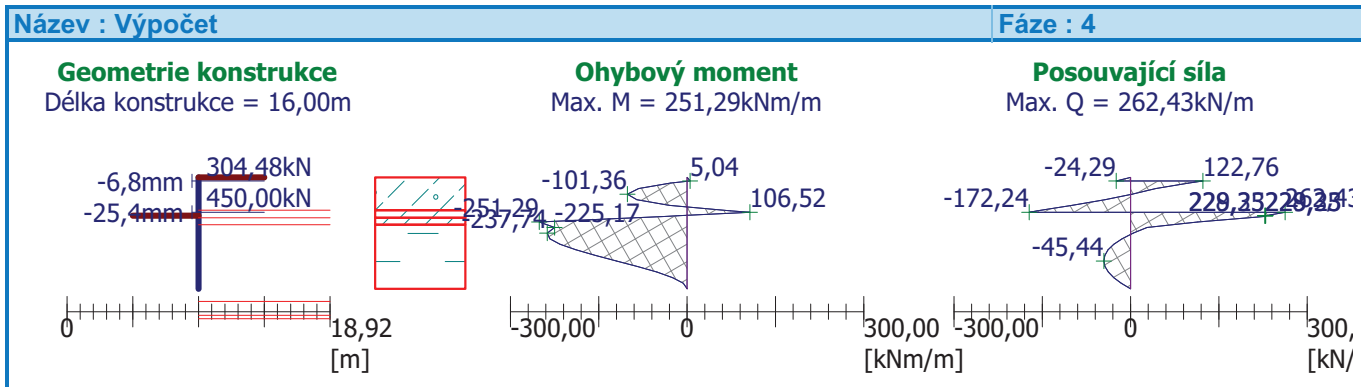
Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,50	-6,8	304,48
2	5,00	-25,4	450,00



Pouze pro nekomerční využití





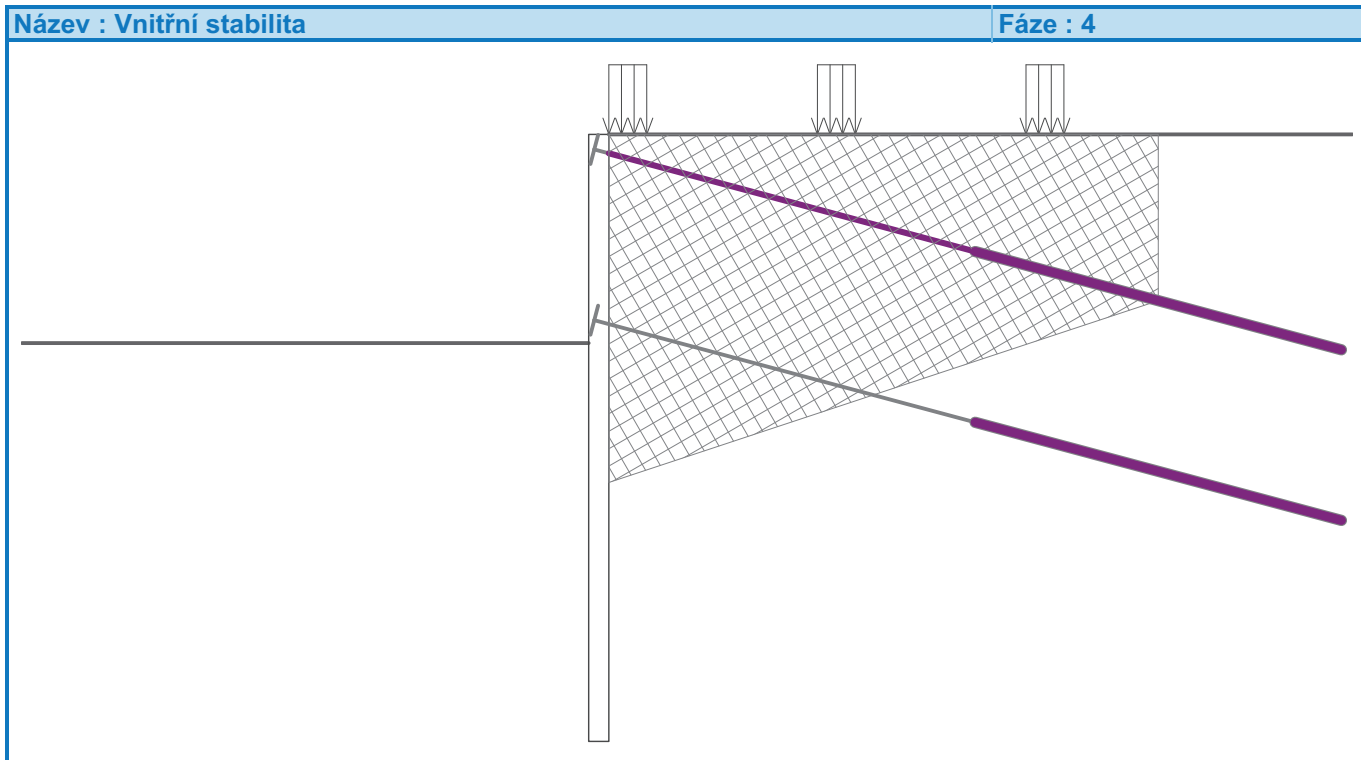
Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Stupeň bezpečnosti
1	304,48	1690,60	5,55
2	450,00	1213,92	2,70

Rozhodující řada kotev : 2

Požadovaný stupeň bezp. SB = 1,50 < 2,70 = SB_{minim.}

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE



Vstupní data (Fáze budování 5)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 9,00 m.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		stálé	200,00		0,00	1,00	na terénu
2	ANO		stálé	200,00		5,50	1,00	na terénu
3	ANO		stálé	200,00		11,00	1,00	na terénu

Číslo	Název
1	Chempex
2	Chempex
3	Chempex

Zadané kotvy

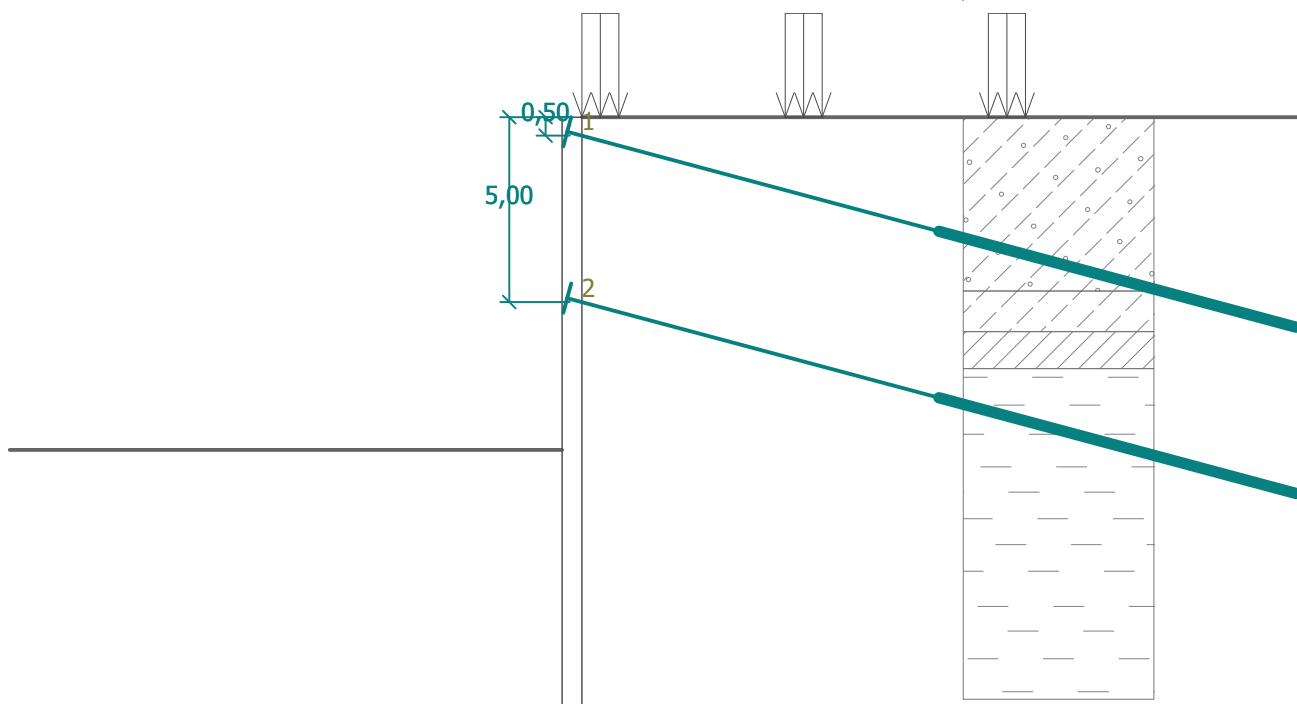
Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	NE	0,50	10,00	10,00	15,00	2,00
2	NE	5,00	10,00	10,00	15,00	1,00

Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm ²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		560,000	210000,00		234,60
2		560,000	210000,00		518,95



Pouze pro nekomerční využití





Výsledky výpočtu (Fáze budování 5)

Maximální posouvající síla = 296,00 kN/m
 Maximální moment = 365,02 kNm/m
 Maximální deformace = 97,6 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,50	-0,9	234,60
2	5,00	-31,2	518,95

Název : Výpočet

Fáze : 5

Geometrie konstrukce

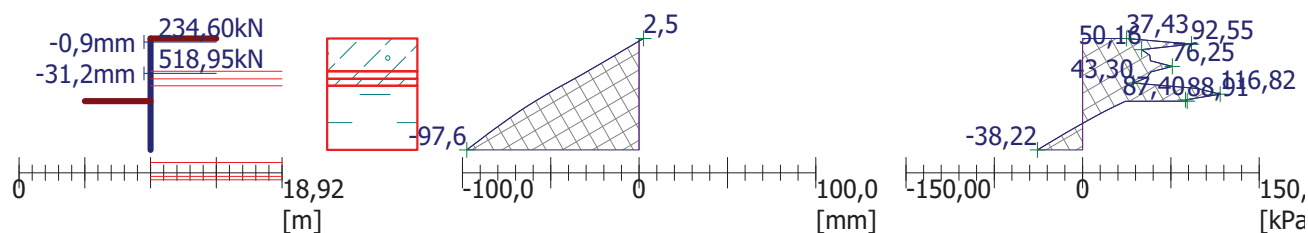
Délka konstrukce = 16,00m

Deformace konstrukce

Max. def. = 97,6mm

Tlak na konstrukci

Max. tlak = 116,82kPa



Název : Výpočet

Fáze : 5

Geometrie konstrukce

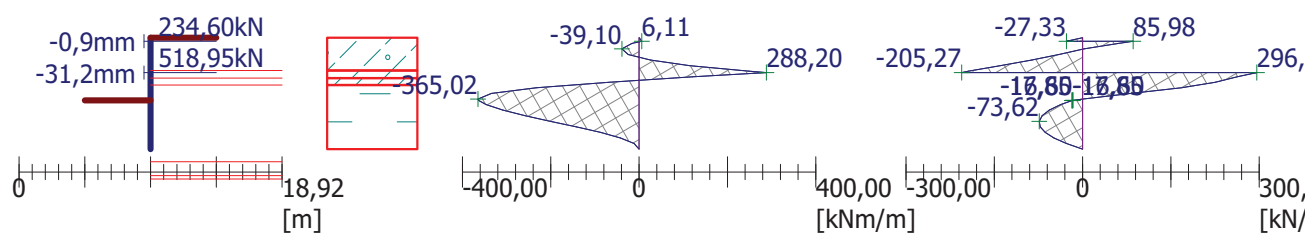
Délka konstrukce = 16,00m

Ohybový moment

Max. M = 365,02kNm/m

Posouvající síla

Max. Q = 296,00kN/m



Pouze pro nekomerční využití



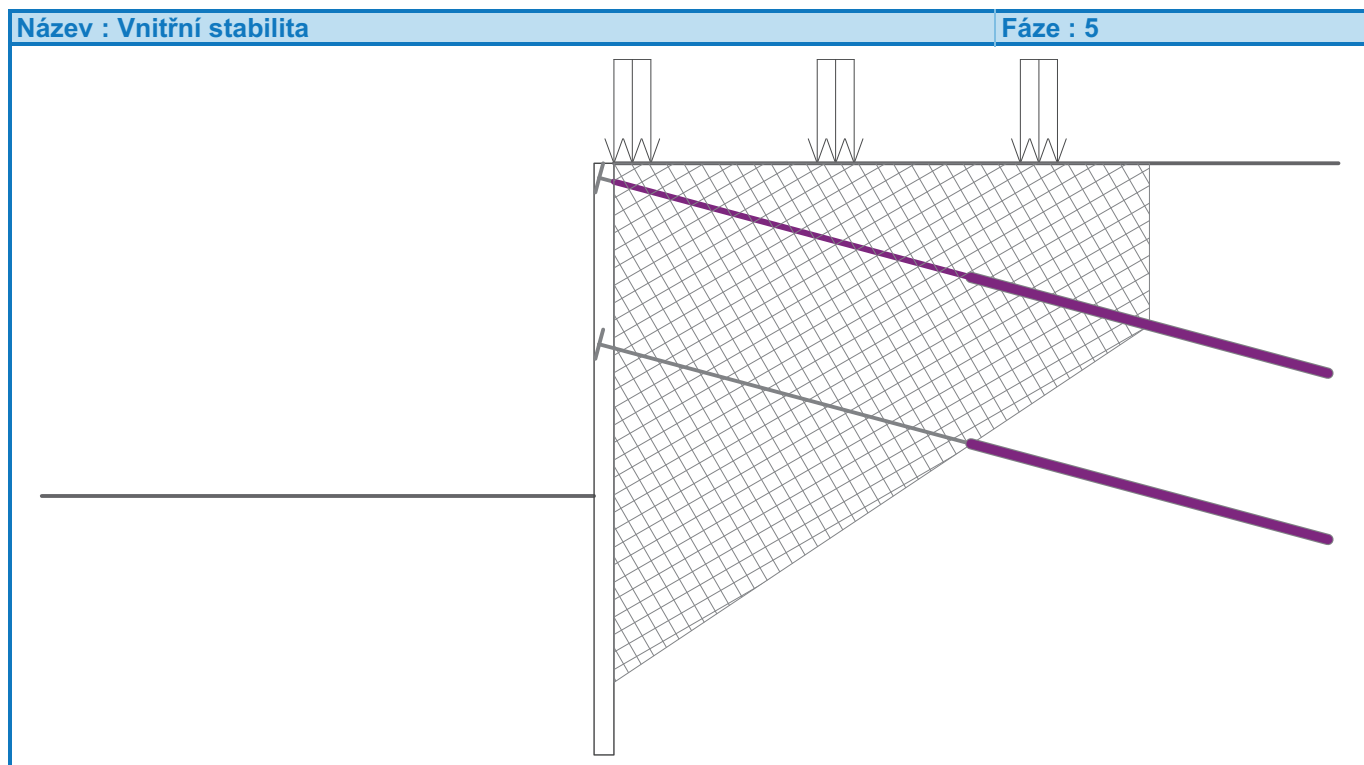
Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Stupeň bezpečnosti
1	234,60	1099,72	4,69
2	518,95	915,82	1,76

Rozhodující řada kotev : 2

Požadovaný stupeň bezp. $SB = 1,50 < 1,76 = SB_{\text{minim.}}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE



Vstupní data (Fáze budování 6)

Zadaná plošná přitížení

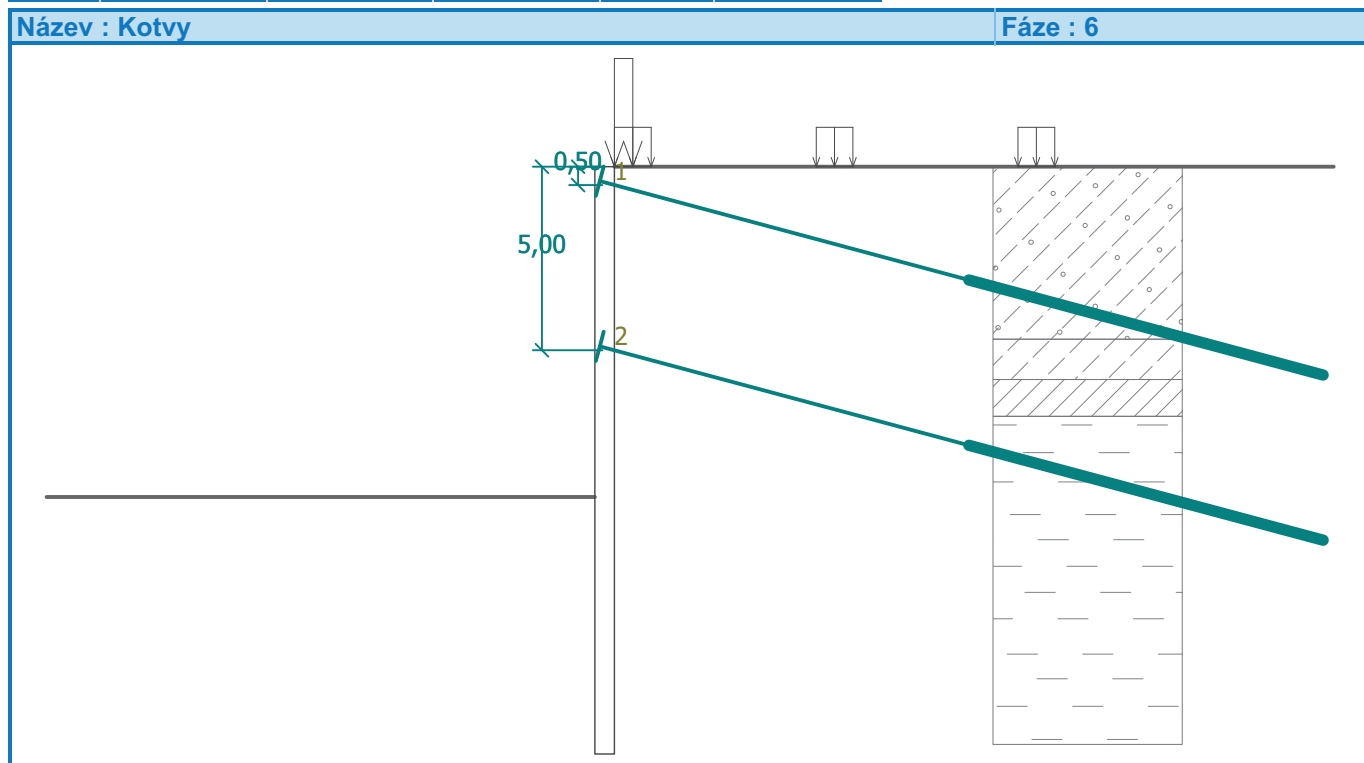
Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		stálé	200,00		0,00	1,00	na terénu
2	ANO		stálé	200,00		5,50	1,00	na terénu
3	ANO		stálé	200,00		11,00	1,00	na terénu
4	ANO		stálé	550,00		0,00	0,50	na terénu

Číslo	Název
1	Chempex
2	Chempex
3	Chempex
4	SONO

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	NE	0,50	10,00	10,00	15,00	2,00
2	NE	5,00	10,00	10,00	15,00	1,00

Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm ²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		560,000	210000,00		243,13
2		560,000	210000,00		522,60

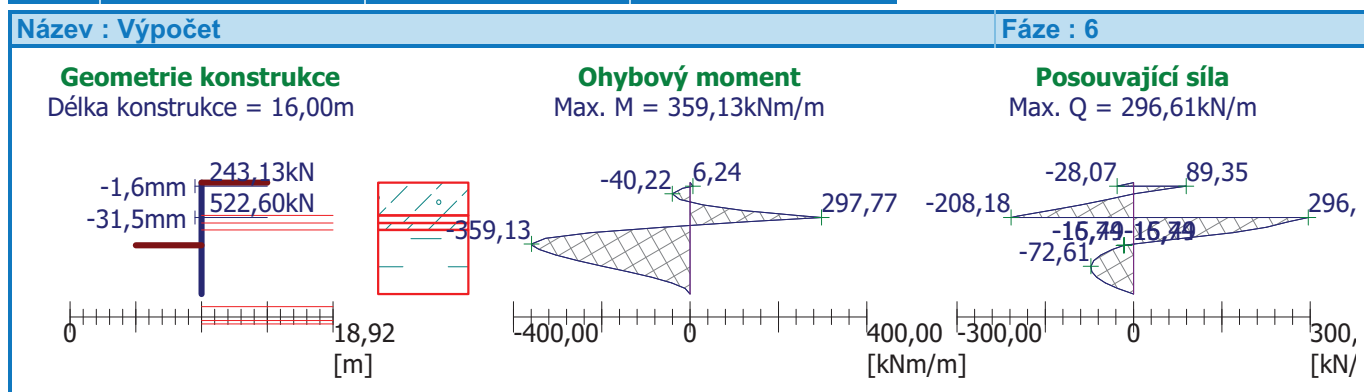


Výsledky výpočtu (Fáze budování 6)

Maximální posouvající síla = 296,61 kN/m
 Maximální moment = 359,13 kNm/m
 Maximální deformace = 97,4 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,50	-1,6	243,13
2	5,00	-31,5	522,60

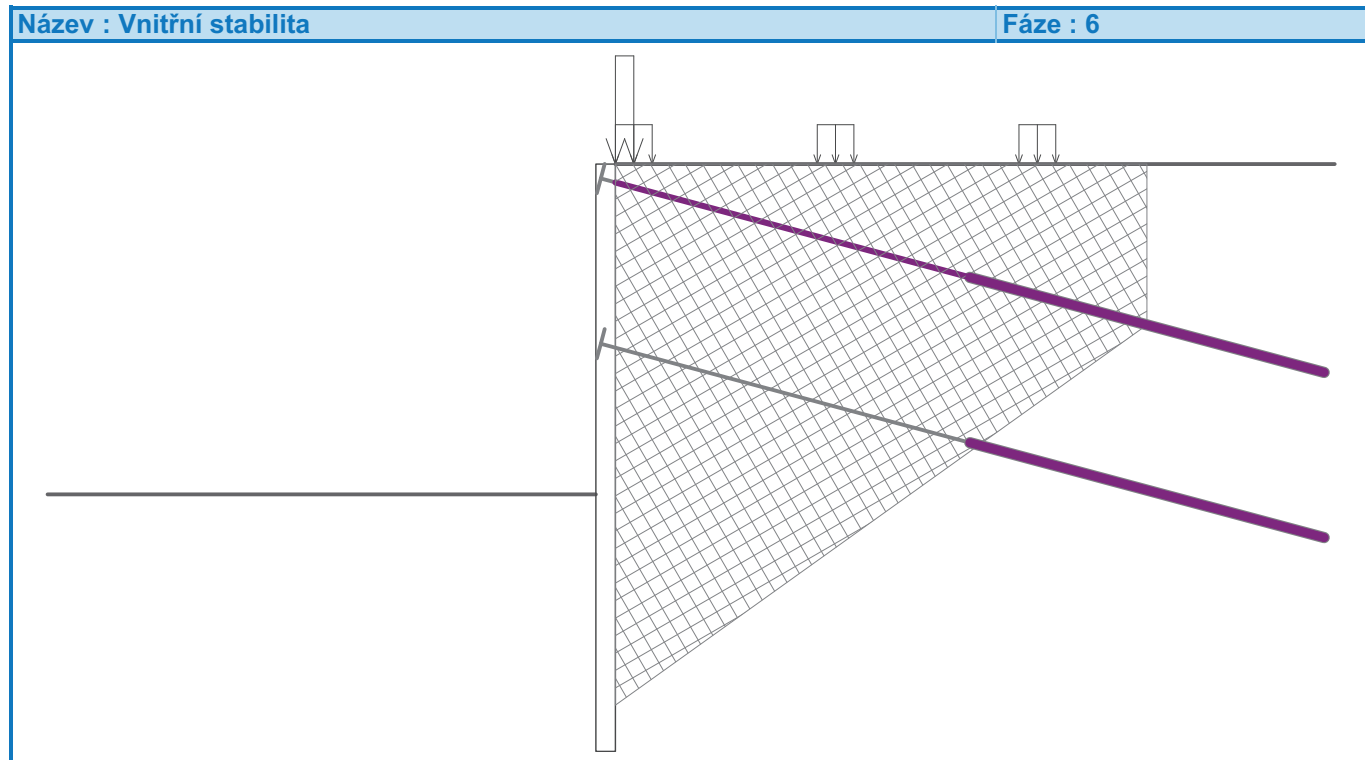


Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Stupeň bezpečnosti
1	243,13	1235,45	5,08
2	522,60	999,93	1,91

Rozhodující řada kotev : 2
Požadovaný stupeň bezp. $SB = 1,50 < 1,91 = SB_{\text{minim.}}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE



Pouze pro nekomerční využití



4.3.2. Posouzení – piloty

Posouzení bylo provedeno podle zásad ČSN EN 1992-1-1 v páté fázi budování, kdy je konstrukce zatěžována ohybovým momentem v kombinaci s největší silou vyvolanou působením dvou zemních kotev a silou od obvodových stěn objektu SONO.

Průřez	920		
Ocel	C30/37		
Maximální moment	$M_{k,max}$	365,02	kNm
Délka	l_z	14,0	m
Síla v kotvě 1	$F_{k,1}$	234,6	kN
Síla v kotvě 2	$F_{k,2}$	518,95	kN
Součinitel zatížení	γ_F	1,1	-
Vzdálenost pilot	l	1,2	m
Vzdálenost kotev 1	$l_{k,1}$	2,0	m
Vzdálenost kotev 2	$l_{k,2}$	1,0	m
Skon kotev	α	15	°

$$M_{ed} = M_{k,max} * l * \gamma_F = 481,83 \text{ kNm}$$

$$N_{ed} = \Sigma F_k * \sin \alpha * \gamma_F = 214,54 \text{ kN}$$

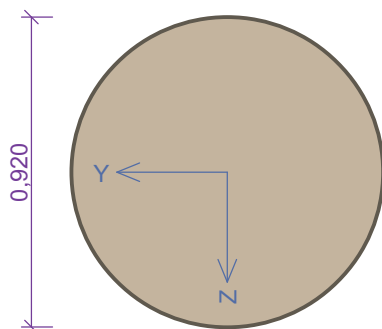
1 Posouzení piloty - Tlak + ohyb

2 Řez 1

2.1 Vstupní data

Typ prvku: sloup
Prostředí: X0
Požadovaná třída betonu: C12/15

Průřez



Materiály

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 30,0$ MPa

Pevnost v tahu $f_{ct} = 2,9$ MPa

Modul pružnosti $E_{cm} = 33000,0$ MPa

Ocel podélná : B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500,0$ MPa

Modul pružnosti $E = 200000,0$ MPa

Ocel příčná : B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500,0$ MPa

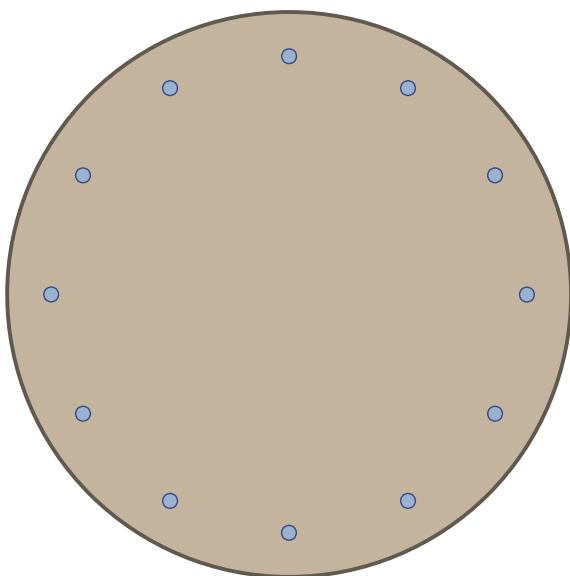
Modul pružnosti $E = 200000,0$ MPa

Vnitřní síly - návrhová (MSÚ)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	V_{Edz} [kN]	M_{Edy} [kNm]	QP koef. [-]
1	P023 + kotvy + zemní tlak	854,54	0,00	481,83	1,000

Vyztužení průřezu

Kruh: 12ks × profil 24,0, krytí 60,0 mm
12x24,00 kr. 60,0



S tlačnou výztuží je počítáno.

2.2 Výsledky

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Sloup (celková výztuž):

$\rho_s = 0,00817 \geq \rho_{s,min} = 0,002 \Rightarrow$ **VYHOVUJE**

$\rho_s = 0,00817 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow$ **VYHOVUJE**



Pouze pro nekomerční využití



Posouzení konstrukčních zásad třmínků

Minimální průměr třmínků $d = 6,00 \text{ mm} \Rightarrow$ **VYHOVUJE**

Maximální vzdálenost třmínků $s_{cl,max} = 0,30 \text{ m} \Rightarrow$ **VYHOVUJE**

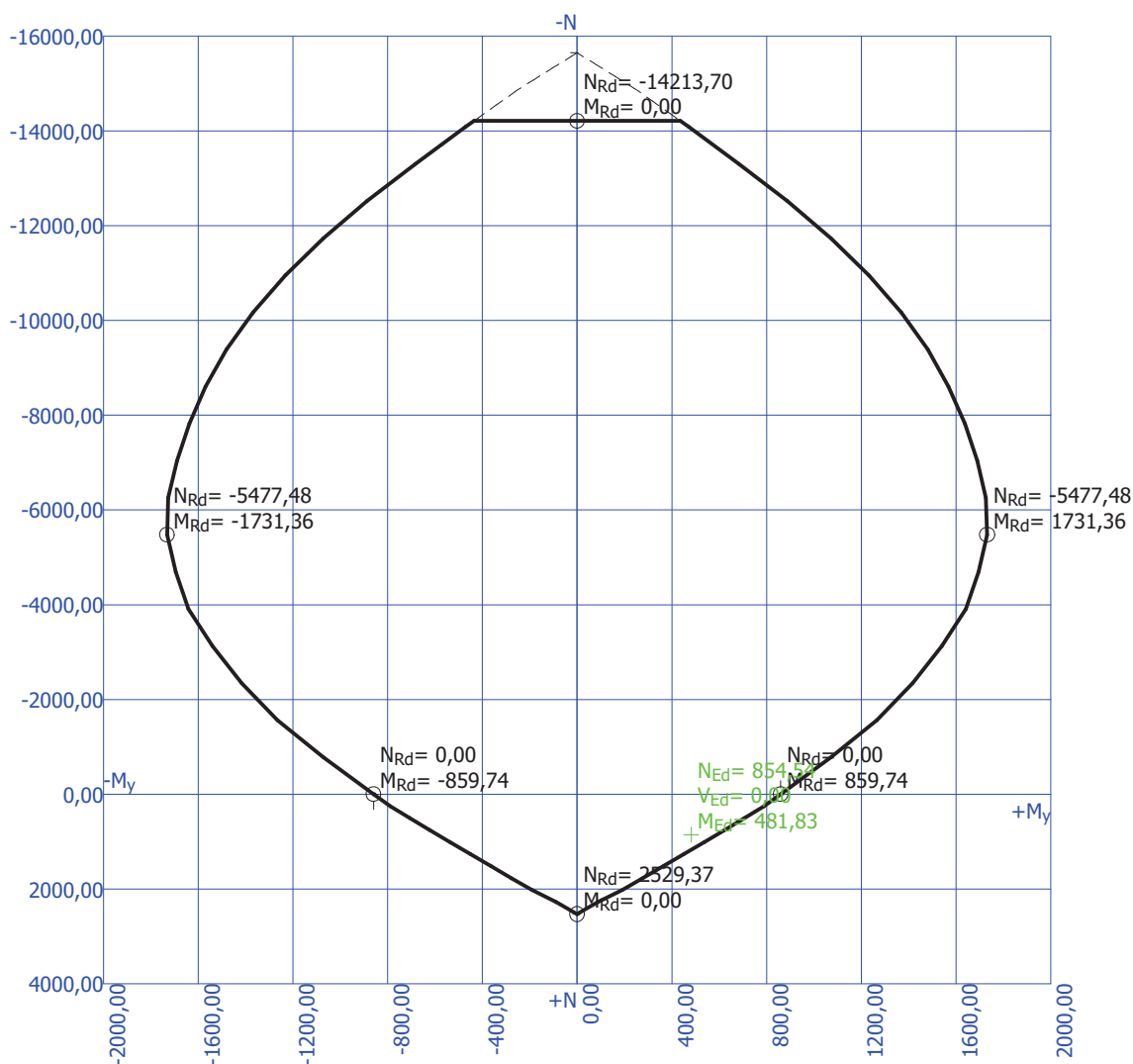
Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	Posouzení
1	P023 + kotvy + zemní tlak	854,54	1171,83	0,00	0,00	481,83	590,08	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti (ohyb, smyk) VYHOVUJE

Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE

Interakční diagram



Pouze pro nekomerční využití



4.3.3. Posouzení – kotvy

Kotvy byly posouzeny na tři možné způsoby porušení dle ČSN EN 1993-1, ČSN EN 1992-1 a ČSN EN 1997-1.

Dywidag 1570/1770			
Maximální osová síla v kotvě	F_k	518,95	kN
Součinitel zatížení	γ_F	1,1	-
Dílčí součinitel vlastnosti materiálu	γ_P	1,0	-
Jmenovitý průměr lana	d	15,7	mm
Průměr vrtu	d_2	0,175	mm
Průřezová plocha lana	A	140	mm ²
Síla lana na mezi kluzu	F_{rd}	236	kN
Navržený počet lan v kotvě	n	4	ks
Plášťové tření kotvy	t	0,18	Mpa
Volná délka kotvy	L_{free}	10,0	m
Délka kořene	L_{fixed}	10,0	m
Pevnost betonu v tahu	f_{ctm}	2,9	MPa
Součinitel pro trvalé kotvy	γ_r	1,35	-
Součinitel odporu proti vytržení	$\gamma_{a,t}$	1,1	-

a) Vnitřní odpor kotvy:

$$R_d = n * F_{rd} / \gamma_P = 944,00 \quad \text{kN}$$

$$N_{ed} = F_k * \gamma_F = 570,85 \quad \text{kN}$$

$$R_d = 944 \quad \text{kN} > N_{ed} = 570,845 \quad \text{kN}$$

VYHOVUJE

b) Odpor proti vytažení kotvy:

$$R_{a,k} = \pi * d_2 * L_{\text{fixed}} * t = 989,60 \quad \text{kN}$$

$$R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_{a,t} = 899,64 \quad \text{kN}$$

$$R_{a,d} = 899,638 \quad \text{kN} > N_{ed} = 570,845 \quad \text{kN}$$

VYHOVUJE

c) Odpor proti vytažení z kořene:

Podmínky soudržnosti -

μ_1	1	dobré
μ_1	0,7	špatné
μ_2	1	pro $d < 32 \text{ mm}$

$$R_{tb} = 2.25 * \mu_1 * \mu_2 * f_{ctm} = 6,53 \quad \text{kN}$$

$$R_{b,k} = L_{\text{fixed}} * R_{tb} * \pi * d * n = 12873,30 \quad \text{kN}$$

$$R_{b,d} = R_{b,k} / \gamma_r = 9535,78 \quad \text{kN}$$

$$R_{b,d} = 9535,78 \quad \text{kN} > N_{ed} = 570,845 \quad \text{kN}$$

VYHOVUJE

Obsah:

5. ZALOŽENÍ OBJEKTU	2
5.1. ZADÁNÍ	2
5.2. ZPŮSOBY ZAKLÁDÁNÍ	2
5.2.1. PLOŠNÉ ZÁKLADY	2
2.3.2.1. Základová deska	3
2.3.2.2. Základové pasy	3
2.3.2.3. Základové patky	4
2.3.2.4. Statické řešení plošných základů	5
5.2.2. HLUBINNÉ ZÁKLADY	6
2.3.2.5. Vrtané piloty	7
2.3.2.6. Vrtané piloty typu CFA	9
2.3.2.7. Piloty ražené	10
5.2.3. VÝBĚR METODY PRO OBJEKT SONO	12
5.2.4. VÝPOČET ÚNOSNOSTI PILOT	13
2.3.2.8. Únosnost stanovená na základě 1. mezního stavu	13
2.3.2.9. Únosnost stanovená na základě 2. mezního stavu	14
5.3. SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY A ZDROJŮ	17

5. Založení objektu

5.1. Zadání

Velmi důležitou částí objektu jsou základy, které přenášejí zatížení z horní stavby do základové půdy. Pokud by bylo zatížení přenášeno pouze malou plochou sloupů nebo stěn, mohlo by po překročení určité hodnoty zatížení dojít k zaboření stavební konstrukce. Proto se mezi konstrukci a základovou půdu navrhuje základ takových vlastností a tvaru, které zabezpečí přenos zatížení tak, aby konstrukce byla stabilní.

Návrh základů ovlivňuje velké množství faktorů jako geotechnické poměry na staveništi, dispozice objektu, způsob a velikost zatížení. Teprve po zjištění těchto údajů se může provést vlastní návrh základů, přičemž je třeba přihlídnout ke spolupůsobení nosné konstrukce a jejího podloží.

5.2. Způsoby zakládání

Rozlišujeme v zásadě dva způsoby zakládání - hlubinné a plošné. Další možnosti v případě špatných vlastností základové půdy, je zlepšování základové půdy. Tím se zvyšuje její únosnost, snižují se deformace, redukuje propustnost a jiné. V dalším textu můžeme úvahy o zlepšování základové půdy vypustit, neboť v našem případě se jedná o kvalitní základovou půdu a nevyskytuje se podzemní voda. Mezi plošné základy patří základové pasy, rošty a patky. Hlubinné základy tvoří zejména piloty nebo podzemní stěny.

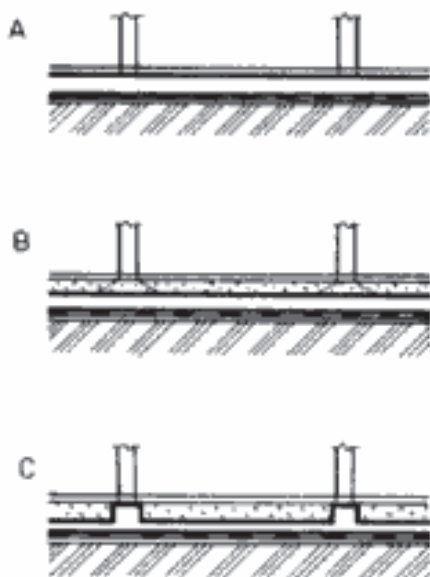
V následující části budou podrobně popsány varianty založení a bude vybrána nejvhodnější metoda, která zajistí bezpečný přenos zatížení a zároveň splní ekonomické aspekty.

5.2.1. Plošné základy

Plošné základy se navrhují u staveb budovaných ve vhodných inženýrsko geologických poměrech nebo u menších staveb, které nevyvozují velké zatížení. Při návrhu plošných základů se posuzuje, zda zemina bezpečně přenesne napětí v základové půdě vyvolané zatížením od vrchní stavby (I. skupina mezních stavů) a také jestli nedojde k neúměrnému sednutí (II. Skupina mezních stavů).

2.3.2.1. Základová deska

Základová deska je souvislý plošný prvek, který přenáší zatížení od horní stavby. Navrhují se zejména na nehomogéním a málo únosném podloží. Jedná se o nejnákladnější druh plošných základů. Výhodou však je účinné vodorovné ztužení objektu v úrovni základové spáry, snížení kontaktního napětí při zakládání na málo únosné půdě a plošné snížení nerovnoměrného sedání. Desky mají různé uspořádání (jednoduché, desky zesílené základovými pasy, desky obráceného hřibového typu, atd). U velkých zatížení by byla deska vzhledem ke své tloušťce neekonomická. Ta závisí na typu konstrukce a na základových poměrech.

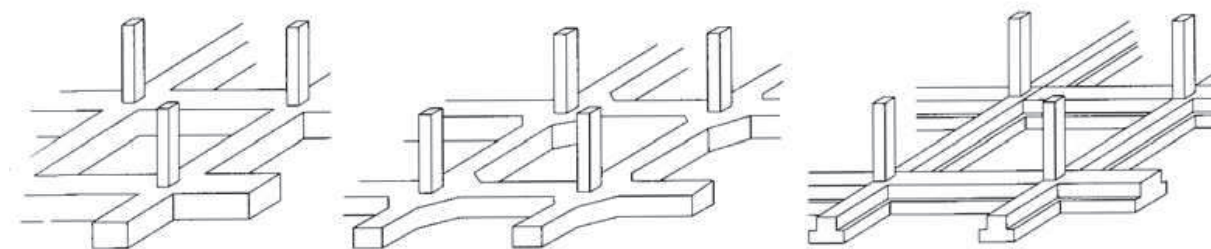


obrázek: 5.1 Poloha objektu [13]

2.3.2.2. Základové pasy

Základové pasy se navrhují pod průběžnými zdmi. Šířka pasů je závislá na zatížení a na vlastnostech základové půdy. Základové pasy se navrhují z prostého nebo železového betonu. Mohou být monolitické nebo montované z prefabrikovaných dílců. U pásů větších výšek můžeme navrhnout pásy víceúrovňové.

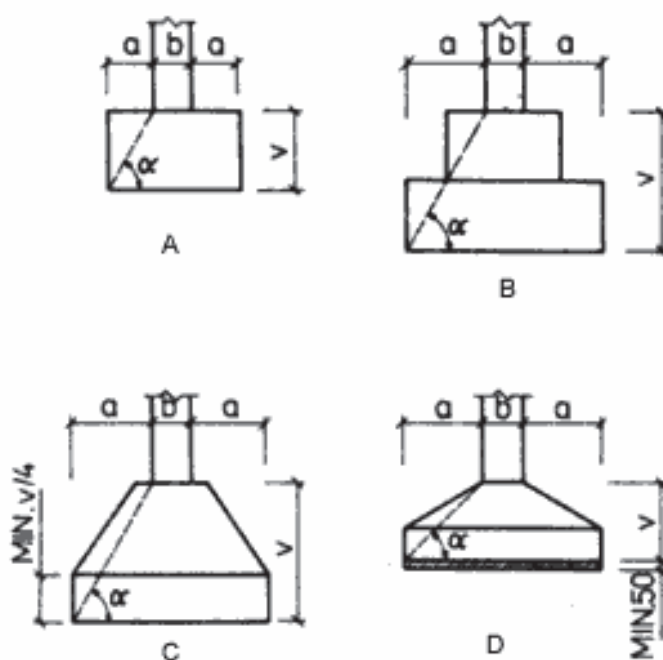
Jedná-li se o skeletovou konstrukci může se provést základový rošt v případě, kdy by patky vycházely příliš blízko sebe a tudíž by bylo jejich provedení náročné a neekonomické. Vytváří tak vodorovně tuhou konstrukci v úrovni základové spáry, která je výhodná při zakládání v obtížných podmínkách (zakládání na málo únosných zeminách, poddolovaném nebo svážlivém území). Základový rošt také účinně snižuje rozdíly v sedání u tuhých skeletových konstrukcí.



obrázek: 5.2 Typy základových roštů [13]

2.3.2.3. Základové patky

Používá se při zakládání pod objekty s prutovými prvky, které vyvozují bodová zatížení. Základové patky navrhujeme z prostého betonu, železobetonové nebo kombinované. Tvar patky volíme většinou jako čtvercový, v případě mimostředného zatížení jako obdélníkové. Spára se pak prodlužuje ve směru excentricity. Další variantou jsou patky jednostupňové nebo vícešupňové.



obrázek: 5.3 Typy základových patek: A – patka jednostupňová, B – patka dvoustupňová, C patka lichoběžníková, D – patka železobetonová [13]

2.3.2.4. Statické řešení plošných základů

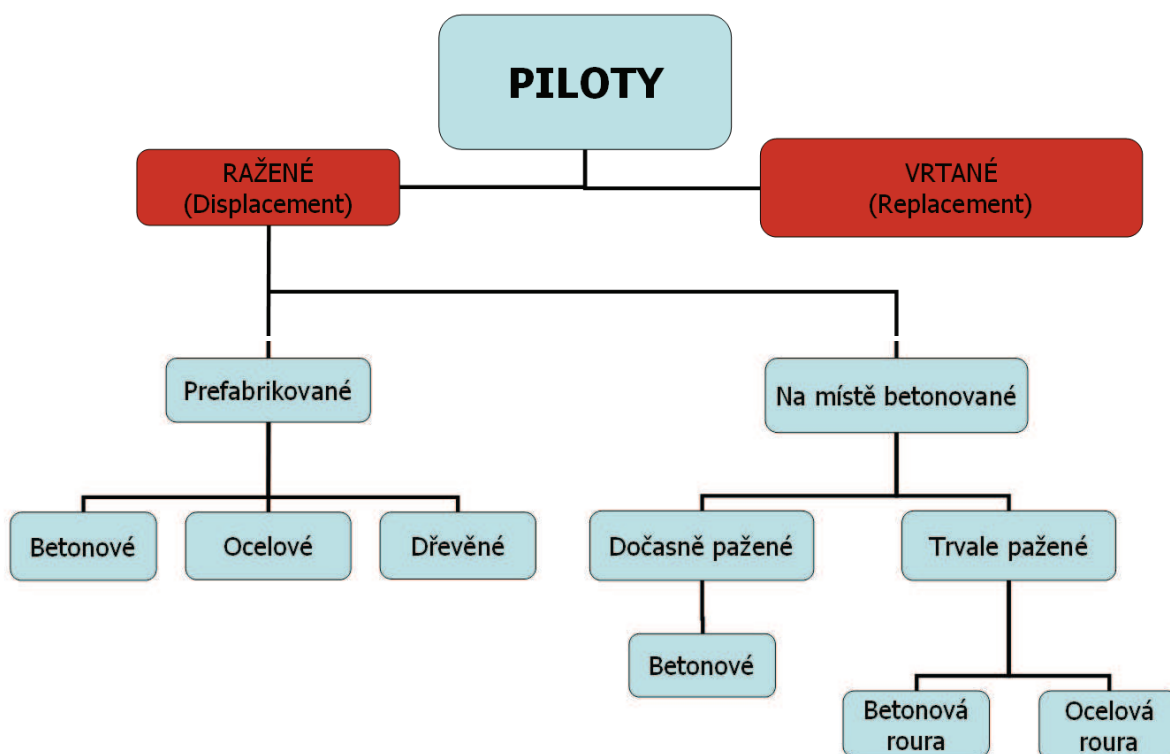
Zatížení vyvolává v základové spáře napětí. Pro návrh plošných základů je třeba stanovit kontaktní napětí v základové spáře. Velikost kontaktního napětí je dána:

- způsobem a intenzitou zatížení
- tuhostí základu
- hloubkou založení
- geologií podloží

5.2.2. Hlubinné základy

Hlubinné základy se navrhují tam, kde v běžném dosahu plošných základů není dostatečně únosná a málo stlačitelná základová půda a je-li nutné zakládat pod hladinu podzemní vody nebo na koncentrované velké (bodové) zatížení. Úkolem hlubinných základů je přenést zatížení do únosnějších, hlouběji uložených vrstev základové půdy a výrazně omezit sedání. Nejčastějším prvkem jsou piloty. Na rozdíl od plošných základů, kde je zatížení přenášeno kontaktním napětím v základové spáře, piloty přenášejí zatížení únosností paty piloty a třením na plášti.

Piloty se dělí podle různých kritérií, například podle druhu materiálu, velikosti průměru, sklonu nebo způsobu namáhání. Nejobecnější rozdělení je však podle výrobního postupu. Rozlišujeme piloty Displacement (Ražené) a Replacement (Vrtané). V případě pilot ražených nedochází k vytěžení zeminy, ta je pouze vytlačena do stran. Naopak u vrtaných pilot je zemina odtěžena z budoucího prostoru piloty a nahrazena jiným materiálem. V následujícím textu budou popsány pouze ty způsoby provádění pilot, které jsou typické pro stavební praxi v České Republice.

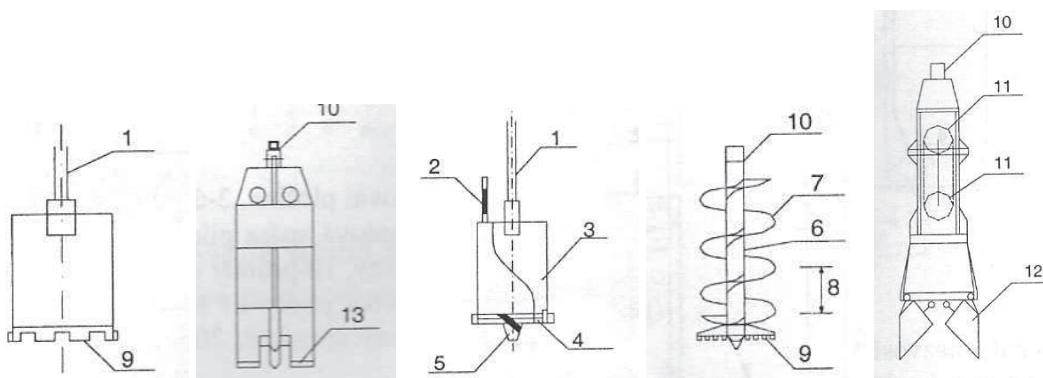


obrázek: 5.4 Evropská klasifikace pilot [13]

2.3.2.5. Vrtané piloty

Piloty vrtané jsou nejrozšířenějším typem pilot, které se provádějí na našem území. Je to dáno její univerzálností. Za vrtané piloty se považují prvky, jež jsou v zeminách prováděny vrtáním nebo těžením a mají nosný dřík.

Vrtané piloty mohou mít kruhový průřez nebo mohou být tvořeny lamelami podzemních stěn, za předpokladu, že je celý jejich průřez betonován najednou. Po délce mohou mít vrtané piloty průřez konstantní nebo teleskopický. Dále mohou mít rozšířenou patu či dřík. Vrty se provádějí technologií rotačně náběrového vrtání, popřípadě drapákového hloubení je sice pomalejší, ale v balvanitých zeminách bývá nezbytné. Vrtnými nástroji jsou vrtný hrnec (šapa), vrtný šnek, dláto, lanový vrták a vrtací korunka. Vytěžená zemina z vrtů se sype přímo na nákladní auta nebo na terén v okolí vrtu, z něhož se později nakládá a odváží na příslušnou skládku. Vrty se mohou provádět jako nepažené nebo pažené, pomocí jílové suspenze nebo ocelových trubek.



obrázek: 5.5 Vrtné nástroje: vrtací korunka, dláto, vrtný hrnec, vrtný šnek a jedenlanový rapák [1]

- Nepažené vrty:

Navrhujeme tehdy, je-li jistota, že stěny vrtu zůstanou stabilní. V průběhu vrtání se stabilita musí stále kontrolovat a v případě vniknutí zeminy do vrtu se musí ihned zapažit

- Vrty pažené pomocí ocelových pažnic:

Jedná se o nejčastější způsob pažení, kdy tato pažnice zajistí dokonalé vedení vrtného nástroje a zamezí porušení zeminy u hlavy piloty při opakovaném zavrtávání a vyvrtávání. Jednotlivé pažnice různých délek o tloušťce 8 – 12 mm spojujeme ocelovými šrouby a délka piloty tak není ovlivněna délkou jedné pažnice. Pažnice se ve vrtech instalují zavrtáváním rotačním způsobem za pomoci vrtné soupravy, vibrováním eventuelně beraněním.



obrázek: 5.6 Vrt pažený ocelovou pažnicí [26]

-Vrty pažené jílovou pažicí suspenzí:

Jílová suspenze je tzv. plastická (Binghamova) kapalina, jež má odlišné chování od klasických kapalin (Newtonových), jako je třeba voda. Tato odlišnost se projevuje hlavně tím, že je nutno vyvinout sílu k překonání vnitřního odporu ve struktuře této kapaliny k tomu, aby se stala tekutou. Je-li jílová suspenze v klidu, přejde z tekutého stavu na gel (geluje). Mícháním přejde gel na tekutinu (sol), tyto stavy lze opakovat. Vyrobená suspenze se k vrtům přivádí potrubím. Hladinu je třeba stále udržovat, tak aby její přetlak zajišťoval stabilitu stěny vrtu.

Betonáž se provádí pomocí takzvané sypákové roury. Ta se spustí na dno betonovaného vrtu, naplní se betonem a zvolna se povytahuje, aby se zabránilo sacímu efektu. V případě vrtu paženého ocelovými pažnicemi se pažnice vytahují bezprostředně po betonáži. Hlavu piloty je potom třeba přebetonovat, aby si pilota zachovala svoji projektovanou úroveň. [1]

2.3.2.6. Vrtané piloty typu CFA

Jedná se o vrty prováděné tzv. průběžným šnekem, který zároveň slouží jako pažení. Stabilita stěn vrtu je tedy zajištěna pomocí zeminy, která v průběhu vrtání zůstává na závitech tohoto šneku. Jeho délka odpovídá nejméně celkové délce příslušné piloty. Vrty se provádějí v drtivé většině jako svislé.

Vhodnými zeminami jsou jak zeminy nesoudržné (pokud je relativní ulehlost $I_D > 0.4$ a číslo nestejnzrnatosti $c_u > 2.0$) suché i zvodnělé, které neobsahují velké balvany, tak zeminy soudržné (kromě měkkých se soudržností $c_u < 15$ kPa a kromě senzitivních jílu a sparší), pokud neobsazují nevrtatelné polohy.

Nejdříve se stroj zavrtá na projektovanou hloubku piloty tak rychle, jak jen je to možné, aby se eliminovaly negativní účinky vrtání na okolní zeminu. K tomuto je třeba, aby daná vrtná souprava disponovala dostatečným krouticím momentem a tažnou silou. Posléze se betonuje středovou rourou šneku, která je napojena na betonážní čerpadlo. Přetlak zajišťuje, že beton ihned vyplní prostor vrtu za současného pomalého otáčení a vytahování šneku. Betonuje se i do nahromaděné zeminy kolem vrtu, tím se zajistí, že bude kvalitní beton i v úrovni projektované hlavy. Ta se hned po betonáži odstraní a pilota se opatří armokošem. Ten je kónického tvaru a zasouvá se do čerstvého betonu nejprve vlastní tíhou a potom tlakem, například od lžíce nakladače. Z důvodu roztřídění betonu se nesmí vibrovat. [1]



obrázek: 5.7 Mechanizace na provádění pilot CFA [13]

2.3.2.7. Piloty ražené

Jedná se o piloty, u nichž nedochází k odtěžení zeminy z vrtu. Materiálem může být ocel, litina, beton, dřevo nebo kombinace těchto materiálů. Do základové půdy se instalují beraněním, vibrováním, šroubováním, zatlačováním nebo opět kombinací těchto způsobů. Ražené piloty můžeme dělit do dvou hlavních skupin: prefabrikované a na místě betonované.

-Prefabrikované:

Tyto piloty se instalují většinou beraněním nebo vibrováním. V naší zemi byly prováděny především v minulosti. V současnosti se již prakticky neprovádí.

-Na místě betonované piloty:

Pomocí beranění, vibrování nebo šroubování se vytvoří v zemině otvor, který se následně zabetonuje (včetně aramatury) a razící roura se buď vytáhne (dočasně pažené) nebo se v zemi ponechá (trvale pažené). V našich podmínkách se rozšířily zejména piloty předražené a na místě betonované (Franki).



obrázek: 5.8 Mechanizace na provádění pilot FRANKI [27]

-Typ Franki:

Tento způsob provádění byl na našem území rozšířený typ již v době před 2. světovou válkou. Je vhodný zvláště do nesoudržných, zvodnělých zemin. V současnosti je tento typ postupně vytlačován univerzálnějšími pilotami vrtanými.

Používají se ocelové razící roury o průměru většinou 400 – 600 mm o různé délce, která závisí na vlastnostech základové půdy a zatížení od konstrukce. Tato pilota se vyznačuje velmi vysokou únosností díky drsnému dřiku a cibulovité patě. Provádí se většinou menších průměrů a jsou tedy vhodné k přenášení především osových sil. Nevýhodou je pak vznik velkých dynamických účinků, který vylučuje provádění těchto pilot například v městské zástavbě. Další

nevýhoda je, že jsou použitelné jen do některých typů zemin. Ovšem za vhodných geotechnických podmínek nebo u méně zatížených konstrukcí jsou cenově velmi výhodné. Piloty lze provádět jak svisle, tak i šikmo a to až do skonu 8 : 1.

Před začátkem ražení se do razicí roury vsype zhruba 0,15 m³ betonu, jež se hutní volným pádem ocelového beranu. Během beranění se měří velikost posunu roury ve vztahu k počtu úderů a na základě této hodnoty se usuzuje únosnost piloty. Po dosažení požadované hodnoty se roura zavěsí na lanové závěsy a vyrazí se korek (zátka), přičemž se formuje tzv. cibule pod patou piloty, která má zásadní vliv na budoucí únosnost. Posléze se roura opatří armokošem a za současného vytahování se sype do roury suchý beton, který se ještě hutní a je tak formován dřík piloty. [1]

5.2.3. Výběr metody pro objekt SONO

Hlubinné založení objektu SONO bude provedeno zejména ve vrstvě neogenních jíílů, které se v daném území nacházejí v hloubkové úrovni 8 – 19 m pod terénem. Vzhledem k danému typu podloží a vzhledem k okolní zástavbě je vyloučeno provádět piloty metodou ražení, která vyvoluje velké dynamické účinky při provádění a je hůře proveditelná v soudržných zeminách.

Při různých hodnotách zatížení jednotlivých pilot, které se pohybují v rozmezí hodnot od 200 - 9 000 kN, se mohou navrhovat různé průměry a délky pilot a mohou být s výhodou opřeny do skalního podloží brněnského masívu tvořeného biotitickými granodiority třídy R5 – R4. Toto při provádění vrtů metodou CFA není možné.

Jako nejvhodnější metoda se tedy jeví metoda založení na klasických vrtaných pilotách, jež je schopna vrtat do skalního podloží R5 i R4. Vzhledem k nepřítomnosti hladiny podzemní vody a k vysokému stupni konzistence zeminy, který dosahuje hodnot $I_c = 0,96 - 1,13$, lze předpokládat, že stěny i dno vrtu zůstanou stabilní v celém procesu instalace vrtané piloty. Vrty se tedy pravděpodobně nemusí pažit. Je však třeba hlídat, neopadávají-li stěny vrtu. Stane-li se tak, je třeba vrt zapažit.

5.2.4. Výpočet únosnosti pilot

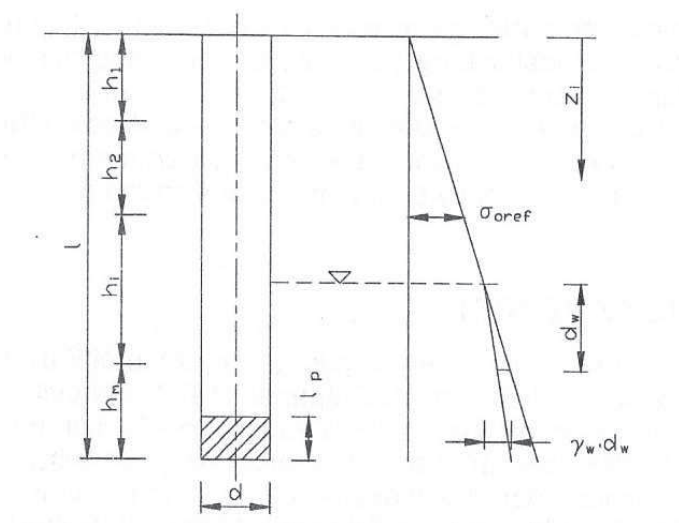
Únosnost pilot se stanovuje na základě mezních stavů. Jedná se o mezní stav únosnosti a použitelnosti.

2.3.2.8. Únosnost stanovená na základě 1. mezního stavu

Používáme výpočtových parametrů jednotlivých vrstev základové půdy, které jsou stanoveny z normových hodnot těchto parametrů a dílčích součinitelů spolehlivosti. Statické schéma na obr. 6.9. Výpočtová únosnost je dána vztahem:

$$U_{vd} = U_{bd} + U_{fd} \geq V_d$$

- U_{vd} ... svislá výpočtová únosnost piloty
- U_{bd} ... výpočtová únosnost paty piloty
- U_{fd} ... výpočtová únosnost na plášti piloty
- V_d svislá složka extrémního výpočtového zatížení působícího v hlavě piloty



obrázek: 5.9 Statické schéma piloty pro výpočet únosnosti dle 1. mezního stavu [1]

2.3.2.9. Únosnost stanovená na základě 2. mezního stavu

V tomto případě rozlišujeme dva způsoby provádění pilot - opřené o nestlačitelné (skalní) podloží a piloty zahloubené do stlačitelného podloží.

-Piloty vetknuté do skalního podloží:

Rozhodujícím faktorem únosnosti je zpravidla zatížení betonového dříku, které bývá menší, než je únosnost skalní horniny. U vrtaných pilot se neuvažuje vzpěrná pevnost. Únosnost těchto pilot je tedy dána vztahem:

$$U_{vd} = 0,8 * A_p * R_{bd}$$

- R_{bd} ... výpočtová pevnost betonu v tlaku
- A_p plocha paty piloty

Celková deformace hlavy piloty se skládá z vlastní deformace dříku vlivem působení svislé síly a vlivem smykových napětí podél piloty. Okamžité sedání je dáno vztahem:

$$s = I_{sp} * V * L / (A_s * E_b)$$

- I_{sp} ... příčinkový koeficient sedání opřené piloty
- V svislá síla
- E_p ... modul deformace betonu piloty
- L délka piloty
- A_p ... plocha paty piloty

-Piloty zahloubené do stlačitelného podloží:

V tomto případě je třeba řešit tvar tzv. mezní zatěžovací křivky pro zvolené přípustné sedání. Mezní zatěžovací křivka se skládá z paraboly druhého stupně mezi nulovým zatížením piloty a zatížením, kdy je plně mobilizováno plášťové tření, a úsečky po zatížení odpovídající sedání hlavy piloty 25 mm viz obr. 6.10. Nejprve stanovíme výpočtovou únosnost na plášti piloty R_{su} při plné mobilizaci plášťového tření, kdy vycházíme z regresních křivek stanovených na základě statické analýzy výsledků statických zatěžovacích zkoušek:

$$q_{si} = a - b / (D_i / d_i)$$

- a, b regresní koeficienty stanoveny statickou analýzou mnoha výsledků zatěžovacích zkoušek pilot
- D_i vzdálenost od hlavy piloty do poloviny i -té vrstvy viz obrázek č. XX
- d_i průměr piloty v i -té vrstvě

Mezní únosnost je pak dána vztahem:

$$R_{su} = m_1 * m_2 * \pi * \sum d_i * h_i * q_{si}$$

- h_i mocnost příslušné vrstvy zeminy
- m_1 .. dílčí koeficient podle druhu zatížení
- m_2 .. dílčí koeficient vyjadřující vliv povrchu dřívku piloty
- q_{si} ... mezní plášťové tření v i-té vrstvě piloty

Napětí q_0 na patě piloty při mobilizaci plášťového tření na plášti piloty je dáno vztahem:

$$q_0 = e - f / (L/d)$$

- e, f regresní koeficienty stanoveny obdobně jako a, b
- Ldélka piloty
- d průměr piloty v patě

Vypočteme-li průměrné plášťové tření podél dřívku piloty q_s jako vážený průměr velikostí q_{si} :

$$q_s = (\sum d_i * h_i * q_{si}) / (\sum d_i * h_i)$$

můžeme stanovit součinitel přenosu zatížení do paty z rovnice:

$$R_v = R_{su} + \beta R_y$$

$$\beta = q_0 / (q_0 + 4 q_s * L / d_0)$$

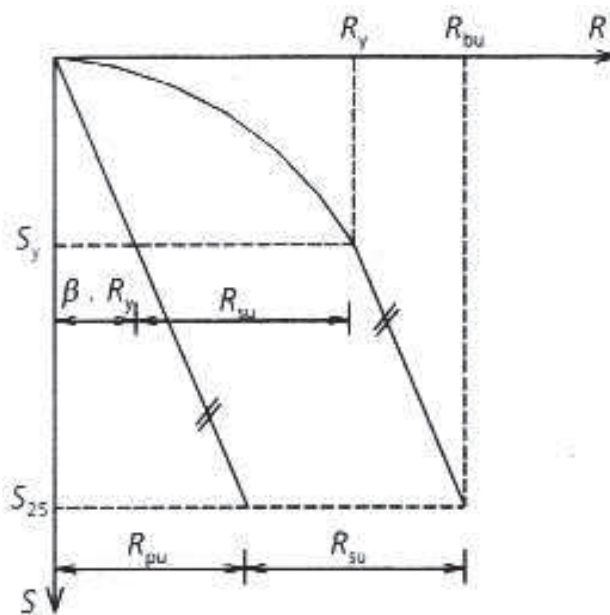
Pak zatížení na mobilizaci plášťového tření je:

$$R_v = R_{su} / (1 - \beta)$$

a tomu odpovídá velikost sedání:

$$s_v = I * R_y / (d * E_s)$$

- I příčinkový koeficient sedání piloty
- E_sprůměrná velikost sečnového modulu deformace zemin podél dřívku piloty



obrázek: 5.10 Mezní zatěžovací křivka vrtané piloty [1]

První větev je tedy určena souřadnicemi $[s_y; R_y]$ a jedná se o parabolu 2°, která je dána rovnicí:

$$s = s_y \cdot (R/R_y)$$

Druhá větev mezní zatěžovací křivky je úsečkou o souřadnicích koncového bodu $[s_{25}=25; R_{bu}]$, kde:

$$R_{bu} = R_{su} + R_{pu}$$

$$R_{pu} = \beta \cdot R_y \cdot s_{25}/s_y$$

Rovnice této druhé větve mezní zatěžovací křivky je:

$$s = s_y + (s_{25} - s_y) \cdot (R - R_y) / (R_{bu} - R_y)$$

5.3. Seznam použité literatury a zdrojů

- [1] MASOPUST, J. Speciální zakládání staveb: 1. díl. 1 vyd. Brno:Cerm, 2004
141 s. ISBN 80-214-2770-1
- [2] MASOPUST, J. Speciální zakládání staveb: 2. díl. 1 vyd. Brno:Cerm, 2006
141 s. ISBN 80-7204-489-3
- [3] WEIGLOVÁ, K. Mechanika zemin. 1. vyd. Brno: Cerm, 2007. 186 s. ISBN 80-7204-507-5
- [4] MASOPUST, J. Rizika prací speciálního zakládání staveb, 1. vyd. Praha: ČKAIT 2011. ISBN 978-80-87438-10-7
- [5] MASOPUST, J. Vrtané piloty, 1. vyd. Praha: Čeněk a ježek, 1994 2011. ISBN 978-80-87438-10-7
- [6] ČSN EN 1991-1-1 Zatížení konstrukcí-Část 1: Obecná zatížení – Obecná pravidla
- [7] ČSN EN 1536 Provádění speciálních geotechnických prací-Vrtané piloty
- [8] ČSN EN 1537 Provádění speciálních geotechnických prací-Injektované horninové kotvy
- [9] ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí-Část 1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [10] ČSN EN 1993-1-1 Navrhování ocelových konstrukcí-Část 1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [11] ČSN EN 1995-1-1 Navrhování dřevěných konstrukcí-Část 1: Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [12] <<http://www.topgeo.cz>>
- [13] <<http://www.zakladani.cz>>
- [14] <<http://www.solhydro.cz>>
- [15] <<http://www.soletanche.cz>>
- [16] <<http://www.fine.cz>>

- [17] <<http://www.kellergrundbau.cz>>
- [18] <<http://www.geoindustrie.cz>>
- [19] <<http://www.boreta.cz>>
- [20] <<http://www.vsl.cz>>
- [21] <<http://www.mapy.cz>>
- [22] <<http://www.brnonow.cz>>
- [23] <<http://www.evrazvitkovicesteel.cz>>
- [24] <<http://www.fundos.cz>>
- [25] KELLER - speciální zakládání, spol. s r.o.
 - výkresová dokumentace výkopů, základů a příslušných stavebních řezů
komplexu garáží (Ing. Josef Strapina), budovy chempex (Ing. arch.
František Šméděk) a budovy platinia (Ing. arch. Michal Kristen)
 - výkresová dokumentace výkopů a příslušných řezů, koordinací situace,
vytyčovacího plánu pilot a výkres tvaru základové desky plánovaného objektu SONO
(Ing. arch. František Šméděk)
 - souhrnná technická zpráva projektové dokumentace objektu SONO
(Ing. arch. František Šméděk)
 - závěrečná zpráva o provedení inženýrsko geologického průzkumu firmou
TOPGEO (Ing. Michal Vojtásek)
- [26] <<http://www.geotec-gs.cz>>
- [27] <<http://www.eurogema.cz>>

Seznam obrázků:

obrázek: 5.1 Poloha objektu [13].....	3
obrázek: 5.2 Typy základových roštů [13]	4
obrázek: 5.3 Typy základových patek: A – patka jednostupňová, B - patka dvoustupňová, C patka lichoběžníková, D – patka železobetonová [13]	5
obrázek: 5.4 Evropská klasifikace pilot [13]	6
obrázek: 5.5 Vrtné nástroje: vrtací korunka, dláto, vrtný hrnec, vrtný šnek a jednolanový rapák [1]	7
obrázek: 5.6 Vrt pažený ocelovou pažnicí [26]	8
obrázek: 5.7 Mechanizace na provádění pilot CFA [13]	10
obrázek: 5.8 Mechanizace na provádění pilot FRANKI [27].....	11
obrázek: 5.9 Statické schéma piloty pro výpočet únosnosti dle 1. mezního stavu [1]	13
obrázek: 5.10 Mezní zatěžovací křivka vrtané piloty [1]	16

P087	J2	378	0,0	630	-0,300	8xR16	7,0	1	
P088	J2	224	0,0	630	-0,300	8xR16	5,0	1	
P089	J2	266	0,0	630	-0,300	8xR16	6,0	1	
P090	J2	654	0,0	630	-0,300	8xR16	9,0	1	
P091	J2	952	0,0	630	-0,300	8xR16	11,0	1	
P092	J2	574	0,0	630	-0,792	8xR16	8,0	1	
P093	J2	896	0,0	630	-1,396	8xR16	11,0	1	
P094	J2	869	0,0	630	-0,300	8xR16	10,0	1	
P095	J2	532	0,0	630	-0,300	8xR16	8,0	1	
P096	J2	630	0,0	630	-0,300	8xR16	9,0	1	
P097	J2	406	0,0	630	-0,300	8xR16	7,0	1	
P098	J3	1866	0,0	630	-8,900	8xR16	12,1	1	op
P099	J3	1866	0,0	630	-8,900	8xR16	12,1	1	op
P100	J3	1866	0,0	630	-8,900	8xR16	12,1	1	op
P101	J3	1866	0,0	630	-8,900	8xR16	12,1	1	op
P102	J3	854,54	365,02	920	-0,320	8xR20	16,0	11	Pilot. stěna

Op = opřená pilota - musí být zajištěno, že piloty budou opřeny o skalního podloží. Délky pilot jsou orientační

Hloubka skalního podloží: 228,700 m n. m.

Obsah:

OBSAH:	1
TECHNICKÁ ZPRÁVA	2
7.1. VŠEOBECNÉ ÚDAJE	2
7.2. GEOTECHNICKÉ POMĚRY	2
7.3. KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ STAVEBNÍ JÁMY	3
7.3.1. TECHNOLOGIE PROVÁDĚNÍ	4
7.3.2.1. Záporové a mikrozáporové pažení	4
7.3.2.2. Pilotová stěna	4
7.3.2.3. Kotvy	5
7.4. KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ ZALOŽENÍ OBJEKTU	5
7.4.1. TECHNOLOGIE PROVÁDĚNÍ	5

Technická zpráva

7.1. Všeobecné údaje

Předmětem je práce je návrh zajištění stavební jámy a založení objektu SONO v Brně. Dané území hotelu SONO se nachází v jihomoravském kraji na jižním okraji brněnské městské části Žabovřesky na pozemku číslo 2832 v katastrálním území Žabovřesky 610470.

Jedná se o objekt s deseti nadzemními a třemi podzemními podlažími. Úroveň stavební jámy je cca 9,5m p. t., 239,000m n. m. Pozemek je lichoběžníkového tvaru o rozměrech cca 32x70m při ulici Veveří mezi objektem „Platinum“ na východní straně a objektem „Chempex“ na straně západní (obr. 3.1) Na jižní straně se nachází komplex garáží a na straně severní pak ohraničuje pozemek samotná ulice Veveří. Nadmořská výška v terénu se v zájmovém území pohybuje od 249m n. m. v blízkosti ulice Veveří až 252m n. m. u oplocení komplexu garáží.

7.2. Geotechnické poměry

Dané území je tvořeno těmito vrstvami:

-Sprašové hlíny:

Vyskytují se na celé ploše zájmového území. Podle ČSN 73 1001 se sprašové hlíny řadí do třídy F6, symbol CI/CL, jíl se střední/nízkou plasticitou. Sprašové hlíny písčité pak řadíme do třídy F4, symbol CS, jíl písčitý. Mocnost sprašových hlín se pohybuje od 7 do 9 m.

-Detrit:

Detrit je tvořený rozloženými horninami brněnského masívu, které byly přesunuty z vyšších poloh na povrch mladších uloženin

Pravděpodobně se vyskytuje na celé ploše území a to v hloubce cca 8 m p. t.

Dle ČSN 73 1001 jej řadíme do třídy S2, symbol SP, písky špatně zrněné. Mocnost detritu se pohybuje od 1 do 3m.

-Neogenní jíly:

Tyto sedimenty se vyskytují na celé ploše zájmového území v hlubokém intervalu a to 8-19m p. t. Jedná se o šedé vápnité jíly převážně pevné konzistence. Řadíme je dle ČSN 73 1001 do třídy F8, symbol CV, jíly s velmi vysokou plasticitou.

-Brněnský masív:

Skalní horniny brněnského masívu představují většinou šedé biotitické granodiority. Vyskytují se v intervalu 19-21m p. t. ve formě eluvia, tedy materiálu charakteru písku třídy S2. Jedná se prakticky o detrit, totožný geotechnický typ, ovšem nepřemístěný. Dle ČSN 73 1001 se řadí do třídy R5-R4.

7.3. Konstrukční řešení stavební jámy

Na základě rozboru v (část 3) byly vybrány jednotlivé varianty pažení pro jednotlivé části stavební jámy, které byly posléze posouzeny (část 4). Stavební jáma je rozdělena na několik úseků (výkresová dokumentace).

V úseku A, který sousedí s ulicí Veverí v délce 40 m, bylo navrženo záporové pažení. Hloubka stěny je zde 8,5 m. Byly navrženy dvě varianty. V první variantě byly navrženy ocelové válcované profil I400 délky 13 m, ocel S235 v osové vzdálenosti 1,5 m. Kotvy jsou provedeny ve třech úrovních ve výškách 1,0; 4,0 a 7,0 m a jsou od sebe vzdáleny 3,0 m. Pažiny byly provedeny z hranolů 100/100 mm. V druhé variantě byly navrženy ocelové válcované profily I400 délky 13 m, ocel S235 v osové vzdálenosti 1,8 m. Kotveny jsou ve dvou úrovních ve výšce 2,0 a 5,5 m a kotvy jsou od sebe vzdáleny 3,0 m. Převázka je tvořena dvěma ocelovými válcovými profil I 180 z oceli S235. Pažiny byly provedeny z hranolů 120/120 mm

Úsek B, je pažen pomocí mikrozáporového pažení. Hloubka výkopu je 5,5 m. Navrženy byly ocelové válcované profily HEB140 délky 7,0 m, ocel S235 ve vzdálenosti 1,0 m. Převázka je tvořena dvěma ocelovými válcovými profil I 140 z oceli S275. Pažiny byly provedeny z hranolů 100/100 mm.

V úseku C byla navržena pilotová stěna o průměrech pilot 920 mm v osové vzdálenosti 1,2 m. Je vyztužena ocelovou výztuží 8xR20, s krytím 60 mm. Výška stěny je 8,5 m a je kotvena ve dvou úrovních. V hlavě piloty 0,5 m (vzdálenost kotev 2,0 m) a v hloubce 5,0 m pod upraveným terénem (vzdálenost kotev 1,0 m).

7.3.1. Technologie provádění

7.3.2.1. Záporové a mikrozáporové pažení

Nejprve se vyvrtají vrtý o průměru 630 mm (v případě záporového pažení) do projektované hloubky. Osadí se záporý a jejich poloha se geodeticky ověří. Vrt se poté zalije betonem C 12/25 po úroveň budoucího výkopu stavební jámy. Po provedení výkopu na hloubku první kotevní úrovně (o 0,5 m více, než je hloubka kotvy) se osadí výdřeva. Po osazení pažin se prostor za nimi musí pečlivě ztuhnout po vrstvách do 0,1 m. Zhotoví se převázky a osadí se kotvy. Proveďte se další výkop na předepsanou hloubku druhé úrovně kotvení a opět se osadí pažiny, převázky a kotvy. V následující fázi se provede odkop 0,3 m nad finální úroveň základové spáry. Odebírání na definitivní úroveň se provede lehkou mechanizací. V případě víceúrovňově kotveného pažení je další postup analogický.

7.3.2.2. Pilotová stěna

V trase pilotové stěny se zřídí šablona, která musí být geodeticky zaměřena. Do vrtů se těsně před betonáží osazují Armokoše. Vrt se poté vyčistí a zkontroluje se hloubka, průměr a svislost. Ukládání betonu pomocí betonářských trub průměru 250 mm, které jsou osazeny těsně nad dno. V průběhu betonáže jsou vytahovány a zkracovány tak, aby byly vždy ponořeny 2-6 m pod hladinu betonu. Betonáž musí být plynulá. Poté se začistí koruna piloty a vytvoří se pracovní spára pro převázku. Po zatuhnutí se vybetonuje převázka a po dosažení charakteristické pevnosti betonu budou nainstalovány kotvy, které se předepnou na požadovanou sílu. Proveďte se výkop na vypočtenou hloubku (0,5 m pod hloubku druhé kotevní úrovně) instalují se převázky a kotvy, které se opět předepnou na požadovanou hodnotu. V další fázi se provede odkop 0,3 m nad finální úroveň základové spáry. Odebírání na definitivní úroveň se provede lehkou mechanizací. V poslední fázi se očistí líc pilotové stěny, přikotví se na něj kari síť a povrch se vyrovná vrstvou stříkaného betonu C 20/25. Tloušťka stříkaného betonu se určí až po geodetickém zaměření polohy pilotové stěny.

7.3.2.3. Kotvy

Instalace kotev se bude řídit dle ČSN EN 1537. Kotvy jsou navrženy jako dočasné. Parametry kotev pro jednotlivé části konstrukce jsou uvedeny v části 4. K jednotlivým délkám je třeba uvažovat technologický přesah pro napnutí kotev 1,5 m.

Nejprve se provede vrt o průměru 0,175m. Ihned se vyplní cementovou zálivkou a po zaplnění vrtu se do něj osadí kotva. Nejdříve po 12 hodinách po osazení kotvy se může zahájit injektáž a po zatvrdnutí (minimálně 10 dní po dokončení injektáže) se kotva napne na požadovanou sílu.

7.4. Konstruktivní řešení založení objektu

V části 5 byly rozebrány různé způsoby zakládání a byla zvolena metoda založení na vrtaných pilotách. Z důvodu jednoduchosti a rychlosti provádění byly navrženy pouze piloty o průměrech 630, 920 a 1220 mm. Rozměry pilot, a hloubky založení jsou uvedeny v tabulce 6.2. Způsob vyztužení je ve výkresu č. 4. Některé piloty jsou zahloubeny do skalního podloží. V tomto případě musí být zaručeno minimálně dosažení skalního podloží R4.

7.4.1. Technologie provádění

Provede se vytyčení os jednotlivých pilot, které se označí zatlučeným kolíkem. Piloty se vrtají pod ochranou ocelové výpažnice, přičemž je povolena odchylka osy vrtu od projektované polohy max. 25 mm. Po začištění dna vrtu se provede betonáž minimálně 300 mm nad dno stavební jámy a osadí se armokoš. Po zatvrdnutí betonu (cca 3 dny) se srazí hlava piloty na projektovanou úroveň a začistí se.

Obsah:

<u>9. ZÁVĚR, SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY A ZDROJŮ, SEZNAM ZKRATEK A SYMBOLŮ, SEZNAM TABULEK A OBRÁZKŮ, SEZNAM PŘÍLOH</u>	<u>2</u>
9.1. ZÁVĚR	2
9.2. SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY A ZDROJŮ	2
9.3. SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ	4
9.4. SEZNAM PŘÍLOH	6
9.4.1. ČÁST 2 – GEOTECHNICKÉ POMĚRY	6
9.4.2. ČÁST 8 – VÝKRESY	6
9.5. SEZNAM TABULEK A OBRÁZKŮ	7
9.5.1. ČÁST 1 – ÚVOD	7
9.5.2. ČÁST 2 – GEOTECHNICKÉ POMĚRY	7
9.5.3. ČÁST 3 – ZAJIŠTĚNÍ STAVEBNÍ JÁMY	8
9.5.4. ČÁST 4 – STATICKÝ VÝPOČET – ZAJIŠTĚNÍ STAVEBNÍ JÁMY	9
9.5.5. ČÁST 5 – ZALOŽENÍ OBJEKTU	9
9.5.6. ČÁST 6 - STATICKÝ VÝPOČET – ZALOŽENÍ OBJEKTU	10

9. Závěr, seznam použité literatury a zdrojů, seznam zkratek a symbolů, seznam tabulek a obrázků, seznam příloh

9.1. Závěr

Úkolem diplomové práce bylo navrhnout zajištění stavební jámy a založení objektu SONO. Obsahuje přehled o geotechnických podmínkách zájmového území. V dalších částech bylo pojednáno o způsobech zajištění stavebních jam, založení objektu a vybrané metody byly posouzeny. K posouzení pažících konstrukcí byl použit výpočetní program FINE GEO 5. V případě založení objektu byl proveden výpočet jak v tomto programu, tak i ručně a výsledky byly porovnány. Dále pak byla vypracována výkresová dokumentace a technická zpráva, kde byla popsána technologie provádění.

9.2. Seznam použité literatury a zdrojů

- [1] MASOPUST, J. Speciální zakládání staveb: 1. díl. 1 vyd. Brno:Cerm, 2004
141 s. ISBN 80-214-2770-1
- [2] MASOPUST, J. Speciální zakládání staveb: 2. díl. 1 vyd. Brno:Cerm, 2006
141 s. ISBN 80-7204-489-3
- [3] WEIGLOVÁ, K. Mechanika zemin. 1. vyd. Brno: Cerm, 2007. 186 s. ISBN 80-7204-507-5
- [4] MASOPUST, J. Rizika prací speciálního zakládání staveb, 1. vyd. Praha: ČKAIT 2011. ISBN 978-80-87438-10-7
- [5] MASOPUST, J. Vrtané piloty, 1. vyd. Praha: Čeněk a ježek, 1994 2011. ISBN 978-80-87438-10-7
- [6] ČSN EN 1991-1-1 Zatížení konstrukcí-Část 1: Obecná zatížení – Obecná pravidla
- [7] ČSN EN 1536 Provádění speciálních geotechnických prací-Vrtané piloty
- [8] ČSN EN 1537 Provádění speciálních geotechnických prací-Injektované horninové kotvy

- [9] ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí-Část 1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [10] ČSN EN 1993-1-1 Navrhování ocelových konstrukcí-Část 1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [11] ČSN EN 1995-1-1 Navrhování dřevěných konstrukcí-Část 1: Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [12] <<http://www.topgeo.cz>>
- [13] <<http://www.zakladani.cz>>
- [14] <<http://www.solhydro.cz>>
- [15] <<http://www.soletanche.cz>>
- [16] <<http://www.fine.cz>>
- [17] <<http://www.kellergrundbau.cz>>
- [18] <<http://www.geoindustrie.cz>>
- [19] <<http://www.boreta.cz>>
- [20] <<http://www.vsl.cz>>
- [21] <<http://www.mapy.cz>>
- [22] <<http://www.brnonow.cz>>
- [23] <<http://www.evrazvitkovicesteel.cz>>
- [24] <<http://www.fundos.cz>>
- [25] KELLER - speciální zakládání, spol. s r.o.
 - výkresová dokumentace výkopů, základů a příslušných stavebních řezů komplexu garáží (Ing. Josef Strapina), budovy chempex (Ing. arch. František Šméděk) a budovy platinia (Ing. arch. Michal Kristen)
 - výkresová dokumentace výkopů a příslušných řezů, koordinální situace, vytyčovacího plánu pilot a výkres tvaru základové desky plánovaného objektu SONO (Ing. arch. František Šméděk)
 - souhrnná technická zpráva projektové dokumentace objektu SONO (Ing. arch. František Šméděk)

- závěrečná zpráva o provedení inženýrsko geologického průzkumu firmou
TOPGEO (Ing. Michal Vojtásek)
[26] <<http://www.geotec-gs.cz>>
[27] <<http://www.eurogema.cz>>
[28] MIČA, L. Zemní konstrukce. Brno: Cerm, 2004

9.3. Seznam použitých zkratk a symbolů

R [m]	průměr
p_1 [kNm ⁻²]	zatížení 1
p_2 [kNm ⁻²]	zatížení 2
S	ocel
A [m ²]	plocha
I_y	moment setrvačnosti
w_y	průřezový modul
l_z	delka konstrukce
$F_{k,1}$	síla v kotvě 1
$F_{k,1}$	síla v kotvě 1
$F_{k,1}$	síla v kotvě 1
γ_F	součinitel zatížení
γ_{M0}	součinitel spolehlivosti materiálu
l	délka
l_k	vzdálenost kotev
α	sklon kotev
M_{ed}	výpočtová hodnota momentu

N_{ed}	výpočtová hodnota normálové síly
M_{Rd}	charakteristická hodnota momentu
N_{Rd}	charakteristická hodnota normálové síly
$f_{m,d}$	únosnost dřeva v ohybu
$\sigma_{k,max}$	tlak na konstrukci
d	jmenovitý průměr lana
d_2	průměr vrtu
n	navržený počet lan v kotvě
t	plášťové tření kotvy
L_{free}	volná délka kotvy
L_{fixed}	délka kořene
f_{ctm}	pevnost betonu v tahu
R_d	vnitřní odpor kotvy
R_a	odpor proti vytažení kotvy
R_b	odpor proti vytažení z kořene
$U_{vd_}$	svislá výpočtová únosnost piloty
$U_{bd_}$	výpočtová únosnost paty piloty
U_{fd}	výpočtová únosnost na plášti piloty
A_p	plocha paty piloty
$I_{sp_}$	příčinkový koeficient sedání opřené piloty
$E_{p_}$	modul deformace betonu piloty
q_{si}	mezní plášťové tření v i-té vrstvě piloty
D_i	vzdálenost od hlavy piloty do poloviny i-té vrstvy viz obrázek
$d_{i_}$	průměr piloty v i-té vrstvě
R_{su}	mezní únosnost piloty

q_0	napětí na patě piloty
E_s	průměrná velikost sečnového modulu deformace zemin podél dřívku piloty
s	sedání piloty

9.4. Seznam příloh

9.4.1. Část 2 – Geotechnické poměry

Příloha 1: dokumentace vrtů

Příloha 2: dynamická penetrace

Příloha 3: geologický profil

9.4.2. Část 8 – Výkresy

Výkres č. 1: půdorys pažení

Výkres č. 2: řezy

Výkres č. 3: vytyčovací plán pilot

Výkres č. 4: charakteristický řez pilotou

9.5. Seznam tabulek a obrázků

9.5.1. Část 1 – Úvod

Seznam obrázků:

obrázek: 1.1 Vizualizace objektu [22]	3
obrázek: 1.2 Poloha objektu [21]	3
obrázek: 1.3 Poloha objektu [21]	4

9.5.2. Část 2 – Geotechnické poměry

Seznam obrázků:

obrázek: 2.1 Poloha realizovaných vrtů [23]	6
obrázek: 2.2 Kopaná sonda	8

Tabulky:

Tabulka 2.1: Přehled realizovaných vrtů	5
Tabulka 2.2: Zjednodušený geologický profil	6
Tabulka 2.3: Přípustné sklony svahů	7
Tabulka 2.4: Sprašové hlíny	9
Tabulka 2.5: Sprašové hlíny písčité	9
Tabulka 2.6: Detrit	9
Tabulka 2.7: Neogenní jíly	10
Tabulka 2.8: Brněnský masív	10

9.5.3. Část 3 – Zajištění stavební jámy

Seznam obrázků:

obrázek: 3.1: Schéma stavební jámy.....	3
obrázek: 3.2 Postup výstavby hřebíkovaného svahu [1].....	5
obrázek: 3.3 Záporové pažení s předsazenou převázkou, kotvené v jedné úrovni [15]	7
obrázek: 3.4 Schéma ukotvení	8
obrázek: 3.5 Štětovnice typu LARSEN [23].....	8
obrázek: 3.6 Zaberaněné štětovnice [19]	9
obrázek: 3.7 Beranění ocelových štětovnic [19].....	10
obrázek: 3.8 Železobetonová podzemní stěna [24].....	11
obrázek: 3.9 Lanový drapák [19]	12
obrázek: 10 Typy pilotových stěn: a)nesouvislá pilotová stěna, b)tangenciální pilotová stěna, c)převrtávaná pilotová stěny [1]	13
obrázek: 3.11 Pilotová stěna kotvená betonovou převázkou [13]	14
obrázek: 3.12 Podchycení objektu tryskovou injektáží [13].....	15

9.5.4. Část 4 – Statický výpočet – zajištění stavební jámy

Seznam obrázků:

obrázek: 4.1 Zatížení záporového pažení.....	3
--	---

9.5.5. Část 5 – Založení objektu

Seznam obrázků:

obrázek: 5.1 Poloha objektu [13]	3
obrázek: 5.2 Typy základových roštů [13]	4
obrázek: 5.3 Typy základových patek: A – patka jednostupňová, B - patka dvoustupňová, C patka lichoběžníková, D – patka železobetonová [13]	4
obrázek: 5.4 Metoda vakuování [27]	6
obrázek: 5.5: Prefabrikované drény [24]	7
obrázek: 5.6 Metoda deep soil mixing [15]	7
obrázek: 5.7 Hloubkové dynamické zhutňování [19]	8
obrázek: 5.8 Vibroflotace [15]	9
obrázek: 5.9 Postup výroby šterkových pilířů [17]	10
obrázek: 5.10 Evropská klasifikace pilot [13]	11
obrázek: 5.11 Vrtné nástroje: vrtací korunka, dláto, vrtný hrnec, vrtný šnek a jednolanový rapák [1]	12
obrázek: 5.12 Vrt pažený ocelovou pažnicí [26]	13
obrázek: 5.13 Mechanizace na provádění pilot CFA [13]	15
obrázek: 5.14 Mechanizace na provádění pilot FRANKI [27]	16
obrázek: 5.15 Statické schéma piloty pro výpočet únosnosti dle 1. mezního stavu [1]	18
obrázek: 5.16 Mezní zatěžovací křivka vrtané piloty [1]	21

9.5.6. Část 6 - Statický výpočet – založení objektu

Tabulky:

Tabulka 6.1: Přehled pilotových skupin	3
Tabulka 6.2: Porovnání ruční výpočtu a výpočtu z programu FINE GEO 5	38