

**Statické zajištění hřbitovní zdi
Podél ulice Kostelní v Horním Slavkově
p.p. č. 371/1, 4022/30, 368
k.ú. Horní Slavkov**

D.1.2 STATICKÝ VÝPOČET

1. Úvod

1.1. Základní údaje

Název akce: Statické zajištění hřbitovní zdi, podél ulice Kostelní v Horním Slavkově
Místo stavby: p.p.č. 371/1, 4022/30, 368, k.ú. Horní Slavkov
Objednatel: Město Horní Slavkov, Dlouhá 634, 357
Projektant části stavby: Ing. Martin Šafařík
Československé armády 576
357 33 Loket
IČ: 699 39 551
č.a. ČKAIT 0301019
tel.: +420 734 546 366
e-mail: ing.martin.safarik@gmail.com
Datová schránka: 5qhq8ce

1.2. Podklady

- 1.2.1. Aktuální snímek katastrální mapy a informace z katastru nemovitostí
- 1.2.2. Výškopisné a polohopisné zaměření „Horní Slavkov, hřbitovní zeď, podklad pro projekt“, GKS geodetická kancelář s.r.o., Bc Beníšek, srpen 2017
- 1.2.3. Projektová dokumentace „Ohradní zeď městského hřbitova Horní Slavkov“, Ing. Treybal, 09/2017
- 1.2.4. Prohlídka poškozené hřbitovní zdi včetně pořízení fotodokumentace, listopad 2018
- 1.2.5. Vyjádření o existenci podzemních sítí 2019
- 1.2.6. Projektová dokumentace pro stavební povolení „Obnova opěrné zdi hřbitova v Horním Slavkově“, Ing. Jan Valenta, květen 2015

1.3. Literatura, normy, předpisy




- 1.3.1. ČSN EN 1990 Zásady navrhování stavebních konstrukcí
- 1.3.2. ČSN EN 1991-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí
- 1.3.3. ČSN EN 1991-1-7 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Mimořádná zatížení
- 1.3.4. ČSN EN 1992 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí
- 1.3.5. ČSN EN 1996 Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí
- 1.3.6. ČSN EN 1997-1 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí: Obecná pravidla
- 1.3.7. ČSN EN 1998 Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení
- 1.3.8. ČSN EN 13670-1 Provádění betonových konstrukcí
- 1.3.9. ČSN EN 206-1 Beton-část 1: specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
- 1.3.10. Bažant, Metody zakládání staveb, Academia 1973
- 1.3.11. ČSN 73 6133 Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací
- 1.3.12. ČSN ISO 13822 Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí
- 1.3.13. ČSN 73 0038 Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí – Doplnující ustanovení
- 1.3.14. ČSN EN 1537 Provádění speciálních geotechnických prací – Injektované horninové kotvy
- 1.3.15. ČSN 73 3251 Navrhování konstrukcí z kamene
- 1.3.16. Další související normy a předpisy

2. Geologické a hydrogeologické poměry




Geologický průzkum pro danou stavbu nebyl proveden, zpracovatel vychází ze znalosti geologické stavby širšího okolí.

Pro návrh nové opěrné stěny byl předpokládán následující geologický profil a parametry zemin či hornin:

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1.80	Navážka	
2	2.00	Sklalní podloží zcela zvětralé - R5	
3	-	Sklalní podloží silně zvětralé - R4	

Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ_a [°]	δ_p [°]
1	Navážka		10.00	0.00	18.00	8.00	8.00	8.00
2	Sklalní podloží zcela zvětralé - R5		24.00	40.00	24.00	14.00	11.00	11.00
3	Sklalní podloží silně zvětralé - R4		34.00	100.00	24.00	14.00	11.00	11.00

Během stavebních a vrtných prací je nutno předpoklad ověřit v in-situ a provést o nalezené skutečnosti písemný zápis do stavebního deníku. O dané skutečnosti musí být informován zpracovatel této projektové dokumentace a musí odsouhlasit další postup prací.

3. Technické řešení

3.1. Popis stávajícího stavu

Stávající kamenná stěna tvořící opěrnou stěnu kolem hřbitova v Kostelní ulici, Horní Slavkov je nad terén hřbitova navýšena o ohradní kamennou zeď. Výškový rozdíl terénů mezi ulicí Kostelní a hřbitovem je v rozsahu 2,1 – 6,3 m. V prostoru za opěrnou stěnou na straně hřbitova v minulosti rostly vzrostlé stromy, které byly již pokáceny, ale kořenová část spolu s pařezy jsou stále na svém místě. Rovněž jsou v některých místech na zeď přisazeny pomníky k jednotlivým starým hrobovým místům, v dnešní době se podél stěny až na výjimky již nepohrývá.

V předchozích letech byla stěna již několikrát opravována, koruna byla zakryta keramickou pálenou krytinou, části stěny jsou nově vyspárovány. Ze strany ulice Kostelní bylo lokálně provedeno dozdní stěny v její patě.

Směrem od začátku starší kamenné stěny, kde na ní navazuje stěna novější v horní části ulice Kostelní, se v partiích kamenné konstrukce projevují charakteristické poruchy pro gravitační opěrné stěny. V těchto místech zdivo a stěna již řádně neplní svou funkci a výsledný zemní tlak terénu vytlačuje části zdiva ven. V počátečním úseku byl v minulosti provedený opěrný pilíř, který je značně deformovaný a z paty zdiva lokálně vypadává materiál, zdivem prorůstá náletová vegetace.

V určitých partiích kamenného zdiva dochází i k jeho borcení vlivem ztráty stability základových konstrukcí.

Zcela ve stěně chybí odvodňovací otvory, které zde nejsou pravděpodobně z důvodu pohřbívání za zdí. V této části mohlo k nestabilitě stěny přispět i pravděpodobné umístění vodovodního řadu přímo k patě opěrné stěny nebo i k jejímu podkopání během pokládky vodovodního potrubí.

Pokud postoupíme níže směrem dolů po ulici Kostelní, za prvním opěrným pilířem se stěna odklání od vedení ulice a její pata stoupá směrem vzhůru po svahu. V této části se jeví stěna jako stabilní, je doplněna ze strany ulice opěrnými pilíři, které ji vyztužují. Zdivo bylo v nedávné době nově vyspárováno a nevykazuje viditelné statické poruchy. Zde je i výškový rozdíl terénů mezi patou stěny a hřbitovem poměrně malý asi tak kolem 1,6 m. Vzhledem k poměrně strmému svahu, který jde od paty stěny ke zpevněné komunikaci Kostelní ulice, je v daném místě nejspíše mělce uložený skalní výchoz, na kterém je stěna založena. Skalní podloží je v těchto partiích pravděpodobně překryto málo mocnou vrstvou hlín a drnového krytu, který podloží z části chrání. Po dalších cca 46 metrech kamenná stěna prudce mění směr a její pata sestupuje až na úroveň komunikace Kostelní ulice. Zde již rozdíl terénů dosahuje více jak 5 m a stěna se směrem k patě rozšiřuje. Nerovnost zdiva, jeho poruchy – trhliny, vypadávání materiálu ze stěny, neexistence odvodňovacích otvorů, vedou k závěru, že tato část stěny není zcela stabilní. Velká deformace zámkové dlažby komunikace směrem k patě stěny vede k domněnce, že kamenná stěna ve své patě tlačí na terén a ten se vlivem vodorovných sil deformuje. Nelze rovněž vyloučit, že při ukládce inženýrských sítí v ulici nebyly tyto řádně provedeny a zasypány a výkop podsedl základovou spáru stěny a došlo k ovlivnění základových poměrů stěny. Nejspíše zde dochází k součtu více faktorů, které konstrukci ovlivňují.

V době nedávno minulé došlo k dozvěnění paty stěny kamenným náběhem v místě dvou vylehčovacích cihelných kleneb. V tomto místě pata stěny náhle uskočila do svahu a stěna se zde jeví jako značně oslabená. Na tuto partii navazuje kamenná stěna s rozšířenou patou. Na úrovni terénu se ve stěně nachází malý výklenek, o kterém není zpracovateli dokumentace znám jeho účel.

Na konci řešeného úseku je jasné patrné, že pata zdiva je již historicky na některých místech doplňována, zcela chybí odvodňovací otvory, za korunou stěny se nachází několik pomníků k opuštěným hrobům i neoznačených hrobů. Ve zdivu nejsou patrné žádné skalní výchozy. Kostel nacházející se v bezprostřední blízkosti stěny je s největší pravděpodobností založen na skalním podloží a nejspíše nepříznivě staticky přímo neovlivňuje stěnu, ale vyloučit se to nedá. V poslední posuzovaná část je nejvíce negativně ovlivněna tím, že ze zdiva vyrůstá náletová vegetace a zcela absentují odvodňovací prvky. V jiné části stěny bylo již sanována havárie stěny a i v jiných lokalitách jsou popsány náhlá zřícení obdobných kamenných konstrukcí z důvodu špatného odvodnění rubu stěn a změny stupně porušení skalního masivu vlivem akumulace vod mezi kamenným zdivem a skalním masivem. Náhlé sesutí stěny může zapříčinit mezení dopravy v přilehlé ulici, ale nelze vyloučit ovlivnění stability základových konstrukcí přilehlého kostela.

Celkově stáří opěrných stěn a zdí odhaduji, dle charakteru zdiva, na více jak 150 let, novodobé opravy a dozdvíčky v rozmezí 30–5 let.

Tab. 1 – Tabulka klasifikačních stupňů konstrukcí

Klasifikační stupeň stavu	Stav konstrukce	Stručný charakteristický popis vad
I.	bezvadný	Bez viditelných vad
II.	velmi dobrý	Konstrukce mají vzhledové vady, které neovlivňují nosnost konstrukcí
III.	dobrý	Větší závady, které v malé míře ovlivňují nosnost nosné konstrukce, lokální stopy po zatékání, vzlínání nebo prosakující vodě
IV.	uspokojivý	Závady a poruchy konstrukce, které nemají okamžitý nepříznivý vliv na nosnost, ale mohou ji v budoucnu ovlivnit, rozsáhlejší stopy po zatékání, vzlínání nebo

		prosakující vodě. Znatelné trvalé deformace konstrukcí bez viditelných trhlin.
V.	špatný	Závady a poruchy konstrukce, které mají okamžitý nepříznivý vliv na nosnost konstrukce, ale jsou odstranitelné bez větších zásahů do konstrukce. Rozsáhlé stopy po zatékání, vztlínání nebo prosakující vodě. Znatelné maximální trvalé deformace konstrukcí bez viditelných trhlin do povolených limitních deformací konstrukcí.
VI.	velmi špatný	Závady a poruchy konstrukce, které mají okamžitý nepříznivý vliv na nosnost konstrukce a jsou odstranitelné pouze opravou zahrnující důležité části nosné konstrukce. Viditelné naklonění a deformace konstrukcí s trhlinami mírně nad povolené limitní deformace konstrukcí.
VII.	havarijní	Závady a poruchy konstrukce, které mají okamžitý nepříznivý vliv na nosnost konstrukce a vyžadují okamžitou nápravu pro odvrácení havárie. Výrazné oslabení nosných prvků, nadměrné deformace, průhyby a naklonění konstrukce výrazný rozvoj trhlin v konstrukcích.

Na základě technického zhodnocení stavu kamenných opěrných stěn, předchozím poruchám i provedeným opravám zdiva je nutné klasifikovat stav kamenné opěrné stěny v úseku označeném jako 3.11 jako špatný až velmi špatný (stupeň stavu V. – VI.).

Technický stav stěny v úseku 3.9 a 3.10 je možno charakterizovat jako velmi dobrý až dobrý (stupeň stavu II. – III.).

Velice složité je na základě vizuálního posouzení klasifikovat stav úseku stěny č. 3.8–3.5. Některé výše popsané skutečnosti vedou k závěrům, že konstrukce může vlivem vlivů, které na ni působí, lokálně havarovat a ovlivnit provoz v ulici Kostelní a vlastní kostel umístěný v blízkosti inkriminované stěny. Z těchto důvodů klasifikují stupeň technického stavu stěny jako špatný – velmi špatný (stupeň stavu V. – VI.).

3.2. Zajištění hřbitovní stěny

Vzhledem k technickému stavu, již provedeným opravám a celkovému chování stávající kamenné stěny navrhuji ukotvení stěny pomocí opěrných pilířů. Opěrné pilíře jsou navrženy v provedení kotvené a nekotvené.

Nekotvené opěrné pilíře budou provedeny z kamenného zdiva na betonovém základu ze železobetonu betonu. Základová konstrukce s kamenným zdivem bude provázána ocelovými trny, vytaženými ze základů. Zdivo opěr bude z tvrdého kamene zděného na maltu s hydraulickým vápnem pevnostní značky M5. Zdivo bude se stávající stěnou provázáno pomocí trnů z betonářské výztuže zalepených na chemickou maltu dle metodiky ETAG.

Ostatní pilíře jsou navrženy jako kotvené, principiálně staticky působí jako tuhé železobetonové svislé převázky. Podle výšky jsou kotveny dvěma nebo třemi trvalými zemními tyčovými předepnutými kotvami.

Trvalé zemní kotvy jsou předpokládány zhotovovat rotačně příklepovou technologií s výplachem vrtu stlačeným vzduchem. Úvodní část vrtů přes stávající zdivo musí být provedena jádrovým vrtáním s chlazením vrtu vodou z důvodu omezení poškození kamenného zdiva.

Při vrtání zemních kotev je nutné důsledně sledovat zastižené geologické podmínky a v případě zastižení odlišných geologických podmínek je nutné kontaktovat zpracovatele tohoto návrhu statického zajištění hřbitovní zdi. Je dosti pravděpodobné, že v úvodních částech některých vrtů může dojít k naražení zásypů za rubem stěny. V případě, že vrt v těchto partiích nebude stabilní, je nutné průběžně vrt dočasně pažit.

Kořen kotev je předpokládán do poloskalního až skalního prostředí délky 4 m. Jestliže nebude toto prostředí zastiženo, bude nutné prodloužit kotvy o patřičnou délku a kotvu spolehlivě ukotvit. Z tohoto důvodu není možná záměna trvalých tyčových kotev za kotvy lanové!

Vzhledem k výškám, které stěny dosahují bude probíhat vrtání z těžkého lešení, případně

lafetě upnuté na teleskopickém rameni. Projektová dokumentace předpokládá těžké lešení a vrtací soupravu typu „Lumesa“. Statický návrh kotev počítá s minimálním průměrem vrtu pro kotvu 115 mm.

Trvalé tyčové kotvy jsou navrženy na zkušební sílu 140 – 190 kN, ale kořenová část a vlastní kotva je navržena na sílu 330 kN z důvodu dostatečné rezervy v kotevním systému pro další případné zvýšení předepnutí kotev a omezení deformací kotev. Předepsané kotevní síly pro kotvy jsou odhadnuty z očekávaného chování stěn, ale mohou být v průběhu prací upravovány podle odezvy celého kotevního systému. Předpokládá se napínání kotev od horní směrem ke spodním kotvám.

Železobetonová část opěrných pilířů bude založena na železobetonové základové patce v rostlém poloskalním až skalním prostředí. Základové patky budou provedeny na podkladním betonu, který vyrovná podloží a zajistí krytí výztuže. Provázání základu a kotvené opěry je zajištěno pomocí provazující výztuže, která prochází pracovní spárou konstrukcí.

Opěrné pilíře mají navrženou výztuž tak, aby byla dosažena požadovaná únosnost železobetonové konstrukce. Vlastní pilíře však budou ve skutečnosti tvarované podle skutečného průběhu stávající kamenné stěny. Propojení stávajícího zdiva a pilířů je navrženo pomocí lepených tyčí z betonářské výztuže do kamenného zdiva dle metodiky ETAG.

Následně budou železobetonové části pilířů obloženy kamenným obkladem z tvrdého kamene kotveného nerezovými kamenickými kotvami a lepidlem na kámen s vyspárováním.

Pro zajištění odvodnění rubu stávajících kamenných stěn jsou navrženy odvodňovací dovrchní vrty průměru 150 mm. Odvodňovací vrt bude vystrojen perforovanou výpažnicí s plnoobvodovým vsakováním s vnitřní hranou hladkou. Výpažnice bude vsunuta do rukávu z geotextilie i gramáží 300 g/m². Takto upravená Výpažnice bude vsunuta volně do vrtu a vrt bude v líci kamenné stěny ukončen trubkou z litého čediče, která bude vsazena do vrtu průměru 225 mm. Spáry mezi trubkami budou zatmeleny.

Celkově musí být zdivo stěny celoplošně vyčištěno, zbaveno náletové vegetace, znovu zaspárováno a dozděno, jak předepisovala projektová dokumentace Ing. Trejbal z 09/2017.

Jelikož navrženými opatřeními nelze zamezit pokračování přirozených degradačních procesů je nutné pravidelně provádět kontrolu konstrukcí a průběžně je obnovovat.

Doporučuji provádět pravidelné prohlídky zabezpečení a vlastních stěn každý rok vizuálně a každý třetí rok provádět kontrolu cementace povrchových spár, jejich obnovení, odstranění náletů. O pravidelných kontrolách a prohlídkách, opravách či mimořádné události je nutné vést podrobnou písemnou dokumentaci.

3.3 Navržené materiály

Zdivo pilířů a obkladů kotvených pilířů

Kamenné zdivo tvrdý kámen (granit, granodiorit apod.)

Průměrná objemová hmotnost kamene 2660 Kgm⁻³

Pevnost v tlaku 160 MPa

Pevnost v tahu za ohybu 16 MPa

Pórovitost 1,1 % objemu; nasákavost 0,30 % hmotnosti

Malta pro zdění kamenného zdiva na bázi hydraulického vápna, pevnostní značka M5. Nesmí být použita malta vyráběná na staveništi, pokud nebudou provedeny průkazné zkoušky jejich fyzikálně mechanických vlastností!

Obkladové kameny (zdivo) kotvit pomocí nerezových kamenických kotev a lepidla na kámen. Nerezové kotvy minimálně 3 ks/m².

Betonové a železobetonové konstrukce

Podkladní beton

C12/15- XC0

Železobetonové konstrukce

-beton C30/37 – XC4, XF1, XA1

-ocel B 500 B, krytí hlavní nosné výztuže 40 mm

Trvalé předepnuté zemní kotvy

Kotvy trvalé tyčové CKT 25 S670H (alt. SAS 30 S670H)

Zálivka hřebů a kotev z cementu CEM II/B-S 32,5 R. Složení: c/v = 2,2:1.

Objemová hmotnost: 1 870 kg/m³.

Trhací tlaky zálivky do 6 MPa a trvalý injektážní tlak 2,5-3,5 MPa. Spotřeba injektážní směsi na reinjektáž 8 l/m.

3.4 Dovolené mezní odchylky

Veškeré mezní odchylky jednotlivých technologických kroků musí zabezpečit splnění nepřekročení povolené mezní odchylky

Kotvy

a) vrty pro kotvy:

- směrová a výšková odchylka v místě zavrtání: ± 30 mm,
- směrová odchylka: 2° od směru vrtu dle PD,
- délka vrtu: ± 0,15 m,

b) délka kotev

- odchylka výrobní délky: ± 50 mm,

c) injektáž kořene kotev

- objemová hmotnost injekční a zálivkové směsi: ± 2 %,
- injekční tlaky: ± 2,5 %,
- spotřeba injekční směsi: ± 3 l.

Železobetonové konstrukce

Kontrolní třída železobetonových konstrukcí 2 dle ČSN EN 13670.

4. Kontrola prací

Před zahájením prací je nutno za přítomnosti zástupců zadavatele, dodavatele a správců sítí zkontrolovat vytyčení a trvalé zajištění požadované polohy vytyčovacích bodů, výškového zaměření staveniště a trvalé vytyčení všech inženýrských sítí vedených zájmovým územím staveniště (včetně specifikace jejich stavu, hloubky uložení, způsobu ochrany před poškozením a možnosti vypnutí během prací v jejich blízkosti) a určit plochy vymezené pro zařízení staveniště a pojezd stavebních mechanismů.

Během zemních prací je nutné sledovat shodu zastižených a předpokládaných geologických poměrů.

Před betonáží základů pilířů je nutné protokolárně předat a převzít základovou spáru statikem a zástupcem objednatele.

Během vrtání vrtů pro kotvy, jejich kořenů je nutno sledovat spotřebu vrtného výplachu (resp. injekční směsi), především u vrtů a injektáže v blízkosti inženýrských sítí.

Kontrola kvality použitých hmot je předepsána příslušnými předpisy, normami a technologickými pravidly (viz odst. 1.3. Literatura, normy a předpisy). Zvláštní požadavky zadavatele nebyly předány. Kontrolní zkoušku betonu je třeba provést vždy, když vzhled betonové směsi vyvolá pochybnosti o kvalitě.

Při všech pracích, které jsou předmětem této části dokumentace je nutno dodržet technologické postupy dle příslušných norem, předpisů a závazných technologických pravidel dodavatele.

5. Závěr

Dokumentace byla zpracována dle příslušných platných předpisů pro projektovou dokumentaci, vyhláška 499/2006 Sb.

Všechny případné změny podkladů nebo předpokladů projektové dokumentace je nutno neprodleně projednat s projektantem konstrukční části. V případě změny zadání (podkladů) si projektant vyhrazuje právo posouzení dopadu těchto změn a případné doplnění nebo úpravu projektové dokumentace.

Při výkopu rýh a vrtných pracích je nutno sledovat shodu zastižených a předpokládaných geologických poměrů.

Poznámky k jednotlivým technologiím uvedené v této technické zprávě nenahrazují závazný technologický předpis prací zpracovaný před zahájením prací jejich dodavatelem.

V Lokti 30. března 2019

Ing. Martin Šafařík

Posouzení pažící konstrukce

Vstupní data

Projekt

Akce : Horní Slavkov, Kostelní ul
Popis : Kotvení hřbitovní stěny
Autor : Ing. Martin Šafařík
Datum : 2.4.2019

Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 7.60 m

Typ konstrukce: Železobetonová obdélníková stěna

Norma : EN 1992 1-1 (EC2)

Materiál : C 12/15

Tloušťka průřezu $h = 0.50$ m

Koef.redukce tlaku před stěnou = 1.00

Plocha průřezu $A = 5.000E-01$ m²/m

Moment setrvačnosti $I = 1.042E-02$ m⁴/m

Modul pružnosti $E = 26000.00$ MPa



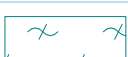
Modul pružnosti ve smyku $G = 8820.00$ MPa

Modul reakce podloží vypočten z převárných charakteristik zemin.


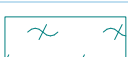
Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ_a [°]	δ_p [°]
1	Navážka		10.00	0.00	18.00	8.00	8.00	8.00
2	Sklalní podloží zcela zvětralé - R5		24.00	40.00	24.00	14.00	11.00	11.00
3	Sklalní podloží silně zvětralé - R4		34.00	100.00	24.00	14.00	11.00	11.00

Parametry zemin pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	φ [°]	ν [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	Navážka		nesoudržná	10.00	-	-	-
2	Sklalní podloží zcela zvětralé - R5		soudržná	-	0.25	-	-
3	Sklalní podloží silně zvětralé - R4		soudržná	-	0.25	-	-

Parametry zemin pro výpočet modulu reakce podloží (iterovat)

Číslo	Název	Vzorek	ν [-]	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]	m [-]
1	Navážka		0.35	-	3.00	0.35
2	Sklalní podloží zcela zvětralé - R5		0.25	-	50.00	0.25
3	Sklalní podloží silně zvětralé - R4		0.25	-	125.00	0.25

Parametry zemin

Navážka

Objemová tíha : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : *efektivní*
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 10.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel aktivní : $\delta_{act} = 8.00^\circ$
 Třecí úhel pasivní : $\delta_{pas} = 8.00^\circ$
 Zemina : *nesoudržná*
 Modul přetvárnosti : $E_{def} = 3.00 \text{ MPa}$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0.35$
 Koef. strukturní pevnosti : $m = 0.10$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18.00 \text{ kN/m}^3$

Sklalní podloží zcela zvětralé - R5

Objemová tíha : $\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : *efektivní*
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 24.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 40.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel aktivní : $\delta_{act} = 11.00^\circ$
 Třecí úhel pasivní : $\delta_{pas} = 11.00^\circ$
 Zemina : *soudržná*
 Poissonovo číslo : $\nu = 0.25$
 Modul přetvárnosti : $E_{def} = 50.00 \text{ MPa}$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0.25$
 Koef. strukturní pevnosti : $m = 0.10$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 24.00 \text{ kN/m}^3$

Sklalní podloží silně zvětralé - R4

Objemová tíha : $\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : *efektivní*
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 34.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 100.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel aktivní : $\delta_{act} = 11.00^\circ$
 Třecí úhel pasivní : $\delta_{pas} = 11.00^\circ$
 Zemina : *soudržná*
 Poissonovo číslo : $\nu = 0.25$
 Modul přetvárnosti : $E_{def} = 125.00 \text{ MPa}$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0.25$
 Koef. strukturní pevnosti : $m = 0.10$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 24.00 \text{ kN/m}^3$

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1.80	Navážka	
2	2.00	Sklalní podloží zcela zvětralé - R5	
3	-	Sklalní podloží silně zvětralé - R4	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 6.50 m.

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

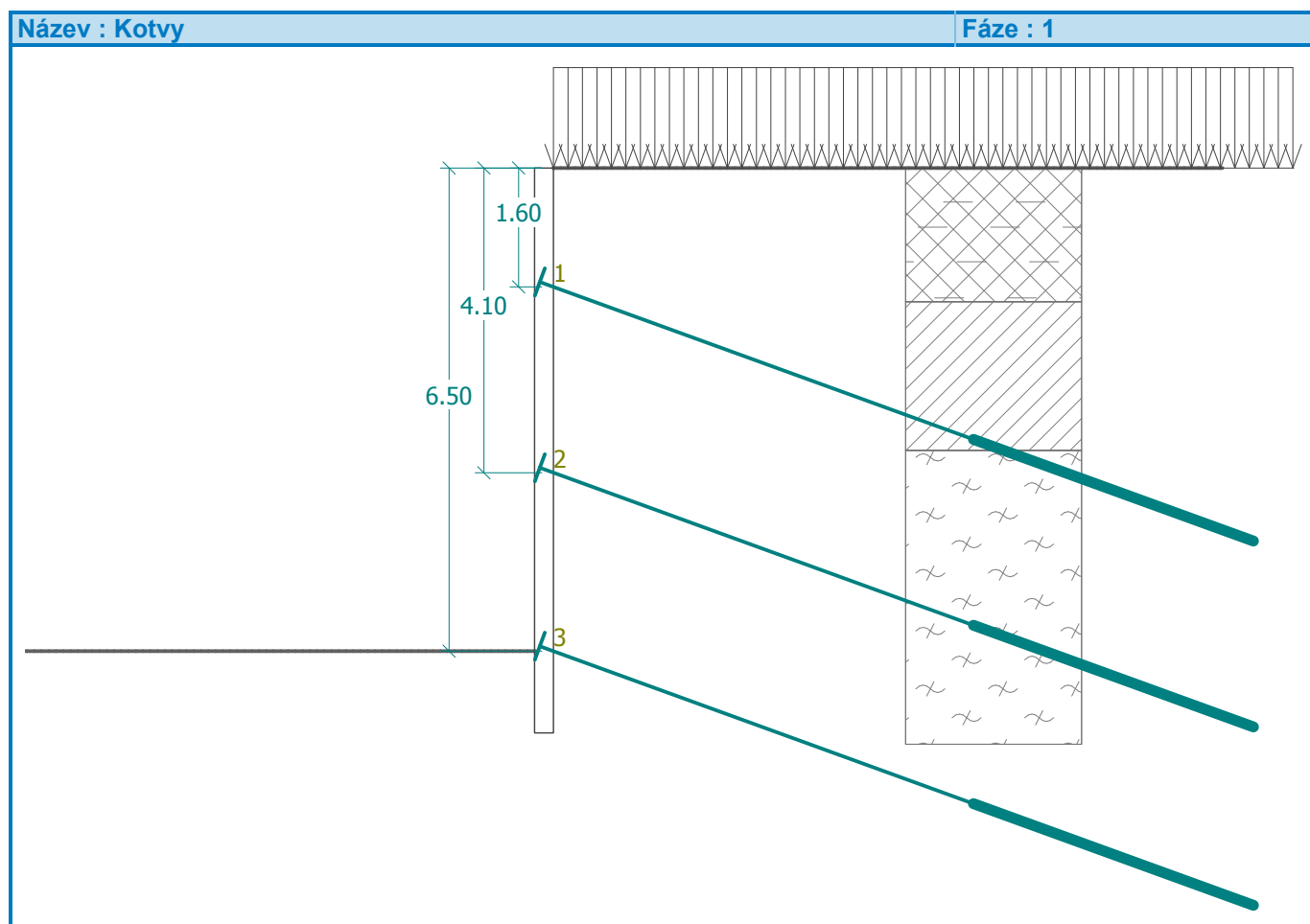
Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení nové změna	Typ	Název	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	ANO		Celopl. údržba	5.00				na terénu

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	ANO	1.60	6.00	4.00	20.00	2.50
2	ANO	4.10	6.00	4.00	20.00	2.50
3	ANO	6.50	6.00	4.00	20.00	2.50

Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm ²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1	25.0		210000.00		120.00
2	25.0		210000.00		120.00
3	25.0		210000.00		120.00



Nastavení výpočtu

Výpočet aktivního tlaku - Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku - Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Počet dělení stěny na konečné prvky = 20

Výpočet proveden bez redukce vstupních dat.

Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou $\sigma_{z,min} = 0.20\sigma_z$.

Výsledky výpočtu

Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	-0.00	-0.00	-0.00	3.19	4.13	8.03
1.80	-0.00	-0.00	-0.00	23.87	30.91	60.07
1.80	0.00	0.00	0.00	6.48	12.47	259.57
3.80	-0.00	-0.00	-0.00	16.08	28.47	411.64
3.80	0.00	0.00	0.00	16.08	28.47	909.01
6.50	-0.00	-0.00	-0.00	29.04	50.07	1252.56
6.50	-0.00	-0.00	-456.27	29.04	50.07	1252.57
7.60	-0.00	-8.80	-596.22	34.32	58.87	1392.52

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

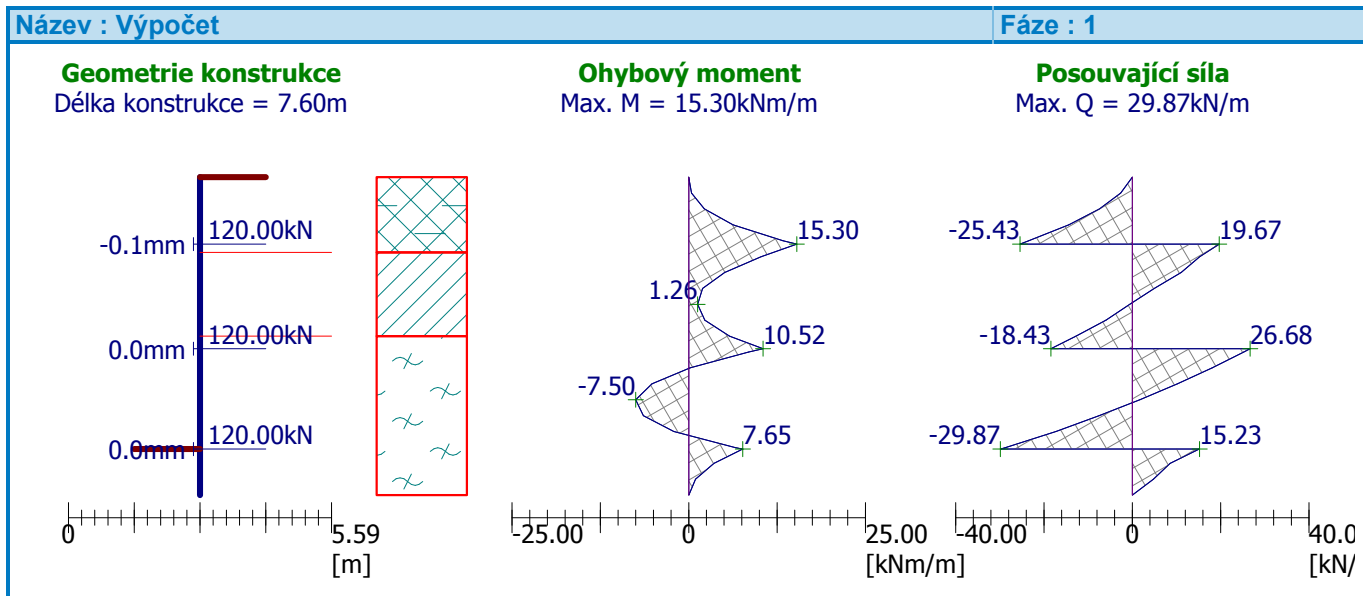
Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-0.20	4.13	-0.00	-0.00
0.38	0.00	0.01	-0.17	9.78	-2.64	0.40
0.76	0.00	0.01	-0.14	15.43	-7.43	2.21
1.14	0.00	0.02	-0.12	21.09	-14.37	6.25
1.52	0.00	0.03	-0.09	26.74	-23.46	13.34
1.60	0.00	0.02	-0.09	22.57	-25.43	15.30
1.60	0.00	0.02	-0.09	22.57	19.67	15.30
1.90	0.00	0.00	-0.08	6.96	15.24	10.24
2.28	0.00	16.78	-0.07	15.21	11.05	5.07
2.66	0.00	44.64	-0.06	16.81	4.98	1.97
3.04	0.00	0.00	-0.05	12.43	-0.60	1.26
3.42	0.00	208.15	-0.04	16.40	-5.96	2.27
3.80	0.00	237.20	-0.04	19.33	-12.75	5.75
4.10	0.00	49.94	-0.04	18.20	-18.43	10.52
4.10	0.00	49.94	-0.04	18.20	26.68	10.52
4.18	0.00	0.00	-0.04	17.90	25.23	8.45
4.56	0.00	0.00	-0.04	19.73	18.08	0.20
4.94	0.00	0.00	-0.04	21.55	10.24	-5.21
5.32	0.00	0.00	-0.04	23.38	1.70	-7.50
5.70	0.00	0.00	-0.04	25.20	-7.53	-6.41
6.08	0.00	593.60	-0.03	28.21	-17.26	-2.11
6.46	0.00	759.70	-0.02	31.91	-28.59	6.48
6.49	0.00	777.39	-0.02	32.13	-29.55	7.35
6.51	34.11	789.19	-0.02	31.43	14.92	7.50
6.84	1156.44	1040.18	-0.02	9.24	8.57	3.57
7.22	1247.14	1228.49	-0.02	10.51	4.78	0.96
7.60	1247.15	1247.15	-0.01	14.45	-0.00	0.00

Celkový provedený počet iterací modulu reakce podloží - 21.

Maximální posouvající síla = 29.87 kN/m
Maximální moment = 15.30 kNm/m
Maximální deformace = 0.2 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1.60	-0.1	120.00
2	4.10	0.0	120.00
3	6.50	0.0	120.00



Vnitřní stabilita kotevního systému - mezivýsledky

$$E_A = 115.43 \text{ kN/m} \quad \delta = 2.43^\circ$$

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	56.06	6.24	919.17	789.65	17.82		3059.21	970.48	2426.19
2	117.63	3.85	1144.70	751.80	-0.63	1	2101.08	1268.58	3171.44
3	204.98	2.69	1361.20	791.70	-18.28	1,2	2362.59	1893.58	4733.94

Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla [kN]	Stupeň bezpečnosti
1	120.00	2426.19	20.218
2	120.00	3171.44	26.429
3	120.00	4733.94	39.450

Rozhodující řada kotev : 1

Požadovaný stupeň bezp. $SB = 1.50 < 20.22 = SB_{minim.}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Posouzení pažící konstrukce

Vstupní data

Projekt

Akce : Horní Slavkov, Kostelní ul
Popis : Kotvení hřbitovní stěny
Autor : Ing. Martin Šafařík
Datum : 2.4.2019

Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 6.50 m

Typ konstrukce: Železobetonová obdélníková stěna

Norma : EN 1992 1-1 (EC2)

Materiál : C 12/15

Tloušťka průřezu $h = 0.50$ m

Koef.redukce tlaku před stěnou = 1.00

Plocha průřezu $A = 5.000E-01$ m²/m

Moment setrvačnosti $I = 1.042E-02$ m⁴/m

Modul pružnosti $E = 26000.00$ MPa



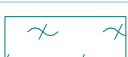
Modul pružnosti ve smyku $G = 8820.00$ MPa

Modul reakce podloží vypočten z převárných charakteristik zemin.



Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ_a [°]	δ_p [°]
1	Navážka		10.00	0.00	18.00	8.00	8.00	8.00
2	Sklalní podloží zcela zvětralé - R5		24.00	40.00	24.00	14.00	11.00	11.00
3	Sklalní podloží silně zvětralé - R4		34.00	100.00	24.00	14.00	11.00	11.00

Parametry zemin pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	φ [°]	ν [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	Navážka		nesoudržná	10.00	-	-	-
2	Sklalní podloží zcela zvětralé - R5		soudržná	-	0.25	-	-
3	Sklalní podloží silně zvětralé - R4		soudržná	-	0.25	-	-

Parametry zemin pro výpočet modulu reakce podloží (iterovat)

Číslo	Název	Vzorek	ν [-]	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]	m [-]
1	Navážka		0.35	-	3.00	0.35
2	Sklalní podloží zcela zvětralé - R5		0.25	-	50.00	0.25
3	Sklalní podloží silně zvětralé - R4		0.25	-	125.00	0.25

Parametry zemin

Navážka

Objemová tíha : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : *efektivní*
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 10.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel aktivní : $\delta_{act} = 8.00^\circ$
 Třecí úhel pasivní : $\delta_{pas} = 8.00^\circ$
 Zemina : *nesoudržná*
 Modul přetvárnosti : $E_{def} = 3.00 \text{ MPa}$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0.35$
 Koef. strukturní pevnosti : $m = 0.10$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18.00 \text{ kN/m}^3$

Sklalní podloží zcela zvětralé - R5

Objemová tíha : $\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : *efektivní*
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 24.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 40.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel aktivní : $\delta_{act} = 11.00^\circ$
 Třecí úhel pasivní : $\delta_{pas} = 11.00^\circ$
 Zemina : *soudržná*
 Poissonovo číslo : $\nu = 0.25$
 Modul přetvárnosti : $E_{def} = 50.00 \text{ MPa}$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0.25$
 Koef. strukturní pevnosti : $m = 0.10$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 24.00 \text{ kN/m}^3$

Sklalní podloží silně zvětralé - R4

Objemová tíha : $\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : *efektivní*
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 34.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 100.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel aktivní : $\delta_{act} = 11.00^\circ$
 Třecí úhel pasivní : $\delta_{pas} = 11.00^\circ$
 Zemina : *soudržná*
 Poissonovo číslo : $\nu = 0.25$
 Modul přetvárnosti : $E_{def} = 125.00 \text{ MPa}$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0.25$
 Koef. strukturní pevnosti : $m = 0.10$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 24.00 \text{ kN/m}^3$

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1.80	Navážka	
2	2.00	Sklalní podloží zcela zvětralé - R5	
3	-	Sklalní podloží silně zvětralé - R4	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 5.50 m.

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

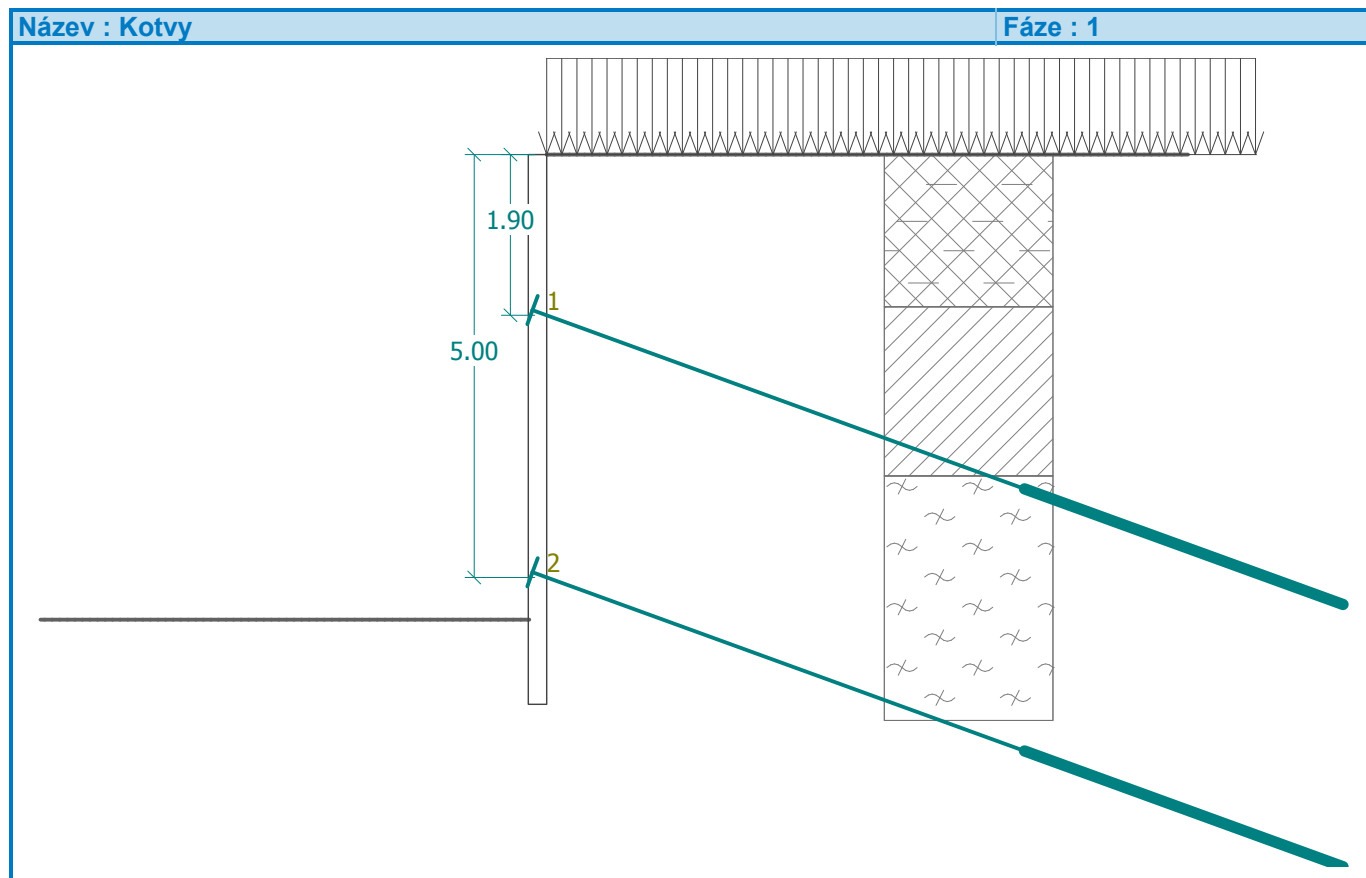
Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení nové změna	Typ	Název	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	ANO		Celopl. údržba	5.00				na terénu

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	ANO	1.90	6.00	4.00	20.00	2.50
2	ANO	5.00	6.00	4.00	20.00	2.50

Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm ²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1	25.0		210000.00		120.00
2	25.0		210000.00		120.00



Nastavení výpočtu

Výpočet aktivního tlaku - Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku - Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Počet dělení stěny na konečné prvky = 20

Výpočet proveden bez redukce vstupních dat.

Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou $\sigma_{z,min} = 0.20\sigma_z$.

Výsledky výpočtu

Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)

Hloubka [m]	T _{a,p} [kPa]	T _{k,p} [kPa]	T _{p,p} [kPa]	T _{a,z} [kPa]	T _{k,z} [kPa]	T _{p,z} [kPa]
0.00	-0.00	-0.00	-0.00	3.19	4.13	8.03
1.80	-0.00	-0.00	-0.00	23.87	30.91	60.07

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
1.80	0.00	0.00	0.00	6.48	12.47	259.57
3.80	-0.00	-0.00	-0.00	16.08	28.47	411.64
3.80	0.00	0.00	0.00	16.08	28.47	909.01
5.50	-0.00	-0.00	-0.00	24.24	42.07	1125.32
5.50	-0.00	-0.00	-456.27	24.24	42.07	1125.33
6.50	-0.00	-8.00	-583.49	29.04	50.07	1252.56

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

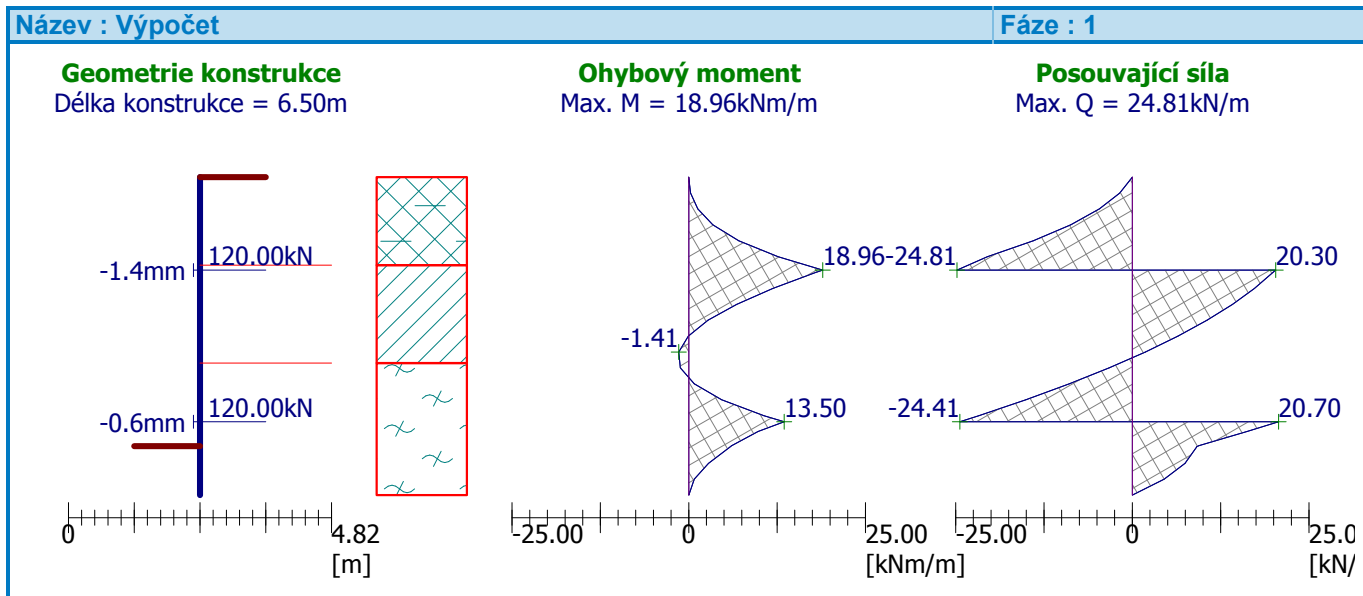
Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-1.97	4.13	0.00	-0.00
0.33	0.00	0.00	-1.86	6.92	-1.80	0.25
0.65	0.00	0.00	-1.75	10.66	-4.65	1.27
0.97	0.00	0.00	-1.65	14.39	-8.72	3.41
1.30	0.00	0.00	-1.55	18.12	-14.01	7.07
1.63	0.00	0.00	-1.44	21.86	-20.50	12.65
1.90	0.00	0.00	-1.36	9.45	-24.81	18.96
1.90	0.00	0.00	-1.36	9.45	20.30	18.96
1.95	0.00	0.00	-1.35	7.20	19.88	17.95
2.27	0.00	0.00	-1.26	8.76	17.29	11.90
2.60	0.00	0.00	-1.18	10.32	14.19	6.77
2.92	0.00	0.00	-1.09	11.88	10.58	2.73
3.25	0.00	0.00	-1.01	13.44	6.46	-0.05
3.58	0.00	0.00	-0.93	15.00	1.84	-1.41
3.90	0.00	0.00	-0.85	16.56	-3.29	-1.19
4.22	0.00	0.00	-0.77	18.12	-8.92	0.78
4.55	0.00	0.00	-0.69	19.68	-15.06	4.66
4.88	0.00	0.00	-0.61	21.24	-21.71	10.62
5.00	0.00	0.00	-0.58	21.84	-24.41	13.50
5.00	0.00	0.00	-0.58	21.84	20.70	13.50
5.20	0.00	0.00	-0.53	22.80	16.24	9.81
5.49	0.00	0.00	-0.47	24.19	9.42	6.08
5.53	63.13	0.00	-0.46	4.60	9.07	5.76
5.85	346.25	243.10	-0.39	6.89	7.46	2.79
6.17	348.13	335.41	-0.32	11.40	4.52	0.79
6.50	350.00	350.00	-0.26	16.55	-0.00	0.00

Celkový provedený počet iterací modulu reakce podloží - 1.

Maximální posouvající síla = 24.81 kN/m
Maximální moment = 18.96 kNm/m
Maximální deformace = 2.0 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1.90	-1.4	120.00
2	5.00	-0.6	120.00



Vnitřní stabilita kotevního systému - mezivýsledky

$E_A = 86.00 \text{ kN/m}$ $\delta = 3.08^\circ$

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	61.86	5.85	850.34	759.10	7.98		2152.24	1030.65	2576.62
2	147.14	3.33	1129.99	779.10	-15.23	1	2103.70	1630.43	4076.07

Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla [kN]	Stupeň bezpečnosti
1	120.00	2576.62	21.472
2	120.00	4076.07	33.967

Rozhodující řada kotev : 1

Požadovaný stupeň bezp. $SB = 1.50 < 21.47 = SB_{minim}$.

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Projekt

Akce : Horní Slavkov
Datum : 2.4.2019

Norma

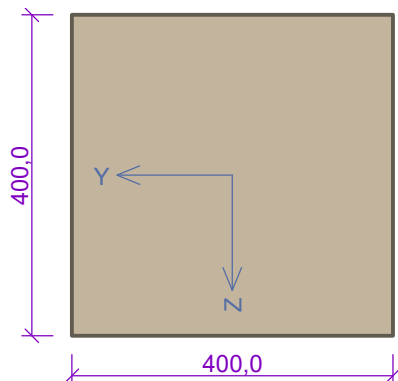
Norma **EN 1992-1-1/Česko**.

1 Opěra běžný průřez

1.1 Vstupní data

Typ prvku: nosník
Prostředí: XC4, XF1, XA1

Průřez



Materiály

Beton: C 30/37

$f_{ck} = 30,0$ MPa; $f_{ctm} = 2,9$ MPa; $E_{cm} = 33000$ MPa

Ocel podélná: B500B

$f_{yk} = 500,0$ MPa; $E_s = 200000$ MPa

Ocel příčná: B500

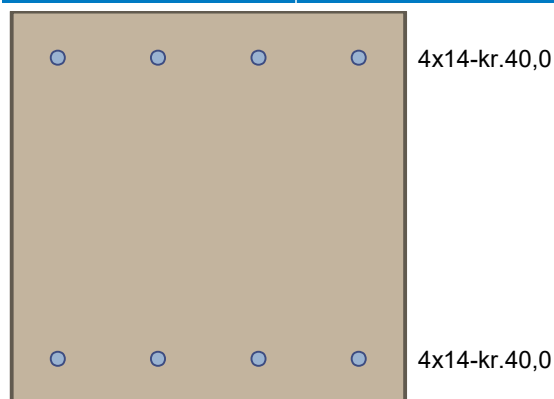
$f_{yk} = 500,0$ MPa; $E_s = 200000$ MPa

Vnitřní síly - základní návrhová (MSÚ)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	QP koef. [-]
1	Zat. případ 1	0,00	46,00	0,00	1,000

Podélná výztuž

Počet	Profil [mm]	Krytí [mm]	Umístění
4	14	40,0	horní výztuž
4	14	40,0	dolní výztuž



S tlačnou výztuží je počítáno.

Smyková výztuž

Průřez bez smykové výztuže.

Minimální krytí

Třída konstrukce: S4

$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}; 10) = \max(14; 30; 10) = 30$ mm

$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 30 + 10 = 40$ mm

1.2 Výsledky

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Nosník (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$$\rho_{s,t} = 0,00436 \geq \rho_{s,min} = 0,00151 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,0077 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Posouzení
1	Zat. případ 1	0,00	0,00	46,00	93,14	0,00	0,00	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti **VYHOVUJE**

Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE

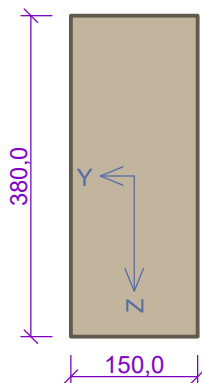
2 Opěra v místě kotvy

2.1 Vstupní data

Typ prvku: nosník

Prostředí: XC4, XF1, XA1

Průřez



Materiály

Beton: C 30/37

$$f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}; f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}; E_{cm} = 33000 \text{ MPa}$$

Ocel podélná: B500B

$$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}; E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Ocel příčná: B500

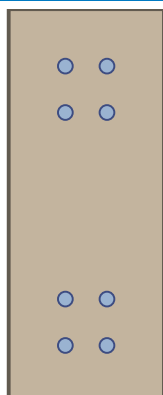
$$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}; E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Vnitřní síly - základní návrhová (MSÚ)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	QP koef. [-]
1	Zat. případ 1	0,00	46,00	90,00	1,000

Podélná výztuž

Počet	Profil [mm]	Krytí [mm]	Umístění
2	14	48,0	horní výztuž
2	14	93,0	horní výztuž
2	14	48,0	dolní výztuž
2	14	93,0	dolní výztuž



2x14-kr.48,0

2x14-kr.93,0

2x14-kr.93,0

2x14-kr.48,0

S tlačnou výztuží je počítáno.

Smyková výztuž

Obvodové třmínky

Profil: 8 mm; Vzdálenost: 100,0 mm; Krytí: 40,0 mm

Minimální krytí

Třída konstrukce: S4

$$c_{\min} = \max(c_{\min,b}; c_{\min,dur}; 10) = \max(14; 30; 10) = 30 \text{ mm}$$

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} = 30 + 10 = 40 \text{ mm}$$

2.2 Výsledky

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Nosník (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$$\rho_{s,t} = 0,0136 \geq \rho_{s,\min} = 0,00151 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,0216 \leq \rho_{s,\max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Stupeň vyztužení smykovou výztuží

$$\rho_{w,\min} = 0,000876 \leq \rho_w = 0,0067 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost třmínků } s_{l,\max} = 226,9 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost větví třmínků } s_{t,\max} = 226,9 \text{ mm}$$

Posouzení mezního stavu únosnosti

Č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Posouzení
1	Zat. případ 1	0,00	0,00	46,00	72,08	90,00	171,48	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE