


6			
5			
4			
3			
2			
1			
REVIZE	POPIS	DATUM	SCHVÁLIL

Sweco Hydroprojekt a.s. Ústředí Praha Táborská 31, 140 16 Praha 4; praha@sweco.cz; www.sweco.cz				SWECO 		
VYPRACOVAL	Ing. Holuša	HIP	Ing. Pikal	T. KONTROLA	Ing. Trnka	
PROJEKTANT	Ing. Holuša	ŘEDITEL DIVIZE	Ing. Hanák	DATUM	03/2025	
OBJEDNATEL	Pražská vodohospodářská společnost a.s.			OKRES	Praha - Karlín	
AKCE: 1/1/520/23 Vybudování PPO na stokové síti v oblasti Karlína Přeložka sběrače Šaldova				ČÍSLO ZAKÁZKY	10-4156-3802	
				STUPEŇ	DPS	
				FORMÁT	70x A4	
				ARCHIVNÍ ČÍSLO	001314/25/1	
ČÁST STAVBY	PŘELOŽKA SBĚRAČE IX ŠALDOVA			SO/PS	SO 07	
PŘÍLOHA: STATICKÝ VÝPOČET ČPHZ				ČÍSLO PŘÍLOHY	E.5.25	a
					1	

Tato dokumentace včetně všech příloh (s výjimkou dat poskytnutých objednatelem) je duševním vlastnictvím akciové společnosti Sweco Hydroprojekt a.s. Objednatel této dokumentace je oprávněn ji využít k účelům vyplývajícím z uzavřené smlouvy bez jakéhokoliv omezení. Jiné osoby (jak fyzické, tak právnické) nejsou bez předchozího výslovného souhlasu objednatele oprávněny tuto dokumentaci ani její části jakkoli využívat, kopírovat (ani jiným způsobem rozmnožovat) nebo zpřístupnit dalším osobám.

Poznámka: Podpisy zpracovatelů jsou připojeny pouze k výtisku číslo 01 nebo originálu přílohy (matrici).

OBSAH / SEZNAM PŘÍLOH

	strana
1 Zpráva ke statickému výpočtu	3
1.1 Úvod	3
1.1 Podklady	3
1.2 Literatura, normy, předpisy	3
1.3 Geologické poměry	4
1.4 Hydrogeologické poměry	5
1.5 Základové poměry	5
1.6 Popis sond.....	5
1.7 Geotechnické vlastnosti zemin a hornin.....	7
1.8 Stručný popis konstrukce	7
1.9 Zásady statického řešení	8
2 Statický výpočet	10
2.1 Návrh roubení šachet.....	10
2.1.1 Sekční šachta TŠ1 – 4,20 x 6,50 m, hl. 5,90 m	10
2.1.1.1 Ocelová výztuž šachty.....	18
2.1.1.2 Těžní šachta TŠ Sekce 1 – 4,20 x 6,50 m, hl. 5,90 m	19
2.1.1.3 Těžní šachta TŠ Sekce 2 – 4,40 x 8,40 m, hl. 5,90 m	20
2.1.1.4 Těžní šachta TŠ Sekce 2 zkrácená – 4,40 x 7,40 m, hl. 5,90 m	22
2.1.1.5 Těžní šachta TŠ 3 – 4,00 x 3,00 m, hl. 5,90 m	23
2.2 Záporové pažení šachty TŠ-SK4, hl. 6,60 m	24
2.3 Záporové pažení šachty TŠ4, hl. 5,90 m	47

1 ZPRÁVA KE STATICKÉMU VÝPOČTU

1.1 ÚVOD

Předmětem tohoto statického výpočtu je návrh a posouzení roubení stavebních jam navržených pro realizaci přeložky sběrače IX – Šaldova, včetně roubení stavebních jam pro konstrukce podzemních kanalizačních objektů v rámci objektu SO 07 – Přeložka sběrače IX Šaldova na akci „**Vybudování protipovodňových opatření na stokové síti v oblasti Karlína**“ ve stupni Dokumentace pro provedení stavby.

Lokalita navrhované stavby je v prostoru Rohanského ostrova u křižovatky ulic Rohanské Nábřeží a Šaldova v intravilánu městské části Praha – Karlín, v k.ú. Karlín.

1.1 PODKLADY

Podkladem pro zpracování tohoto statického výpočtu byly:

- Stavební výkresy jednotlivých šachet – půdorysy a řezy,
- Karlín – stoková síť – Inženýrsko-geologický průzkum, Závěrečná zpráva, provedený v květnu 2004 firmou SGS Středočeská geologická společnost, s.r.o.,

1.2 LITERATURA, NORMY, PŘEDPISY

1. ČSN EN 1990 – Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí,
2. ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních konstrukcí,
3. ČSN EN 1991-1-3 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem,
4. ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem,
5. ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou,
6. ČSN EN 1991-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 4: Zatížení zásobníků a nádrží,
7. ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby,
8. ČSN EN 1992-1-2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-2: Obecná pravidla – Navrhování konstrukcí na účinky požáru,
9. ČSN EN 1992-3 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 3: Nádrže na kapaliny a zásobníky,
10. ČSN EN 206 – Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda,
11. ČSN 72 1006 – Kontrola zhutnění zemin a sypanin (prosinec 1998)
12. ČSN 73 1001 – Základová půda pod plošnými základy,

13. ČSN 73 1208 – Navrhování betonových konstrukcí vodohospodářských objektů (září 2010),
14. ČSN 75 0250 – Zásady navrhování a zatížení vodohospodářských staveb (září 2012)
15. Statika stavebních konstrukcí – Technický průvodce 4, SNTL, 1972,
16. Statické tabulky – Technický průvodce 51, SNTL, 1987,
17. Ludevít Végh – Betonové konstrukce pro fakulty stavební VŠT, MŠMT ČSR, 1989,
18. R. A. Bareš – Tabulky pro výpočet desek a stěn, SNTL, 1989,
19. J. Hulla a kolektiv – Zakladanie staveb, SNTL, 1987,
20. Procházka, Šrůma – Eurocode 2 – Sběrka příkladů k ČSN P ENV 1992-1-1, PROCON Praha 1995,
21. Zich a kol. – Příklady posouzení betonových prvků dle Eurokódů, září 2010,

1.3 GEOLOGICKÉ POMĚRY

Zájmové území se nalézá na bývalém Rohanském ostrově, který zanikl zasypáním vedlejšího vltavského ramene v oblasti dnešní čtyřproudové vozovky Pobřežní ulice.

Předkvartérní podloží je budováno ordovickými sedimenty Barrandienu, řezanými k vrstvám zahořanským (chlutinským). V blízkém okolí ulice Sokolovské mohou vystupovat z jejich podloží i starší břidlice bohdalecké, které jsou jílovité a poněkud měkčí. Podložní horniny se nalézají podstatně hlouběji, než jsou založeny objekty šachet.

Kvartérní pokryv tvoří **terasové sedimenty** údolní maninské terasy Vltavy, její **holocenní sedimenty** a nejmladší – **antropogenní sedimenty** – **navážky** recentního stáří.

Základním prvkem terasových sedimentů je vždy štěrk, nepravidelně doplňovaný písčitou a hlinitojílovitou složkou. Teprve v nejmladších sedimentech se štěrková příměs postupně snižuje až místy i mizí (plážové písky).

Holocenní sedimenty jsou zastoupeny jednak povodňovými hlínami zakrývající povrch terasových sedimentů, které se vyskytují v omezeném rozsahu u Sokolovské ulice, jednak říčními náplavy, jejichž výskyt je omezen na vedlejší koryto Vltavy oddělující Rohanský ostrov od karlínského břehu. Pro všechny je typická vysoká příměs organických látek. Po zasypání vedlejšího koryta jsou v dalších archivních sondách pod zavlázkou popisovány obvykle přímo terasové náplavy štěrkopískového charakteru.

V nových vrtech bylo prokázáno, že nejhlubší část navážek byla zatlačena do organických náplavů, které tvoří podstatnou část výplně hrubozrnného skeletu při bázi antropogenních sedimentů.

Navážky uzavírají vrstevní sled a výrazně převýšily původní povrch terénu na Rohanském ostrově. Hlubší výskyt navážek tvoří jednak výplň původního koryta, jednak zastřené starší úpravy terénu po stavbách, nebo těžbě písku.

Zájmové území má složité základové poměry. Na lokalitě se vyskytují navážky pro zakládání nevhodné o mocnosti i přes 10 m a v jejich podloží se zřejmě místy nalézají i značně stlačitelné zeminy s vyšším organickým podílem, do kterých se bazální část navážek zatlačila. To ovlivňuje zejména navrženou trasu rekonstruovaného sběrače, který bude zčásti umístěn v navážkách, zvodnělých při obvyklých stavech průtočných množství pod kótou 180,5 m n.m. Při vysokých stavech hladiny ve Vltavě se stejně zvyšuje hladina podzemní vody

a zvodnění navážek je úměrně vyšší. Podzemní voda je silně agresivní (CO_2 – 46,20 mg/l) na stupni XA2 podle ČSN EN 206.

Obdobné poměry byly zastiženy i v navrženém prostoru uvažované čerpací stanice a retenční nádrže, i když plošný rozsah hlubokých zavážek je zde poměrně menší a vzhledem k charakteru stavby mohou mít podstatně menší vliv. U této stavby je zejména nutno posoudit vliv vztlaku vody při maximálním stavu na prázdnou nádrž. Podle zvolené hloubky zakládání bude zřejmě nejvíce náročné zabezpečení stěn stavební jámy. Při zakládání pod bází zastižených navážek jsou pro nádrž všechny typy hornin velmi vhodnou základovou půdou.

Staveniště se nenachází v oblasti dotčené důlní činností a navrhovaná stavba proto nebude namáhána na účinky poddolování. Z hlediska stability zemního prostředí se vlastní staveniště ani jeho okolí nenachází v oblasti postižené či náchylné k zemním sesuvům.

1.4 HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY

V zájmovém území se nalézá stálá kvartérní zvedeň podzemní vody vázaná na silně propustné terasové sedimenty. V horninovém prostředí s průlinovou propustností je vyvinuta spojitá hladina podzemní vody, navazující přímo na hladinu vody ve volném říčním toku. Izolantem zvodně je zajiřovaný povrch ordovických břidlic.

Úroveň hladiny podzemní vody je v rozsahu zkoumaného území prakticky totožná se stavem vody v řece.

Vysoká průlinová propustnost (stanovená dle metody Mallet-Pasquant ze zrnitostních rozborů odvozenými hodnotami $K = 1,6 \cdot 10^{-3} - 2,2 \cdot 10^{-4} \text{ ms}^{-1}$) a značné množství poříční vody působí, že v netěsných stavebních jamách nelze prakticky snížit hladinu vody čerpáním.

V době průzkumných prací se podzemní voda nalézala v úrovních 180,15 až 180,50 m n.m., což lze označit za běžný průměrný stav. Výraznější pokles hladiny nastává pouze v déle trvajících suchých obdobích a s touto situací je třeba počítat.

1.5 ZÁKLADOVÉ POMĚRY

Základové poměry je nutno ve smyslu zrušené normy ČSN 73 1001 označovat za složité a podle čl. 21 písm. b) této normy se jedná o náročnou stavební konstrukci.

V základové spáře budou zastiženy štěrky s příměsí jemnozrnné zeminy zařazené dle dnes již neplatné ČSN 73 1001 do třídy G3. Za normálního stavu v řece bude ustálená hladina podzemní vody nepatrně nade dnem objektů (na kótě 180,17 m n.m.). Během stavby je nutno trvale snižovat hladinu podzemní vody, podle momentálního stavu její úrovně.

1.6 POPIS SOND

V místě projektovaných šachet nebyly provedeny žádné sondy. Z archivních sond je nejbližší sonda 565, z nově provedených sond odpovídá sonda J3.

Sonda 565 z roku 1966 (kóta terénu : 186,55 m n.m.)

Sweco Hydroprojekt a.s.

5 (70)

ČÍSLO ZAKÁZKY: 10-4156-3802

VERZE: a

ARCHIVNÍ ČÍSLO: 001314/25/1

REVIZE: 1

Kopaná sonda pro komunikaci „Sokolovská“. Dnešní povrch je na kótě cca 188,20 m n.m.

- 0,00 – 0,16 : Dlažební kostky;
- 0,16 – 0,20 : Pískový podsyp – rezavě hnědý hlinitý posyp;
- 0,20 – 1,20 : Hnědá písčitá hlína s ojedinělými valounky křemene do velikosti 8 cm, slabě soudržná, tuhá;
- 1,20 – 2,00 : Hnědý hlinitý písek, středně zrnitý, přirozeně vlhký;
- 2,00 – 2,20 : Hnědý písek se štěrkem (valouny do velikosti 5 – 10 cm);

Hladina podzemní vody nebyla zastižena

Sonda 340 z roku 1961 (kóta terénu : 178,74 m n.m. - dno)

- 0,00 – 1,20 : Písčitohlinitý náplav, šedý, sypký;
- 1,20 – 3,10 : Štěrk s hlinitým pískem, valouny o velikosti průměrně 4 až 15 cm (60%);
- 3,10 – 5,20 : Štěrk s hrubým pískem, valouny do velikosti 20 až 25 cm (70%);
- 5,20 – 6,50 : Pevná břidlice, dlátovaná;

Hladina podzemní vody zastižena 2,10 m (180,84 m n.m.)

Sonda J3 (kóta terénu 185,66 m n.m.)

- 0,00 – 0,40 m - Navážka, humózní hlína kamenitá s drnem;
- 0,40 – 0,80 m - Navážka, lomový štěrk (makadam) se zrny 8-15 cm;
- 0,80 – 1,60 m - Navážka, hlína písčitá, černohnědá, s val. štěrku a úlomky cihel do 4 cm;
- 1,60 – 5,50 m - Stavební suť, s velkými kusy cihel a škváropísčitou výplní;
- 5,50 – 7,05 m - Stavební suť, dtto zvodnělá, s podřízenými polohami drobnějšího říčního štěrku;
- 7,05 – 8,30 m - Písek hlinitý se štěrkem, valouny 0,5-3 cm, ojed. až 5 cm, místy velmi hojné (až písčitý štěrk);
- 8,30 – 10,50 m - Štěrk špatně zrněný, hrubý, vel. 2-17 cm nad 30% s výplní drobně štěrčíkového písku;
- 10,50 – 11,20 m - Štěrk jílovitý, až silně hlinitý, částečně drobnější, zrna do 10 cm, tmavě šedý až hnědošedý;

Sweco Hydroprojekt a.s.

6 (70)

11,20 – 11,50 m - Břidlice silně zvětralá, až rozložená, jílovitě rozpadlá, se střípky a úlomky méně zvětralé horniny;

11,50 – 12,00 m - Břidlice navětralá, písčitojílovitá, pevná, úlomkovitě rozpadavá, šedá až Tmavošedá;

Hladina podzemní vody naražená v hl. 5,60 m pod terénem (180,06 m n.m.),
ustálená v hl. 5,50 m pod terénem (180,16 m n.m.).

1.7 GEOTECHNICKÉ VLASTNOSTI ZEMIN A HORNIN

V následující tabulce jsou uvedeny základní geotechnické charakteristiky zemin a hornin, které se vyskytují v prostoru staveniště a přicházejí tak v úvahu jako základová půda.

Geologické prostředí	ČSN 731001		γ	ϕ_{ef}	c_{ef}	ν	R_{dt}	E_{def}
	třída	symbol	(kgm^{-3})	(°)	(kPa)		(kPa)	(MPa)
Navážky	F-S-G	Y	1800	25	16	0,35	175-300	5-15
Organické náplavy	F,G	O	1800	24	12	0,35	150	4-6
Povodňová hlína	F4	CS, MS	1800	24	10,0	0,35	150	4-6
Terasové sedimenty Vltavy	S3	S-F	>1750	31	0	-	225	20-25
	G3	G-F	1900	36	0	-	300	90
	G3	G-F	1900	33	0	-	300	80
Vrstvy zahořanské	R5	-	u hornin se normou neurčuje				200	20
	R4	-	u hornin se normou neurčuje				400	>80

uvedené hodnoty R_{dt} jsou základní, platí pro hloubku založení 1 m a šířku základu 3 m, dále je třeba provést přepočet dle skutečné hloubky zakládání a šířky základu. S ohledem na 2. geotechnickou kategorii je uvádíme pouze pro orientaci.

1.8 STRUČNÝ POPIS KONSTRUKCE

Rekonstrukce stokového systému v prostoru ul. Šaldova si vyžaduje provedení nové konstrukce průchozí jednotné kanalizace, což vzhledem k hloubce jejího uložení lze provádět z povrchu ve stavebních jamách roubených vodorovnými rozpěrnými rámy osazenými po výšce jámy v osové vzdálenosti max. 1,0 m. Rámy šachetní výztuže budou zavěšovány na ocelový ohlubňový práh z U č.300. Technologii ČPHZ budou prováděny stavební jámy TŠ 1, TŠ 2, TŠ 2 zkrácená, TŠ 3-5, TŠ SK, TŠ RK a TŠ Propoj.

Jelikož je navržena rekonstrukce stokového systému za plného provozu poměrně složitá záležitost, je třeba práce provádět po jednotlivých na sebe navazujících etapách a z toho důvodu je navržen soubor provázaných těžních šachet. Každá těžní šachta bude vždy

zajištěna dočasnou výztuží tvořenou buď vodorovnými šachetními výztužnými rámy navrženými z ocelových válcovaných profilů I č. 360 včetně předrážených pažnic UNION (**klasická ČPHZ**) a nebo kombinací **ČPHZ** a zátažného fošnového pažení se záporami navrženými z ocelových válcovaných profilů IPE č.400. Do takto zajištěné těžní šachty bude instalována nová konstrukce kanalizační stoky.

Hornina bude rozpojována ručně sbíjením bez použití trhací práce, pažnice UNION dl.2,0m' na celém paženém obvodu se budou předrážet s postupem hloubení počvy. Při hloubení šachty je nutné dodržet hnané předrážené pažení za pomoci ocelových pažnic tak, aby se zabránilo nadbytečným nadvýlomům ve výrubu. Ocelové pažnice je třeba pomoci dřevěných klínů "utáhnout" tak, aby bezpečně spolupůsobily s výrubem. Dále je nutné minimalizovat vznik nadvýlomů používáním vhodných materiálů pro ucpávku (např. dřevitá vata - HEBDÍ - popř. geotextilie nebo stavební montážní pěna).

Revizní šachta PK2 bude provedena ve stavební jámě (označené TŠ Propoj) roubené po obvodě záporovými stěnami navrženými ze zápor IPEč.400 dl. 9,0 m, vzájemně rozepřenými jedním vodorovným rámem ze zdvojených válcovaných profilů 2xlč.360 a příčně rozepřeným trubní rozpěrou TRØ210x12 mm.

Revizní šachta Š2 bude provedena ČPHZ v těžní šachtě TŠ1, sekce 2, která bude po obvodě vyztužena vodorovnými rozpěrnými rámy navrženými z válcovaných profilů 2xlč.360 v osově vzdálenosti max. 1 m.

Rozdělovací komora RK6 bude provedena ve stavební jámě TŠ RK roubené po obvodě záporovými stěnami navrženými ze zápor IPEč.400 dl. 9,0 m, vzájemně rozepřenými jedním vodorovným rámem ze zdvojených válcovaných profilů 2xlč.360 a příčně rozepřeným trubní rozpěrou TRØ210x12 mm.

Spojná komora SK4 bude provedena ve stavební jámě roubené na dvou protilehlých stranách záporovými stěnami navrženými ze zápor IPEč.400 dl. 9,0 m, vzájemně rozepřenými jedním vodorovným rámem ze zdvojených válcovaných profilů 2xlč.360. Zbývající dvě stěny budou provedeny hornicky a budou vyztuženy ocelovými rámy opřenými o protilehlé zápor, ke kterými budou přivařeny.

1.9 ZÁSADY STATICKÉHO ŘEŠENÍ

Zatížení konstrukce bylo stanoveno podle ČSN EN 1990 s přihlédnutím k ČSN 75 0250 a ČSN 72 1208, které požadavky Eurokódů upřesňují.

Podle ČSN 75 0250 jsou objekty na kanalizaci zařazeny do třídy spolehlivosti RC2. Pro tuto třídu norma stanoví součinitel $K_{FI} = 1,1$. Pro dočasné a trvalé návrhové situace se dílčí součinitele nepříznivých zatížení γ_F vynásobí tímto součinitelem. Pro stálá zatížení byl uvažován součinitel zatížení hodnotou 1,35 pro nepříznivé a 1,0 pro příznivé působení, pro proměnná zatížení byl uvažován součinitel zatížení hodnotou 1,5.

Zatížení svislé i vodorovné bylo uvažováno jako zatížení rovnoměrné. Na povrchu bylo uvažováno nahodilé pohyblivé zatížení dle ČSN 736203 jako zatěžovací třída A hodnotou $q_k = 35,09 \text{ kNm}^{-2}$. Rozhodující zatížení s nejméně příznivými účinky bylo stanoveno zatížení čtyřnápravovým vozidlem a součinitel zatížení $\gamma_f = 1,5$.

Stavební jámy navržené pro jednotlivé objekty budou prováděny technologií ČPHZ nebo budou roubeny záporovými stěnami vyztuženými po výšce jedním vodorovným rozpěrným rámem, příčně rozepřeným trubní rozpěrou.

Zatížení svislé i vodorovné bylo uvažováno jako zatížení rovnoměrné. Na povrchu bylo uvažováno nahodilé pohyblivé zatížení dle ČSN 736203 jako zatěžovací třída A. Rozhodující zatížení s nejméně příznivými účinky bylo stanoveno zatížení čtyřnápravovým vozidlem.

Hloubení těžních šachet bude probíhat v proměnlivém prostředí recentních navážek, případně v dolní části v prostředí zvětralých jílovitých břidlic.

Stabilitu svislých stěn stavební jámy zabezpečuje pažící konstrukce, která musí spolehlivě přenést účinky zatížení od zemin a od staveništní dopravy na povrchu v okolí stavební jámy. Konstrukce (pažení) těžní šachty byla počítána na vodorovný tlak zeminy. Při výpočtu byl uvažován aktivní zemní tlak. Směrné normové charakteristiky zastižených zemin byly odvozeny z dnes již neplatné ČSN 73 1001, která však dosud nemá náhradu a hodnoty v ní obsažené lze z hlediska výpočtu uvažovat jako orientační.

Výpočet zemního tlaku na konstrukci byl proveden programem GEO s uvažovanými fyzikálně mechanickými parametry zemin a hornin (normové hodnoty) jednotlivých geotechnických poloh stanovenými v inženýrsko-geologickém průzkumu.

Zemní tlak na pažení byl stanoven jako aktivní zemní tlak podle ČSN 73 0037 za předpokladu zásypem zeminou typu písčitá hlína s objemovou hmotností $18,0 \text{ kNm}^{-3}$ a Poissonovým číslem 0,35. Součinitel zatížení byl stanoven hodnotou 1,35. (resp. 1,0).

Náhradní rovnoměrné zatížení na povrchu terénu v blízkosti pažící konstrukce bylo pro výpočet zemního tlaku uvažováno hodnotou $v_0 = 10,00 \text{ kNm}^{-2}$, což odpovídá cestním vozidlům a stavebním strojům do hmotnosti 24 t pohybujícím se ve vzdálenosti min. 3,0 m od zadní stěny pažící konstrukce. Rovněž byl uvažován vliv od přetížení tramvajové dopravy, která bude ve vzdálenosti cca 4,0 m

2 STATICKÝ VÝPOČET

2.1 NÁVRH ROUBENÍ ŠACHET

2.1.1 SEKČNÍ ŠACHTA TŠ1 – 4,20 X 6,50 M, HL. 5,90 M

Výpočet zemních tlaků na konstrukci

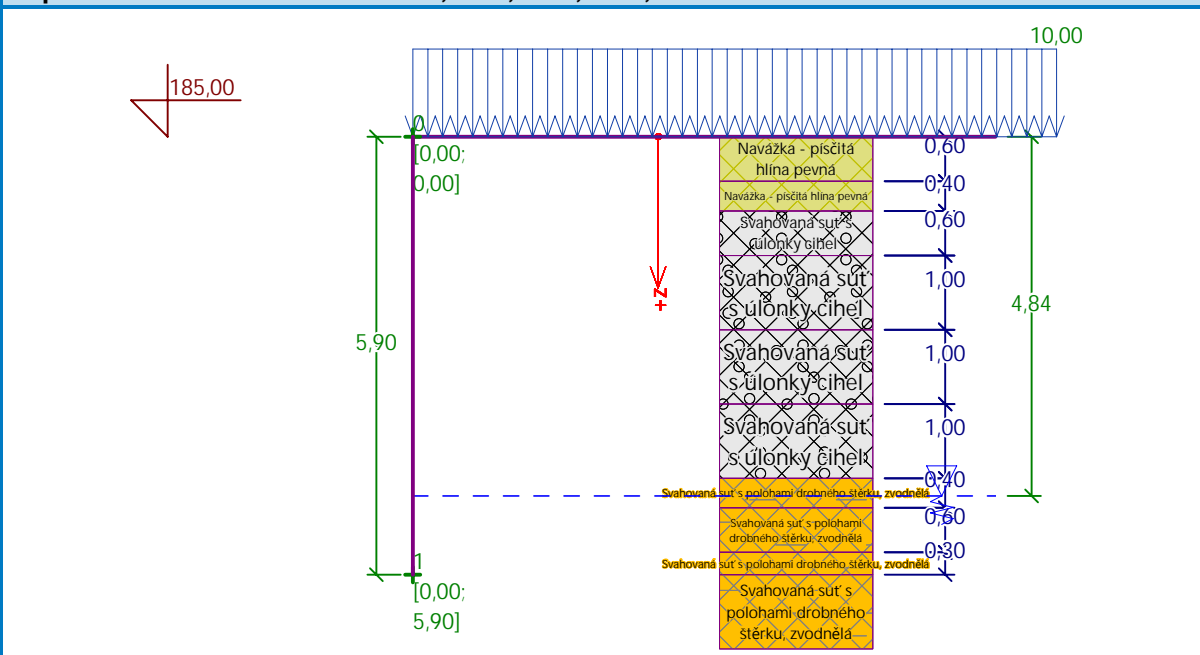
Vstupní data

Projekt : PPO Karlín
Část : SO 07 - Přeložka sběrače IX - Šaldova
Popis : Zemní tlak na pažení
Vypracoval : Ing. Petr Holuša
Datum : 27.02.2025

Název : Projekt SO 7 - Přeložka sběrače IX - Šaldova

Fáze - výpočet : 1 - 0

Popis : Sekční šachta - sekce 1 - 4,20x6,50 m, hl. 5,90 m



Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA1

Výpočet tlaků

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)
Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe
Tvar zemního klínu : počítat šikmý
Návrhový přístup : 1 - redukce zatížení a materiálu

Součinitele redukce zatížení (F)

Sweco Hydroprojekt a.s.

10 (70)

ČÍSLO ZAKÁZKY: 10-4156-3802

VERZE: a

ARCHIVNÍ ČÍSLO: 001314/25/1

REVIZE: 1

Dočasná návrhová situace

		Kombinace 1				Kombinace 2			
		Nepříznivé		Příznivé		Nepříznivé		Příznivé	
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35	[-]	1,00	[-]	1,00	[-]	1,00	[-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50	[-]	0,00	[-]	1,30	[-]	0,00	[-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,35	[-]			1,00	[-]		

Součinitele redukce materiálu (M)

Dočasná návrhová situace




		Kombinace 1		Kombinace 2	
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_\phi =$	1,00	[-]	1,25	[-]
Součinitel redukce efektivní soudržnosti :	$\gamma_c =$	1,00	[-]	1,25	[-]
Součinitel redukce neodv. smykové pevnosti :	$\gamma_{cu} =$	1,00	[-]	1,40	[-]
Součinitel redukce Poissonova čísla :	$\gamma_\nu =$	1,00	[-]	1,00	[-]

Geometrie konstrukce


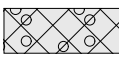

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0,00	0,00
2	0,00	5,90
3	0,00	0,00

Počátek [0,0] je v nejhořejším bodu konstrukce.

Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	ϕ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Navážka - písčitá hlína pevná		25,00	16,00	18,00	8,00	13,00
2	Svahovaná suť s úlomky cihel		26,00	0,00	20,00	10,00	17,00
3	Svahovaná suť s polohami drobného štěrku, zvodnělá		23,00	0,00	20,00	10,00	15,00

Parametry zemin pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	ϕ_{ef} [°]	ν [-]	OCR [-]	Kr [-]
1	Navážka - písčitá hlína pevná		soudržná	-	0,35	-	-
2	Svahovaná suť s úlomky cihel		nesoudržná	26,00	-	-	-
3	Svahovaná suť s polohami drobného štěrku, zvodnělá		nesoudržná	23,00	-	-	-

Geologický profil a přiřazení zemin

Informace o umístění

Sweco Hydroprojekt a.s.

11 (70)

ČÍSLO ZAKÁZKY: 10-4156-3802

VERZE: a

ARCHIVNÍ ČÍSLO: 001314/25/1

REVIZE: 1

Kóta povrchu = 185,00 m

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Nadm. výška [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	0,60	0,00 .. 0,60	185,00 .. 184,40	Navážka - písčité hlína pevná	
2	0,40	0,60 .. 1,00	184,40 .. 184,00	Navážka - písčité hlína pevná	
3	0,60	1,00 .. 1,60	184,00 .. 183,40	Svahovaná suť s úlomky cihel	
4	1,00	1,60 .. 2,60	183,40 .. 182,40	Svahovaná suť s úlomky cihel	
5	1,00	2,60 .. 3,60	182,40 .. 181,40	Svahovaná suť s úlomky cihel	
6	1,00	3,60 .. 4,60	181,40 .. 180,40	Svahovaná suť s úlomky cihel	
7	0,40	4,60 .. 5,00	180,40 .. 180,00	Svahovaná suť s polohami drobného štěrku, zvodnělá	
8	0,60	5,00 .. 5,60	180,00 .. 179,40	Svahovaná suť s polohami drobného štěrku, zvodnělá	
9	0,30	5,60 .. 5,90	179,40 .. 179,10	Svahovaná suť s polohami drobného štěrku, zvodnělá	
10	-	5,90 .. □	179,10 .. -	Svahovaná suť s polohami drobného štěrku, zvodnělá	

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 4,84 m

Zadaná plošná přitížení

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

Číslo	Název
1	Rovnoměrné

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

Redukce úhlu tření zemina/zemina : neredukovat

Výpočet čís. 1 (Fáze budování 1)

Výpočet aktivního tlaku za konstrukcí - mezivýsledky

Vrst. čís.	Mocnost [m]	α [°]	φ_d [°]	c_d [kPa]	γ [kN/m3]	δ_d [°]	K_a	Pozn.
1	0,60	0,00	25,00	16,00	18,00	13,00	0,366	

Sweco Hydroprojekt a.s.

12 (70)

ČÍSLO ZAKÁZKY: 10-4156-3802

VERZE: a

ARCHIVNÍ ČÍSLO: 001314/25/1

REVIZE: 1

Vrst. čís.	Mocnost [m]	α [°]	φ_d [°]	c_d [kPa]	γ [kN/m ³]	δ_d [°]	K_a	Pozn.
2	0,40	0,00	25,00	16,00	18,00	13,00	0,366	
3	0,60	0,00	26,00	0,00	20,00	17,00	0,348	
4	1,00	0,00	26,00	0,00	20,00	17,00	0,348	
5	1,00	0,00	26,00	0,00	20,00	17,00	0,348	
6	1,00	0,00	26,00	0,00	20,00	17,00	0,348	
7	0,24	0,00	23,00	0,00	20,00	15,00	0,390	
8	0,16	0,00	23,00	0,00	10,00	15,00	0,390	
9	0,60	0,00	23,00	0,00	10,00	15,00	0,390	
10	0,30	0,00	23,00	0,00	10,00	15,00	0,390	

Průběh aktivního tlaku za konstrukcí (bez přetížení)

Vrst. čís.	Poč. [m] Kon. [m]	σ_Z [kPa]	σ_W [kPa]	Tlak [kPa]	Složka vod. [kPa]	Složka sv. [kPa]
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	0,60	10,80	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,60	10,80	0,00	0,00	0,00	0,00
	1,00	18,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	1,00	18,00	0,00	6,26	5,98	1,83
	1,60	30,00	0,00	10,43	9,97	3,05
4	1,60	30,00	0,00	10,43	9,97	3,05
	2,60	50,00	0,00	17,38	16,62	5,08
5	2,60	50,00	0,00	17,38	16,62	5,08
	3,60	70,00	0,00	24,33	23,26	7,11
6	3,60	70,00	0,00	24,33	23,26	7,11
	4,60	90,00	0,00	31,28	29,91	9,14
7	4,60	90,00	0,00	35,13	33,94	9,09
	4,84	94,80	0,00	37,01	35,75	9,58
8	4,84	94,80	0,00	37,01	35,75	9,58
	5,00	96,40	1,60	37,63	36,35	9,74
9	5,00	96,40	1,60	37,63	36,35	9,74
	5,60	102,40	7,60	39,97	38,61	10,35
10	5,60	102,40	7,60	39,97	38,61	10,35
	5,90	105,40	10,60	41,15	39,74	10,65

Průběh tlaku vody

Bod čís.	Hloubka [m]	Vod.složka [kPa]	Svis. složka [kPa]
1	0,00	0,00	0,00
2	0,60	0,00	0,00
3	1,00	0,00	0,00
4	1,60	0,00	0,00
5	2,60	0,00	0,00

Sweco Hydroprojekt a.s.

13 (70)

ČÍSLO ZAKÁZKY: 10-4156-3802

VERZE: a

ARCHIVNÍ ČÍSLO: 001314/25/1

REVIZE: 1

PŘELOŽKA SBĚRAČE IX ŠALDOVA SO 07

Bod čís.	Hloubka [m]	Vod.složka [kPa]	Svis. složka [kPa]
6	3,60	0,00	0,00
7	4,60	0,00	0,00
8	4,84	0,00	0,00
9	5,00	1,60	0,00
10	5,60	7,60	0,00
11	5,90	10,60	0,00

Průběh tlaku od přetížení - Rovnoměrné

Bod čís.	Hloubka [m]	Vod.složka [kPa]	Svis. složka [kPa]
1	0,00	3,57	0,82
2	0,60	3,57	0,82
3	1,00	3,57	0,82
4	1,00	3,32	1,02
5	1,60	3,32	1,02
6	2,60	3,32	1,02
7	3,60	3,32	1,02
8	4,60	3,32	1,02
9	4,60	3,77	1,01
10	4,84	3,77	1,01
11	5,00	3,77	1,01
12	5,60	3,77	1,01
13	5,90	3,77	1,01

Celkový tlak působící na konstrukci

Bod čís.	Hloubka [m]	Vod.složka [kPa]	Svis. složka [kPa]
1	0,00	0,00	1,11
2	0,60	0,00	1,11
3	1,00	0,00	1,11
4	1,00	12,56	3,84
5	1,60	17,95	5,49
6	2,60	26,92	8,23
7	3,60	35,89	10,97
8	4,60	44,86	13,72
9	4,60	50,90	13,64
10	4,84	53,35	14,29
11	5,00	56,32	14,51
12	5,60	67,48	15,33
13	5,90	73,05	15,74

Výsledné síly

Sweco Hydroprojekt a.s.

14 (70)

ČÍSLO ZAKÁZKY: 10-4156-3802

VERZE: a

ARCHIVNÍ ČÍSLO: 001314/25/1

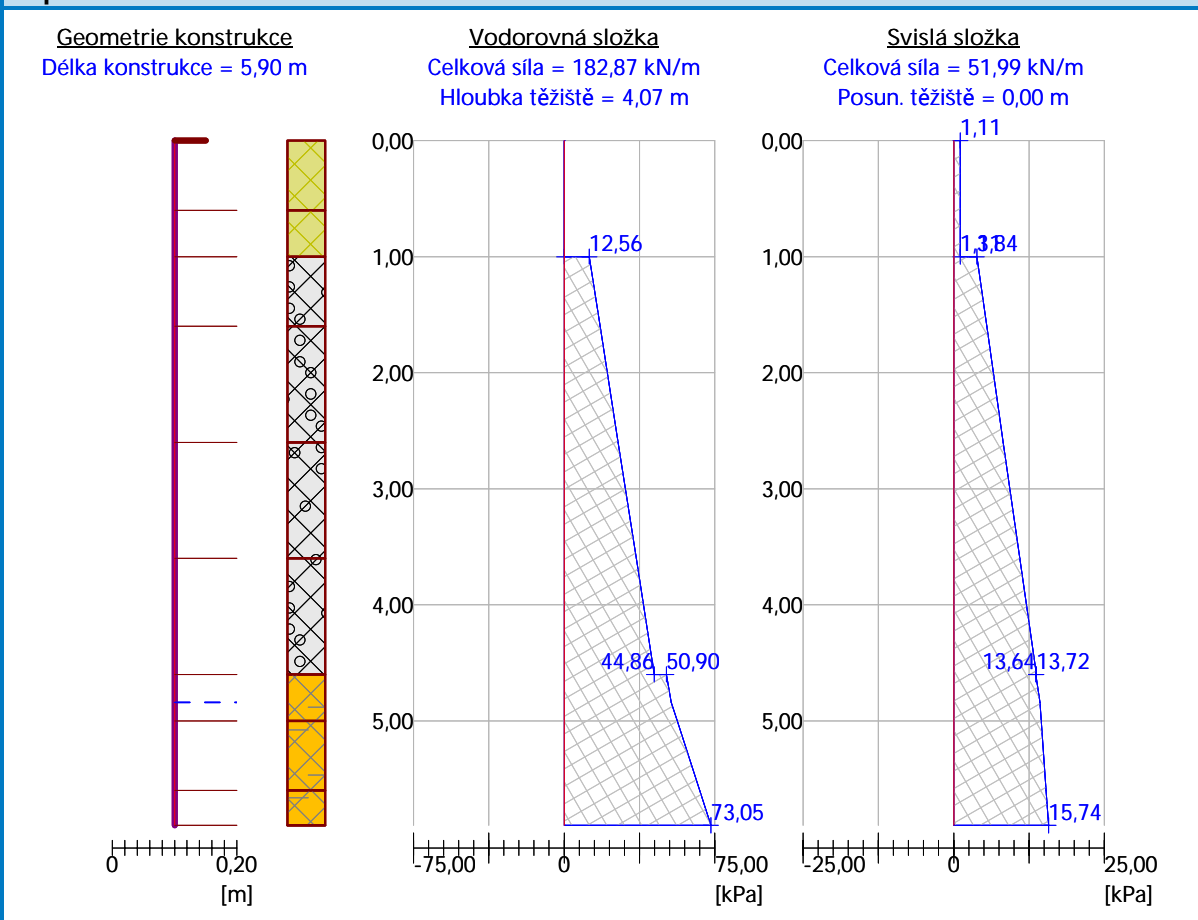
REVIZE: 1

Celkový vodorovný tlak působící na konstrukci = 182,87 kN/m
Působíště vodorovné složky je v hloubce = 4,07 m
Celkový svislý tlak působící na konstrukci = 51,99 kN/m
Vzdál. těžiště svislé složky od vršku konstr. = 0,00 m
 Výpočet pro kombinace 1

Název : Výpočet zemního tlaku

Fáze - výpočet : 1 - 1

Popis : Kombinace 1



Vstupní data (Fáze budování 2)

Geologický profil a přiřazení zemin

Informace o umístění

Kóta povrchu = 185,00 m

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Nadm. výška [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	0,60	0,00 .. 0,60	185,00 .. 184,40	Navážka - písčité hlína pevná	
2	0,40	0,60 .. 1,00	184,40 .. 184,00	Navážka - písčité hlína pevná	

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Nadm. výška [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
3	0,60	1,00 .. 1,60	184,00 .. 183,40	Svahovaná suť s úlonky cihel	
4	1,00	1,60 .. 2,60	183,40 .. 182,40	Svahovaná suť s úlonky cihel	
5	1,00	2,60 .. 3,60	182,40 .. 181,40	Svahovaná suť s úlonky cihel	
6	1,00	3,60 .. 4,60	181,40 .. 180,40	Svahovaná suť s úlonky cihel	
7	0,40	4,60 .. 5,00	180,40 .. 180,00	Svahovaná suť s polohami drobného štěrku, zvodnělá	
8	0,60	5,00 .. 5,60	180,00 .. 179,40	Svahovaná suť s polohami drobného štěrku, zvodnělá	
9	0,30	5,60 .. 5,90	179,40 .. 179,10	Svahovaná suť s polohami drobného štěrku, zvodnělá	
10	-	5,90 .. □	179,10 .. -	Svahovaná suť s polohami drobného štěrku, zvodnělá	

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 4,84 m

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení nové	změna	Působ.	Vel.1 [kN/m2]	Vel.2 [kN/m2]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	Ne	Ne	stálé	10,00				na terénu

Číslo	Název
1	Rovnoměrné

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

Redukce úhlu tření zemina/zemina : neredukovat

Výpočet čís. 1 (Fáze budování 2)

Celkový tlak působící na konstrukci

Bod čís.	Hloubka [m]	Vod.složka [kPa]	Svis. složka [kPa]
1	0,00	0,00	1,11
2	0,60	0,00	1,11
3	1,00	0,00	1,11
4	1,00	12,56	3,84
5	1,60	17,95	5,49
6	2,60	26,92	8,23
7	3,60	35,89	10,97

Sweco Hydroprojekt a.s.

16 (70)

Bod čís.	Hloubka [m]	Vod.složka [kPa]	Svis. složka [kPa]
8	4,60	44,86	13,72
9	4,60	50,90	13,64
10	4,84	53,35	14,29
11	5,00	56,32	14,51
12	5,60	67,48	15,33
13	5,90	73,05	15,74

Výsledné síly

Celkový vodorovný tlak působící na konstrukci = 182,87 kN/m

Působíště vodorovné složky je v hloubce = 4,07 m

Celkový svislý tlak působící na konstrukci = 51,99 kN/m

Vzdál. těžiště svislé složky od vršku konstr. = 0,00 m

Výpočet pro kombinace 1

Výpočet čís. 2 (Fáze budování 2)

Celkový tlak působící na konstrukci

Bod čís.	Hloubka [m]	Vod.složka [kPa]	Svis. složka [kPa]
1	0,00	0,00	0,81
2	0,60	0,00	0,81
3	1,00	0,00	0,81
4	1,00	11,32	2,81
5	1,60	16,18	4,01
6	2,60	24,26	6,02
7	3,60	32,35	8,03
8	4,60	40,44	10,04
9	4,60	45,00	9,76
10	4,84	47,16	10,22
11	5,00	49,48	10,38
12	5,60	58,18	10,97
13	5,90	62,53	11,26

Výsledné síly

Celkový vodorovný tlak působící na konstrukci = 162,37 kN/m

Působíště vodorovné složky je v hloubce = 4,05 m

Celkový svislý tlak působící na konstrukci = 37,71 kN/m

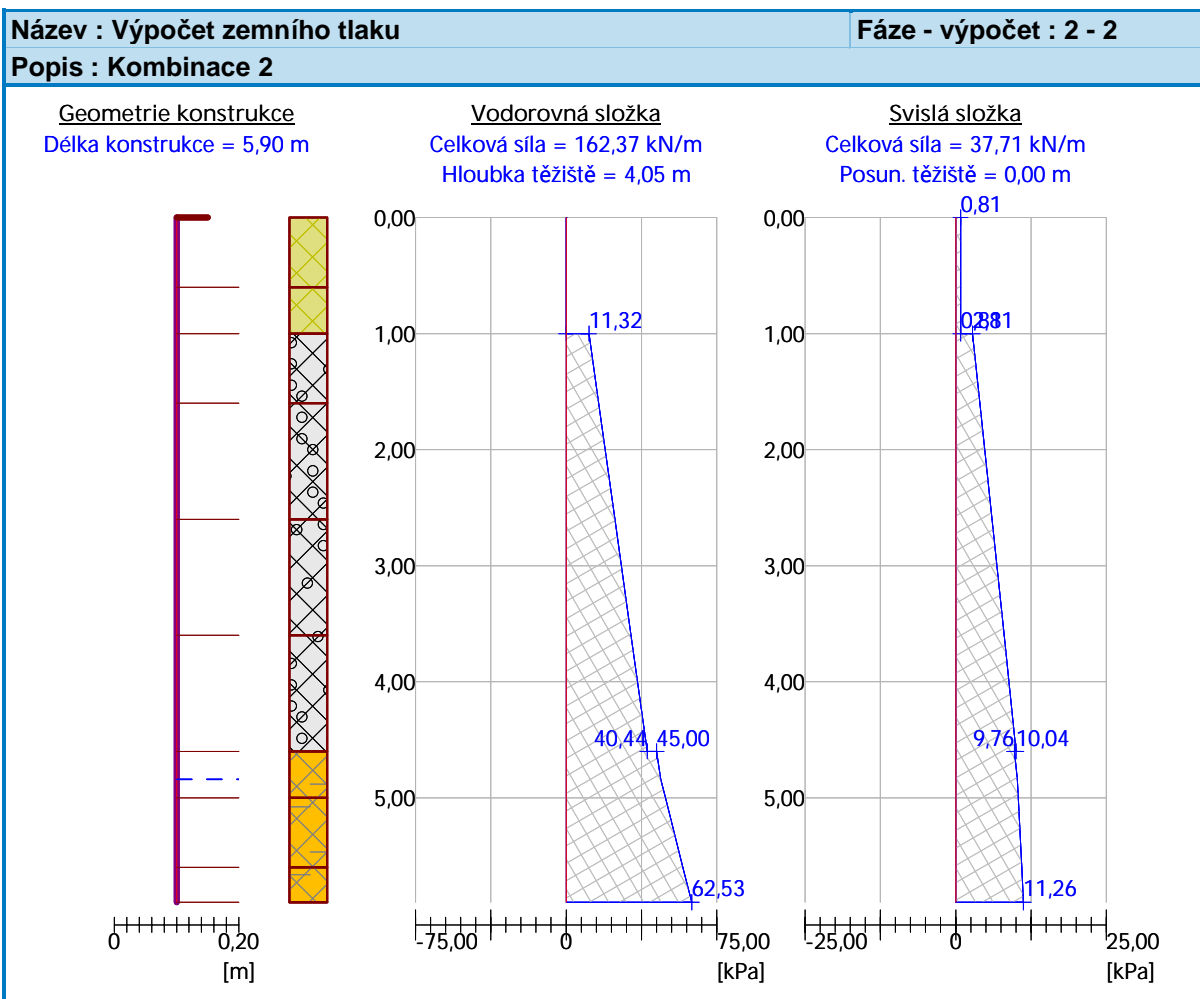
Vzdál. těžiště svislé složky od vršku konstr. = 0,00 m

Výpočet pro kombinace 2

Název : Výpočet zemního tlaku

Fáze - výpočet : 2 - 2

Popis : Kombinace 2



2.1.1.1 OCELOVÁ VÝZTUŽ ŠACHTY

S ohledem na rozměry šachty je navržena výztuž jednotlivých ráků z válcovaných profilů Ič.360. Jednotlivé ráky nemohou být v rozích vyztuženy rohovými vzpěrami

Stávající terén: 185,00 m n.m.

Dno šachty: 179,10 m n.m.

Hloubka šachty: h = 5,90 m

Jedná se o ráky z ocelových válcovaných profilů Ič.360 osazených naležato, které nebudou v rozích šachty vyztuženy rohovými vzpěrami.

Statické hodnoty :

- plocha : $A = 97,00 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$
- modul průřezu : $W_x = 1090,00 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$
- moment setrvačnosti : $I_x = 196,00 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$

Ocel : 11 500.0 Mez kluzu : $\sigma_{KT} = 280 \text{ MPa}$

Výpočtová pevnost se stanoví podle ČSN 73 1401, čl.21, tab.5 vydělením meze kluzu součinitelem materiálu $\gamma_m = 1,15$

$$R_d = \sigma_{KT} : 1,15 = 280 : 1,15 = \mathbf{243,5 \text{ MPa}}$$

Hloubka šachty	Kombinace K1	Kombinace K2
H _{S1} = 3,60 m	q _{S1,K1} = 35,89 kNm⁻²	q _{S1,K2} = 32,35 kNm ⁻²
H _{S2} = 4,60 m	q _{S2,K1} = 50,90 kNm⁻²	q _{S2,K2} = 45,00 kNm ⁻²
H _{S3} = 5,60 m	q _{S3,K1} = 67,48 kNm⁻²	q _{S3,K2} = 58,18 kNm ⁻²

2.1.1.2 TĚŽNÍ ŠACHTA TŠ SEKCE 1 – 4,20 X 6,50 M, HL. 5,90 M

Max.tlak zeminy : q_{S1,K1} = **35,89 kNm⁻²** q_{S1,K2} = 32,35 kNm⁻²

Rozměry těžní šachty : 4,20 x 6,50 m,

Maximální rozpětí : l = 5,980 m

Ohybový moment : M₁ = 1/12 . 35,89 . 5,980² = 106,95 kNm

Maximální vzdálenost rámu : l_{max} = **1000 mm**

Uvažujeme, že budou rámy kladeny v osové vzdálenosti 1000 mm

Posouzení : H_{S1} = 3,60 m

Napětí :

$$\sigma_{1dov} = \frac{1,00 \cdot 106,95 \cdot 10^{-3}}{1090,00 \cdot 10^{-6}} = \mathbf{98,12 \text{ MPa} < 243,50 \text{ MPa} \quad - \text{ VYHOVUJE}$$

Max.tlak zeminy : $q_{S2,K1} = 50,90 \text{ kNm}^{-2}$ $q_{S2,K2} = 45,00 \text{ kNm}^{-2}$

Rozměry těžní šachty : 4,20 x 6,50 m,

Maximální rozpětí : $l = 5,980 \text{ m}$

Ohybový moment : $M_2 = 1/12 \cdot 50,90 \cdot 5,980^2 = 151,68 \text{ kNm}$

Maximální vzdálenost ráků : $l_{\max} = 1000 \text{ mm}$

Uvažujeme, že budou ráky kladeny v osové vzdálenosti 1000 mm

Posouzení : $H_{S2} = 4,60 \text{ m}$

Napětí :

$$\sigma_{2dov} = \frac{1,00 \cdot 151,68 \cdot 10^{-3}}{1090,00 \cdot 10^{-6}} = 139,16 \text{ MPa} < 243,50 \text{ MPa} - \text{VYHOVUJE}$$

Max.tlak zeminy : $q_{S3,K1} = 67,48 \text{ kNm}^{-2}$ $q_{S3,K2} = 58,18 \text{ kNm}^{-2}$

Rozměry těžní šachty : 4,20 x 6,50 m,

Maximální rozpětí : $l = 5,980 \text{ m}$

Ohybový moment : $M_3 = 1/12 \cdot 67,48 \cdot 5,980^2 = 201,09 \text{ kNm}$

Maximální vzdálenost ráků : $l_{\max} = 1000 \text{ mm}$

Posouzení : $H_{S3} = 5,60 \text{ m}$

Napětí :

$$\sigma_{3dov} = \frac{1,00 \cdot 201,09 \cdot 10^{-3}}{1090,00 \cdot 10^{-6}} = 184,49 \text{ MPa} < 243,50 \text{ MPa} - \text{VYHOVUJE}$$

Poznámka: Jedná se o poslední rák, jehož osová vzdálenost bude 500 + 300 mm = 800 mm.

2.1.1.3 TĚŽNÍ ŠACHTA TŠ SEKCE 2 – 4,40 X 8,40 M, HL. 5,90 M

Max.tlak zeminy : $q_{S1,K1} = 35,89 \text{ kNm}^{-2}$ $q_{S1,K2} = 32,35 \text{ kNm}^{-2}$

Rozměry těžní šachty : 4,40 x 8,40 m,

Maximální rozpětí : $l = 7,835 \text{ m}$

Sweco Hydroprojekt a.s.

20 (70)

Ohybový moment : $M_1 = 1/12 \cdot 35,89 \cdot 7,835^2 = 183,60 \text{ kNm}$

Maximální vzdálenost ráků : $I_{\max} = 1000 \text{ mm}$

Uvažujeme, že budou ráky kladeny v osové vzdálenosti 1000 mm

Posouzení : $H_{S1} = 3,60 \text{ m}$

Napětí :

$$\sigma_{1dov} = \frac{1,00 \cdot 183,60 \cdot 10^{-3}}{1090,00 \cdot 10^{-6}} = 168,44 \text{ MPa} < 243,50 \text{ MPa} - \text{VYHOVUJE}$$

Max.tlak zeminy : $q_{S2,K1} = 50,90 \text{ kNm}^{-2}$ $q_{S2,K2} = 45,00 \text{ kNm}^{-2}$

Rozměry těžní šachty : 4,40 x 8,40 m,

Maximální rozpětí : $l = 7,835 \text{ m}$

Ohybový moment : $M_2 = 1/12 \cdot 50,90 \cdot 7,835^2 = 260,38 \text{ kNm}$

Maximální vzdálenost ráků : $I_{\max} = 1000 \text{ mm}$

Uvažujeme, že v horní části šachty budou ráky kladeny v osové vzdálenosti 1000 mm

Posouzení : $H_{S2} = 4,60 \text{ m}$

Napětí :

$$\sigma_{2dov} = \frac{1,00 \cdot 260,38 \cdot 10^{-3}}{1090,00 \cdot 10^{-6}} = 238,88 \text{ MPa} < 243,50 \text{ MPa} - \text{VYHOVUJE}$$

Max.tlak zeminy : $q_{S3,K1} = 67,48 \text{ kNm}^{-2}$ $q_{S3,K2} = 58,18 \text{ kNm}^{-2}$

Rozměry těžní šachty : 4,40 x 8,40 m,

Maximální rozpětí : $l = 7,835 \text{ m}$

Ohybový moment : $M_3 = 1/12 \cdot 67,48 \cdot 7,835^2 = 345,20 \text{ kNm}$

Maximální vzdálenost ráků : $I_{\max} = 800 \text{ mm}$

Posouzení : $H_{S3} = 5,60 \text{ m}$

Napětí :

$$\sigma_{3dov} = \frac{0,80 \cdot 345,20 \cdot 10^{-3}}{1090,00 \cdot 10^{-6}} = 253,36 \text{ MPa} \approx 243,50 \text{ MPa} - \text{VYHOVUJE}$$

Sweco Hydroprojekt a.s.

21 (70)

Poznámka: Dá se připustit, únosnost je překročena o 4%.

2.1.1.4 TĚŽNÍ ŠACHTA TŠ SEKCE 2 ZKRÁCENÁ – 4,40 X 7,40 M, HL. 5,90 M

Max.tlak zeminy : $q_{S1,K1} = 35,89 \text{ kNm}^{-2}$ $q_{S1,K2} = 32,35 \text{ kNm}^{-2}$

Rozměry těžní šachty : 4,40 x 7,40 m,

Maximální rozpětí : $l = 6,835 \text{ m}$

Ohybový moment : $M_1 = 1/12 \cdot 35,89 \cdot 6,835^2 = 139,72 \text{ kNm}$

Maximální vzdálenost ráků : $l_{\max} = 1000 \text{ mm}$

Uvažujeme, že budou ráky kladeny v osové vzdálenosti 1000 mm

Posouzení : $H_{S1} = 3,60 \text{ m}$

Napětí :

$$\sigma_{1dov} = \frac{1,00 \cdot 139,72 \cdot 10^{-3}}{1090,00 \cdot 10^{-6}} = 128,19 \text{ MPa} < 243,50 \text{ MPa} - \text{VYHOVUJE}$$

Max.tlak zeminy : $q_{S2,K1} = 50,90 \text{ kNm}^{-2}$ $q_{S2,K2} = 45,00 \text{ kNm}^{-2}$

Rozměry těžní šachty : 4,40 x 7,40 m,

Maximální rozpětí : $l = 6,835 \text{ m}$

Ohybový moment : $M_2 = 1/12 \cdot 50,90 \cdot 6,835^2 = 198,16 \text{ kNm}$

Maximální vzdálenost ráků : $l_{\max} = 1000 \text{ mm}$

Uvažujeme, že v horní části šachty budou ráky kladeny v osové vzdálenosti 1000 mm

Posouzení : $H_{S2} = 4,60 \text{ m}$

Napětí :

$$\sigma_{2dov} = \frac{1,00 \cdot 198,16 \cdot 10^{-3}}{1090,00 \cdot 10^{-6}} = 181,80 \text{ MPa} < 243,50 \text{ MPa} - \text{VYHOVUJE}$$

Max.tlak zeminy : $q_{S3,K1} = 67,48 \text{ kNm}^{-2}$ $q_{S3,K2} = 58,18 \text{ kNm}^{-2}$

Rozměry těžní šachty : 4,40 x 7,40 m,

Sweco Hydroprojekt a.s.

22 (70)

Maximální rozpětí : $l = 6,835 \text{ m}$

Ohybový moment : $M_3 = 1/12 \cdot 67,48 \cdot 6,835^2 = 262,71 \text{ kNm}$

Maximální vzdálenost ráků : $l_{\max} = 800 \text{ mm}$

Posouzení : $H_{S3} = 5,60 \text{ m}$

Napětí :

$$\sigma_{3dov} = \frac{0,80 \cdot 262,71 \cdot 10^{-3}}{1090,00 \cdot 10^{-6}} = 192,81 \text{ MPa} < 243,50 \text{ MPa} - \text{VYHOVUJE}$$

2.1.1.5 TĚŽNÍ ŠACHTA TŠ 3 – 4,00 X 3,00 M, HL. 5,90 M

Max.tlak zeminy : $q_{S1,K1} = 35,89 \text{ kNm}^{-2}$ $q_{S1,K2} = 32,35 \text{ kNm}^{-2}$

Rozměry těžní šachty : 4,00 x 3,00 m,

Maximální rozpětí : $l = 3,470 \text{ m}$

Ohybový moment : $M_1 = 1/12 \cdot 35,89 \cdot 3,470^2 = 36,01 \text{ kNm}$

Maximální vzdálenost ráků : $l_{\max} = 1000 \text{ mm}$

Uvažujeme, že budou ráky kladeny v osové vzdálenosti 1000 mm

Posouzení : $H_{S1} = 3,60 \text{ m}$

Napětí :

$$\sigma_{1dov} = \frac{1,00 \cdot 36,01 \cdot 10^{-3}}{1090,00 \cdot 10^{-6}} = 33,04 \text{ MPa} < 243,50 \text{ MPa} - \text{VYHOVUJE}$$

Max.tlak zeminy : $q_{S2,K1} = 50,90 \text{ kNm}^{-2}$ $q_{S2,K2} = 45,00 \text{ kNm}^{-2}$

Rozměry těžní šachty : 4,00 x 3,00 m,

Maximální rozpětí : $l = 3,470 \text{ m}$

Ohybový moment : $M_1 = 1/12 \cdot 50,90 \cdot 3,470^2 = 51,07 \text{ kNm}$

Maximální vzdálenost ráků : $l_{\max} = 1000 \text{ mm}$

Uvažujeme, že budou ráky kladeny v osové vzdálenosti 1000 mm

Sweco Hydroprojekt a.s.

23 (70)

PŘELOŽKA SBĚRAČE IX ŠALDOVA SO 07

Posouzení : $H_{S2} = 4,60$ m

Napětí :

$$\sigma_{2dov} = \frac{1,00 \cdot 51,07 \cdot 10^{-3}}{1090,00 \cdot 10^{-6}} = 46,86 \text{ MPa} < 243,50 \text{ MPa} \quad - \text{VYHOVUJE}$$

Max.tlak zeminy :

$$q_{S3,K1} = 67,48 \text{ kNm}^{-2}$$

$$q_{S3,K2} = 58,18 \text{ kNm}^{-2}$$

Rozměry těžní šachty :

$$4,00 \times 3,00 \text{ m},$$

Maximální rozpětí :

$$l = 3,470 \text{ m}$$

Ohybový moment :

$$M_1 = 1/12 \cdot 67,48 \cdot 3,470^2 = 67,71 \text{ kNm}$$

Maximální vzdálenost ráků :

$$l_{\max} = 1000 \text{ mm}$$

Posouzení : $H_{S3} = 5,60$ m

Napětí :

$$\sigma_{3dov} = \frac{1,00 \cdot 67,71 \cdot 10^{-3}}{1090,00 \cdot 10^{-6}} = 62,12 \text{ MPa} < 243,50 \text{ MPa} \quad - \text{VYHOVUJE}$$

Poznámka: Jedná se o poslední rám, jehož osová vzdálenost bude $500 + 300 \text{ mm} = 800 \text{ mm}$.

2.2 ZÁPOROVÉ PAŽENÍ ŠACHTY TŠ-SK4, HL. 6,60 M

Posouzení pažící konstrukce

Vstupní data (Fáze budování 1)

Projekt : PPO Karlín

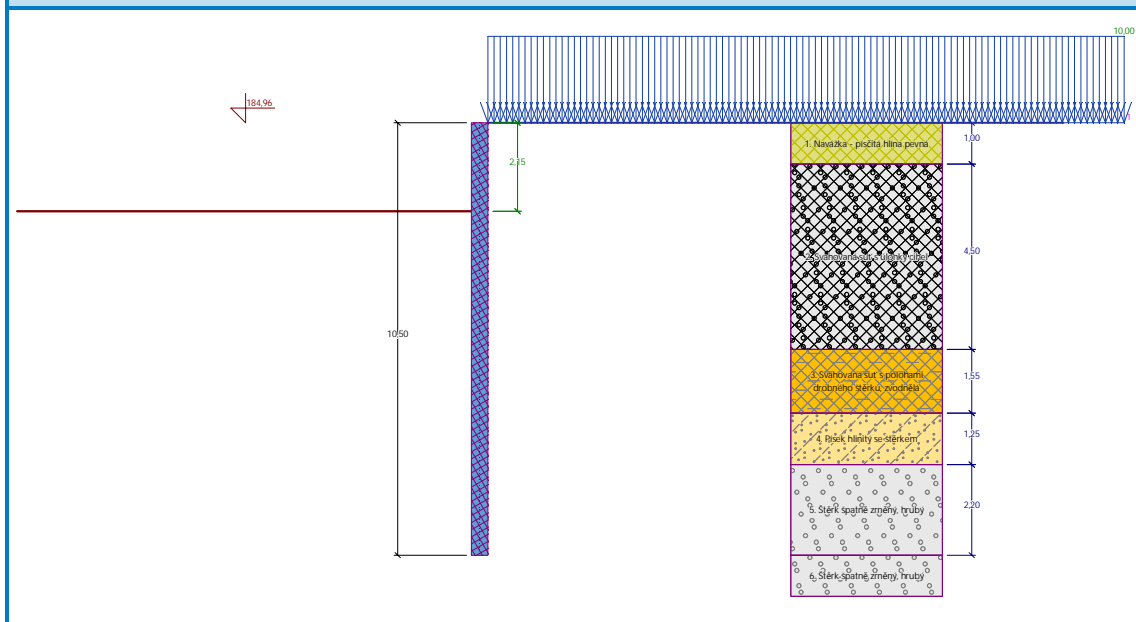
Část : SO 07 - Přeložka sběrače IX - Šaldova

Popis : Rozepřená záporová stěna - jedna řada rozpěr

Datum : 30.04.2025

Název : PPO Karlín, SO 07 - Rekonstrukce sběrače IX - Šaldova **Fáze - výpočet : 1 - 0**

Popis : pracovní úroveň pro osazení 1. rámu



Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

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

Výpočet tlaků

Metodika posouzení :	výpočet podle EN 1997
Výpočet aktivního tlaku :	Coulomb (ČSN 730037)
Výpočet pasivního tlaku :	Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
Metoda výpočtu :	závislé tlaky

Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe
 Modul reakce podloží : standardní
 Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení
 Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Dočasná návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$Y_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$Y_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$Y_w =$	1,35 [-]	

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

Kotvy

Metodika posouzení : mezní stavy

Součinitele redukce			
Součinitel spolehlivosti oceli :	$Y_s =$	1,35 [-]	
Součinitel redukce na vytržení ze zeminy :	$Y_e =$	1,35 [-]	
Součinitel redukce na vytržení ze zálivky :	$Y_c =$	1,35 [-]	

Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 10,50 m

Název průřezu : **I-průřez : IPE 400, a = 1,50 m**
 Spočtený koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 0,51
 Plocha průřezu $A = 5,63E-03 \text{ m}^2/\text{m}$
 Moment setrvačnosti $I = 1,54E-04 \text{ m}^4/\text{m}$
 Průřezový modul $W = 7,709E-04 \text{ m}^3/\text{m}$
 Plastický průřezový modul $W_{pl} = 8,713E-04 \text{ m}^3/\text{m}$

Materiál konstrukce

Ocel konstrukční: EN 10025 : Fe 360
 Mez kluzu $f_y = 235,00 \text{ MPa}$

Sweco Hydroprojekt a.s.

26 (70)

Modul pružnosti $E = 210000,00 \text{ MPa}$

Modul pružnosti ve smyku $G = 81000,00 \text{ MPa}$

Modul reakce podloží

Modul reakce podloží počítán podle teorie Schmitt.

Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Navážka - písčitá hlína pevná		24,00	12,00	18,00	8,00	15,00
2	Svahovaná suť s úlony cihel		24,00	10,00	20,00	10,00	15,00
3	Svahovaná suť s polohami drobného štěrku, zvodnělá		25,00	16,00	18,00	8,00	16,00
4	Písek hlinitý se štěrkem		31,00	0,00	17,50	7,50	20,00
5	Štěrka špatně zrněná, hrubý		36,00	0,00	19,00	9,00	22,00

Parametry zemin pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	φ_{ef} [°]	ν [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	Navážka - písčitá hlína pevná		soudržná	-	0,35	-	-
2	Svahovaná suť s úlony cihel		nesoudržná	24,00	-	-	-
3	Svahovaná suť s polohami drobného štěrku, zvodnělá		soudržná	-	0,35	-	-
4	Písek hlinitý se štěrkem		nesoudržná	31,00	-	-	-
5	Štěrka špatně zrněná, hrubý		nesoudržná	36,00	-	-	-

Parametry zemin pro výpočet modulu reakce podloží (Schmitt)


Číslo	Název	Vzorek	v [-]	E _{oed} [MPa]	E _{def} [MPa]
1	Navážka - písčité hlína pevná		0,35	-	6,00
2	Svahovaná suť s úlonky cihel		0,35	-	8,00
3	Svahovaná suť s polohami drobného štěrku, zvodnělá		0,35	-	15,00
4	Písek hlinitý se štěrkem		0,30	-	22,00
5	Štěrka špatně zrněná, hrubý		0,20	-	90,00

Geologický profil a přiřazení zemin

Informace o umístění

Kóta povrchu = 184,96 m

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Nadm. výška [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,00	0,00 .. 1,00	184,96 .. 183,96	Navážka - písčité hlína pevná	
2	4,50	1,00 .. 5,50	183,96 .. 179,46	Svahovaná suť s úlonky cihel	
3	1,55	5,50 .. 7,05	179,46 .. 177,91	Svahovaná suť s polohami drobného štěrku, zvodnělá	
4	1,25	7,05 .. 8,30	177,91 .. 176,66	Písek hlinitý se štěrkem	
5	2,20	8,30 .. 10,50	176,66 .. 174,46	Štěrka špatně zrněná, hrubý	
6	-	10,50 .. ∞	174,46 .. -	Štěrka špatně zrněná, hrubý	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2,15 m.

Tvar terénu

Sweco Hydroprojekt a.s.

28 (70)

ČÍSLO ZAKÁZKY: 10-4156-3802

VERZE: a

ARCHIVNÍ ČÍSLO: 001314/25/1

REVIZE: 1

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	10,00				na terénu

Číslo	Název
1	Přítížení od dopravy na povrchu

Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 100

Vlastní výpočet mezních tlaků : redukovat podle nastavení

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

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)

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	0.00	5.38	55.66
1.00	0.00	0.00	0.00	3.60	15.08	99.71
1.00	0.00	0.00	0.00	3.60	16.61	94.51
1.09	0.00	0.00	0.00	3.96	17.67	98.87
1.59	0.00	0.00	0.00	5.96	23.60	123.34
2.15	0.00	0.00	0.00	10.42	30.26	150.80
2.15	0.00	-0.00	-13.34	5.35	15.53	77.41
3.64	0.00	-9.07	-50.75	12.85	24.60	114.82
5.50	-9.38	-20.40	-97.51	22.24	35.94	161.58
5.50	-4.48	-18.52	-110.93	16.76	32.62	178.70
7.05	-11.20	-26.23	-148.00	23.49	40.33	215.77
7.05	-17.69	-23.63	-194.60	27.20	36.32	299.19
8.30	-21.77	-29.07	-239.46	31.28	41.77	344.04
8.30	-17.63	-24.71	-346.04	25.33	35.50	497.17

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
10.50	-23.94	-33.56	-469.91	31.64	44.35	621.04

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	-4.00	0.00	-0.00	-0.00
0.53	0.00	0.00	-3.49	1.89	-0.50	0.09
1.05	0.00	0.00	-2.98	3.80	-1.99	0.69
1.57	0.00	0.00	-2.48	5.90	-4.53	2.36
2.10	0.00	0.00	-2.00	10.02	-8.70	5.74
2.15	0.00	0.00	-1.96	10.39	-9.17	6.15
2.15	0.00	0.00	-1.95	-8.07	-9.18	6.22
2.63	10.17	0.00	-1.56	-11.04	-3.94	9.34
3.15	10.17	0.00	-1.21	-7.98	1.02	10.03
3.67	10.17	10.17	-0.94	-3.49	4.16	8.55
4.20	10.17	10.17	-0.74	0.57	4.87	6.09
4.72	10.17	10.17	-0.59	3.57	3.74	3.76
5.25	10.17	10.17	-0.47	5.91	1.23	2.40
5.78	23.51	23.51	-0.38	-3.78	0.81	2.22
6.30	23.51	23.51	-0.31	-0.26	1.84	1.44
6.83	23.51	23.51	-0.24	2.67	1.19	0.58
7.35	30.99	30.99	-0.19	1.17	0.23	0.29
7.88	30.99	30.99	-0.13	4.53	-1.27	0.48
8.40	156.98	0.00	-0.08	-12.47	-3.40	1.88
8.93	156.98	156.98	-0.05	-4.45	1.25	2.24
9.45	156.98	156.98	-0.03	0.54	2.06	1.25
9.97	156.98	156.98	-0.03	2.13	1.27	0.34
10.50	156.98	156.98	-0.03	2.65	0.00	-0.00

Maximální velikosti vnitřních sil na konstrukci

Sweco Hydroprojekt a.s.

30 (70)

ČÍSLO ZAKÁZKY: 10-4156-3802

VERZE: a

ARCHIVNÍ ČÍSLO: 001314/25/1

REVIZE: 1

Maximální posouvající síla = 9,18 kN/m
 Maximální moment = 10,10 kNm/m
 Maximální deformace = 4,0 mm

Maximální hodnoty vnitřních sil na průřez

Maximální posouvající síla = 13,77 kN
 Maximální moment = 15,14 kNm

Výpočet stability svahu

Vstupní data (Fáze budování 1)

Projekt

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Stabilitní výpočty

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Výpočet zemětřesení : Standard

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

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

Součinitele redukce odporu (R)		
Dočasná návrhová situace		
Součinitel redukce odporu na smyk. ploše :	$\gamma_{Rs} =$	1,10 [-]

Kotvy

Metodika posouzení : mezní stavy

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

Sweco Hydroprojekt a.s.

31 (70)

Součinitele redukce

Součinitel redukce na vytržení ze zálivky :	$Y_c =$	1,35	[-]
---	---------	------	-----

Výsledky (Fáze budování 1)

Výpočet 1

Kruhová smyková plocha

Parametry smykové plochy						
Střed :	x =	-3,16 [m]	Úhly :	α_1 =	-65,77 [°]	
	z =	188,86 [m]		α_2 =	74,66 [°]	
Poloměr :	R =	14,74 [m]				
Smyková plocha po optimalizaci.						

Celková tíha zeminy nad smykovou plochou: 3849,16 kN/m

Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil : $F_a =$ 477,71 kN/m

Sumace pasivních sil : $F_p =$ 3199,08 kN/m

Moment sesouvající : $M_a =$ 7041,39 kNm/m

Moment vzdorující : $M_p =$ 42867,72 kNm/m

Využití : 16,4 %

Stabilita svahu VYHOVUJE




Vstupní data (Fáze budování 2)




Geologický profil a přiřazení zemin

Informace o umístění

Kóta povrchu = 184,96 m

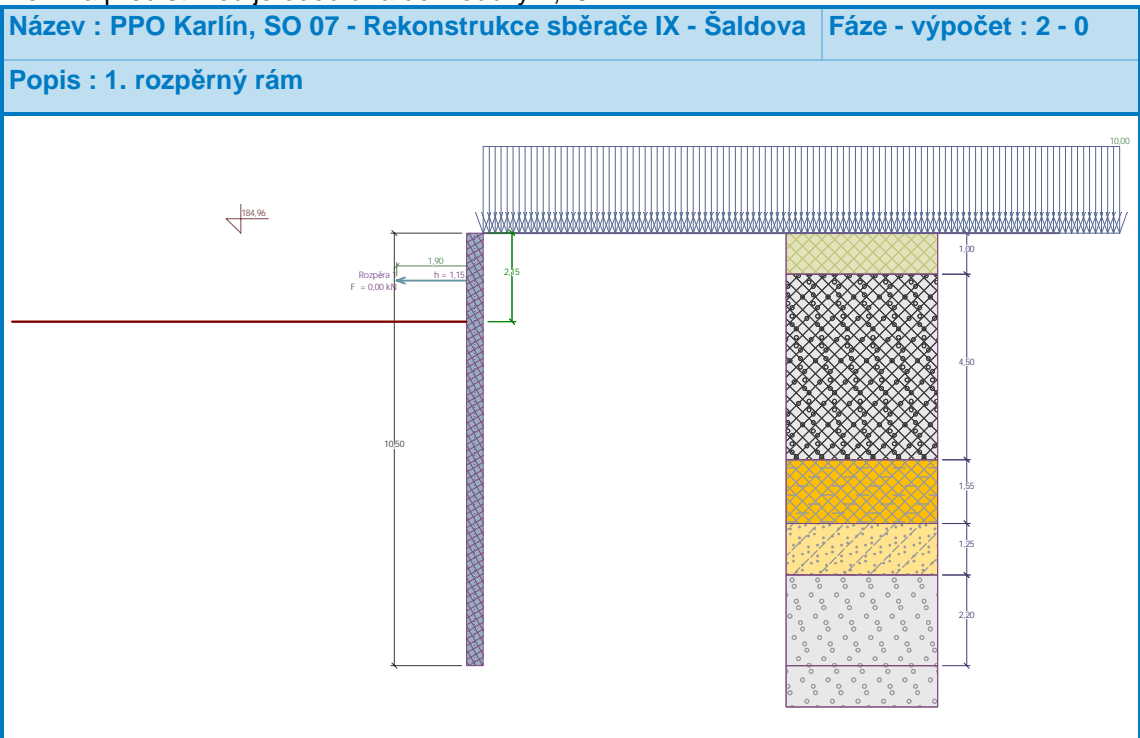
Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Nadm. výška [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,00	0,00 .. 1,00	184,96 .. 183,96	Navázka - písčité hlína pevná	
2	4,50	1,00 .. 5,50	183,96 .. 179,46	Svahovaná suť s úlonky cihel	
3	1,55	5,50 .. 7,05	179,46 .. 177,91	Svahovaná suť s polohami drobného štěrku, zvodnělá	

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Nadm. výška [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
4	1,25	7,05 .. 8,30	177,91 .. 176,66	Písek hlinitý se štěrkem	
5	2,20	8,30 .. 10,50	176,66 .. 174,46	Štěr špatně zrněný, hrubý	
6	-	10,50 .. ∞	174,46 .. -	Štěr špatně zrněný, hrubý	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2,15 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	Ne	Ne	stálé	10,00				na terénu

Číslo	Název
1	Přetížení od dopravy na povrchu

Zadané rozpěry

Číslo	Nová rozpěra	Název	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Vzdálenost b [m]	Sklon α [°]
1	Ano	Rozpěra 1	1,15	1,90	3,00	0,00

Číslo	Změna tuhosti	Tuhost k [kN/m]	Modul pruž. E [MPa]	Plocha A [mm²]	Předp. síla F [kN]
1	Ne		210000,00	9220,000	0,00

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)

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	0.00	5.38	55.66
1.00	0.00	0.00	0.00	3.60	15.08	99.71
1.00	0.00	0.00	0.00	3.60	16.61	94.51
1.09	0.00	0.00	0.00	3.96	17.67	98.87
1.59	0.00	0.00	0.00	5.96	23.60	123.34
2.15	0.00	0.00	0.00	10.42	30.26	150.80
2.15	0.00	-0.00	-13.34	5.35	15.53	77.41
3.64	0.00	-9.07	-50.75	12.85	24.60	114.82
5.50	-9.38	-20.40	-97.51	22.24	35.94	161.58
5.50	-4.48	-18.52	-110.93	16.76	32.62	178.70
7.05	-11.20	-26.23	-148.00	23.49	40.33	215.77
7.05	-17.69	-23.63	-194.60	27.20	36.32	299.19
8.30	-21.77	-29.07	-239.46	31.28	41.77	344.04
8.30	-17.63	-24.71	-346.04	25.33	35.50	497.17
10.50	-23.94	-33.56	-469.91	31.64	44.35	621.04

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Sweco Hydroprojekt a.s.

34 (70)

Hloubka [m]	kh,p [MN/m³]	kh,z [MN/m³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-4.00	0.00	-0.00	-0.00
0.53	0.00	0.00	-3.49	1.89	-0.50	0.09
1.05	0.00	19.81	-2.98	3.80	-1.93	0.61
1.15	0.00	19.81	-2.89	4.20	-2.33	0.82
1.16	0.00	19.81	-2.88	4.22	-2.36	0.83
1.57	0.00	0.00	-2.48	5.90	-4.54	2.34
2.10	0.00	0.00	-2.00	10.02	-8.71	5.73
2.15	0.00	0.00	-1.96	10.39	-9.18	6.14
2.15	0.00	0.00	-1.95	-8.07	-9.18	6.21
2.63	10.17	0.00	-1.56	-11.04	-3.94	9.33
3.15	10.17	0.00	-1.21	-7.98	1.01	10.03
3.67	10.17	10.17	-0.94	-3.49	4.15	8.55
4.20	10.17	10.17	-0.74	0.57	4.86	6.09
4.72	10.17	10.17	-0.59	3.57	3.74	3.76
5.25	10.17	10.17	-0.47	5.91	1.23	2.40
5.78	23.51	23.51	-0.38	-3.78	0.81	2.22
6.30	23.51	23.51	-0.31	-0.26	1.84	1.44
6.83	23.51	23.51	-0.24	2.68	1.19	0.58
7.35	30.99	30.99	-0.19	1.17	0.23	0.29
7.88	30.99	30.99	-0.13	4.53	-1.27	0.48
8.40	156.98	0.00	-0.08	-12.47	-3.40	1.88
8.93	156.98	156.98	-0.05	-4.46	1.24	2.23
9.45	156.98	156.98	-0.03	0.54	2.06	1.25
9.97	156.98	156.98	-0.03	2.13	1.27	0.34
10.50	156.98	156.98	-0.03	2.65	0.00	-0.00

Maximální velikosti vnitřních sil na konstrukci

Maximální posouvající síla = 9,18 kN/m

Maximální moment = 10,09 kNm/m

Sweco Hydroprojekt a.s.

35 (70)

ČÍSLO ZAKÁZKY: 10-4156-3802

VERZE: a

ARCHIVNÍ ČÍSLO: 001314/25/1

REVIZE: 1

Maximální deformace = 4,0 mm

Maximální hodnoty vnitřních sil na průřez

Maximální posouvající síla = 13,78 kN

Maximální moment = 15,14 kNm

Reakce v rozpěrách

Číslo	Hloubka [m]	Reakce [kN]
1	1,15	-0,02

Výpočet stability svahu

Vstupní data (Fáze budování 1)

Projekt

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Stabilitní výpočty

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Výpočet zemětřesení : Standard

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

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

Součinitele redukce odporu (R)				
Dočasná návrhová situace				
Součinitel redukce odporu na smyk. ploše :	$\gamma_{Rs} =$	1,10	[-]	

Kotvy

Metodika posouzení : mezní stavy

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

Výsledky (Fáze budování 1)

Výpočet 1

Kruhová smyková plocha

Parametry smykové plochy					
Střed :	x =	-3,16 [m]	Úhly :	α_1 =	-65,77 [°]
	z =	188,86 [m]		α_2 =	74,66 [°]
Poloměr :	R =	14,74 [m]			
Smyková plocha po optimalizaci.					

Celková tíha zeminy nad smykovou plochou: 3849,16 kN/m

Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil : $F_a =$ 477,71 kN/m

Sumace pasivních sil : $F_p =$ 3199,08 kN/m

Moment sesouvající : $M_a =$ 7041,39 kNm/m

Moment vzdorující : $M_p =$ 42867,72 kNm/m

Využití : 16,4 %

Stabilita svahu VYHOVUJE



Vstupní data (Fáze budování 3)

Geologický profil a přiřazení zemin

Informace o umístění

Kóta povrchu = 184,96 m

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Nadm. výška [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,00	0,00 .. 1,00	184,96 .. 183,96	Navážka - písčité hlína pevná	
2	4,50	1,00 .. 5,50	183,96 .. 179,46	Svahovaná suť s úlonky cihel	

Sweco Hydroprojekt a.s.

37 (70)

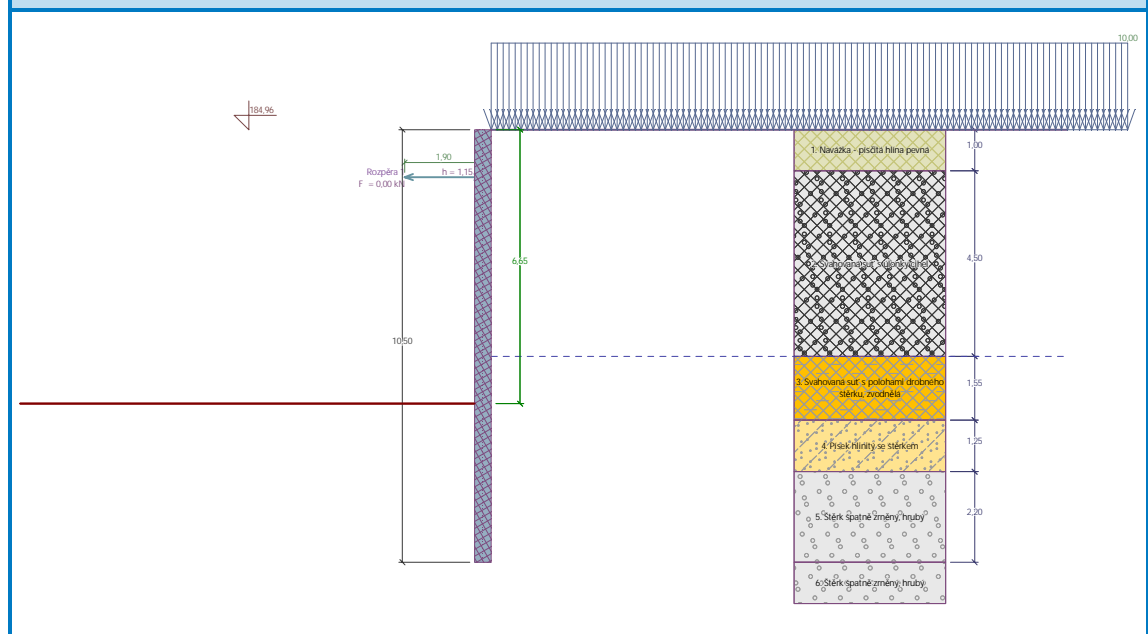
Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Nadm. výška [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
3	1,55	5,50 .. 7,05	179,46 .. 177,91	Svahovaná suť s polohami drobného štěrku, zvodnělá	
4	1,25	7,05 .. 8,30	177,91 .. 176,66	Písek hlinitý se štěrkem	
5	2,20	8,30 .. 10,50	176,66 .. 174,46	Štěrku špatně zrněný, hrubý	
6	-	10,50 .. ∞	174,46 .. -	Štěrku špatně zrněný, hrubý	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 6,65 m.

Název : PPO Karlín, SO 07 - Rekonstrukce sběrače IX - Šaldova **Fáze - výpočet : 3 - 0**

Popis : pažení s jedním rozpěrným rámem (h = 1,15 m)



Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 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	Ne	Ne	stálé	10,00				na terénu

Číslo	Název
1	Přetížení od dopravy na povrchu

Zadané rozpěry

Číslo	Nová rozpěra	Název	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Vzdálenost b [m]	Sklon α [°]
1	Ne	Rozpěra 1	1,15	1,90	3,00	0,00

Číslo	Změna tuhosti	Tuhost k [kN/m]	Modul pruž. E [MPa]	Plocha A [mm ²]	Předp. síla F [kN]
1	Ne		210000,00	9220,000	0,00

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

Výsledky výpočtu (Fáze budování 3)

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	0.00	5.38	55.66
1.00	0.00	0.00	0.00	3.60	15.08	99.71
1.00	0.00	0.00	0.00	3.60	16.61	94.51
1.09	0.00	0.00	0.00	3.96	17.67	98.87
1.59	0.00	0.00	0.00	5.96	23.60	123.34
5.50	0.00	0.00	0.00	43.32	70.01	314.76
5.50	0.00	0.00	0.00	32.66	63.54	348.11
6.65	0.00	0.00	0.00	52.50	79.99	380.14
6.65	0.00	-0.00	-21.90	26.95	41.06	195.14
7.05	0.00	-1.99	-31.47	30.49	44.00	200.86
7.05	-1.34	-1.79	-14.76	35.05	40.42	273.09
8.30	-5.42	-7.24	-59.62	45.46	49.17	296.89

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
8.30	-4.39	-6.15	-86.16	40.51	43.95	424.47
10.50	-10.70	-15.00	-210.03	58.74	59.43	491.21

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m³]	kh,z [MN/m³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	10.80	55.66	-0.00	0.00
0.53	0.00	0.00	4.41	78.78	-35.29	8.73
1.05	0.00	19.81	-2.07	21.83	-66.80	37.15
1.15	0.00	0.94	-3.33	5.06	-67.50	43.95
1.16	0.00	0.00	-3.40	4.22	84.66	43.53
1.57	0.00	0.00	-8.81	5.90	82.53	8.39
2.10	0.00	0.00	-15.62	10.84	78.16	-33.91
2.63	0.00	0.00	-22.15	15.85	71.15	-73.22
3.15	0.00	0.00	-28.06	20.87	61.51	-108.15
3.67	0.00	0.00	-33.04	25.88	49.24	-137.34
4.20	0.00	0.00	-36.87	30.90	34.34	-159.40
4.72	0.00	0.00	-39.34	35.91	16.80	-172.93
5.25	0.00	0.00	-40.35	40.93	-3.37	-176.57
5.78	0.00	0.00	-39.87	37.40	-23.68	-169.27
6.30	0.00	0.00	-37.95	46.46	-45.70	-151.27
6.65	0.00	0.00	-35.97	52.43	-62.80	-132.56
6.65	0.00	0.00	-35.92	4.99	-63.03	-132.05
6.83	0.00	0.00	-34.75	2.42	-63.67	-121.21
7.35	0.00	0.00	-30.52	12.02	-67.87	-87.14
7.88	0.00	0.00	-25.56	-2.45	-70.38	-50.51
8.40	0.00	0.00	-20.16	-50.45	-63.54	-14.63
8.93	0.00	0.00	-14.63	-75.66	-30.43	10.62
9.45	7.85	0.00	-9.18	-32.76	12.55	15.00

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
9.97	7.85	0.00	-3.84	11.36	18.14	5.93
10.50	0.00	7.85	1.44	60.22	0.00	-0.00

Maximální velikosti vnitřních sil na konstrukci

Maximální posouvající síla = 84,68 kN/m

Maximální moment = 176,70 kNm/m

Maximální deformace = 40,4 mm

Maximální hodnoty vnitřních sil na průřez

Maximální posouvající síla = 127,02 kN

Maximální moment = 265,05 kNm

Reakce v rozpěrách

Číslo	Hloubka [m]	Reakce [kN]
1	1,15	456,53

Výpočet stability svahu

Vstupní data (Fáze budování 1)

Projekt

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Stabilitní výpočty

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Výpočet zemětřesení : Standard

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)				
Dočasná návrhová situace				
		Nepříznivé		Příznivé
Stálé zatížení :	Y _G =	1,35	[-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	Y _Q =	1,50	[-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	Y _w =	1,35	[-]	

Sweco Hydroprojekt a.s.

41 (70)

Součinitele redukce odporu (R)			
Dočasná návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na smyk. ploše :	$V_{Rs} =$	1,10	[-]

Kotvy

Metodika posouzení : mezní stavy

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

Výsledky (Fáze budování 1)

Výpočet 1

Kruhová smyková plocha

Parametry smykové plochy						
Střed :	x =	-1,95 [m]	Úhly :	α_1 =	-50,18	[°]
	z =	185,52 [m]		α_2 =	87,15	[°]
Poloměr :	R =	11,26 [m]				
Smyková plocha po optimalizaci.						

Celková tíha zeminy nad smykovou plochou: 2212,70 kN/m

Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil : $F_a = 837,25$ kN/m

Sumace pasivních sil : $F_p = 1509,34$ kN/m

Moment sesouvající : $M_a = 9427,38$ kNm/m

Moment vzdorující : $M_p = 15450,10$ kNm/m

Využití : 61,0 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

Dimenzace čís. 1

Průběhy vnitřních sil po konstrukci

	Def. min [mm]	Def. max [mm]	Pos. síla min. [kN/m]	Pos. síla max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
0.00	-4.00	10.80	-0.00	-0.00	-0.00	0.00
0.53	-3.49	4.41	-35.29	-0.50	0.09	8.73
1.05	-2.98	-2.07	-66.80	-1.93	0.61	37.15
1.15	-3.33	-2.89	-67.50	-2.33	0.82	43.95
1.15	-3.33	-2.89	-2.39	84.68	0.82	43.95
1.16	-3.40	-2.88	-2.41	84.66	0.83	43.53
1.16	-3.40	-2.88	-2.41	84.66	0.83	43.53
1.57	-8.81	-2.48	-4.54	82.53	2.34	8.39
2.10	-15.62	-2.00	-8.71	78.16	-33.91	5.74
2.15	-16.21	-1.96	-9.18	77.64	-37.47	6.15
2.15	-16.31	-1.95	-9.18	77.55	-38.10	6.22
2.63	-22.15	-1.56	-3.94	71.15	-73.22	9.34
3.15	-28.06	-1.21	1.01	61.51	-108.15	10.03
3.67	-33.04	-0.94	4.15	49.24	-137.34	8.55
4.20	-36.87	-0.74	4.86	34.34	-159.40	6.09
4.72	-39.34	-0.59	3.74	16.80	-172.93	3.76
5.25	-40.35	-0.47	-3.37	1.23	-176.57	2.40
5.78	-39.87	-0.38	-23.68	0.81	-169.27	2.22
6.30	-37.95	-0.31	-45.70	1.84	-151.27	1.44
6.65	-35.97	-0.26	-62.80	1.58	-132.56	0.83
6.65	-35.97	-0.26	-62.80	1.58	-132.56	0.83
6.65	-35.92	-0.26	-63.03	1.56	-132.05	0.82
6.65	-35.92	-0.26	-63.03	1.56	-132.05	0.82
6.83	-34.75	-0.24	-63.67	1.19	-121.21	0.58
7.35	-30.52	-0.19	-67.87	0.23	-87.14	0.29
7.88	-25.56	-0.13	-70.38	-1.27	-50.51	0.48
8.40	-20.16	-0.08	-63.54	-3.40	-14.63	1.88
8.93	-14.63	-0.05	-30.43	1.25	2.23	10.62

	Def. min [mm]	Def. max [mm]	Pos. síla min. [kN/m]	Pos. síla max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
9.45	-9.18	-0.03	2.06	12.55	1.25	15.00
9.97	-3.84	-0.03	1.27	18.14	0.34	5.93
10.50	-0.03	1.44	0.00	0.00	-0.00	-0.00

Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -40,4 mm

Minimální deformace = 10,8 mm

Maximální ohybový moment = 43,95 kNm/m

Minimální ohybový moment = -176,70 kNm/m

Maximální posouvající síla = 84,68 kN/m

Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

Dimenzační síly na 1 I-profil

$M_{max} = 265,05 \text{ kNm}$; $Q = 1,31 \text{ kN}$

$Q_{max} = 127,02 \text{ kN}$; $M = 65,92 \text{ kNm}$

Posouzení max. momentu $M_{max} + Q$:

Posouzení ohybu:

$M_{max}/M_{c,Rd} = 0,975 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd} = 0,003 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 213,72 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 0,31 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,827 \leq 1$ **Vyhovuje**

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

Posouzení ohybu:

$M/M_{c,Rd} = 0,243 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q_{max}/V_{c,Rd} = 0,308 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 53,15 \text{ MPa}$

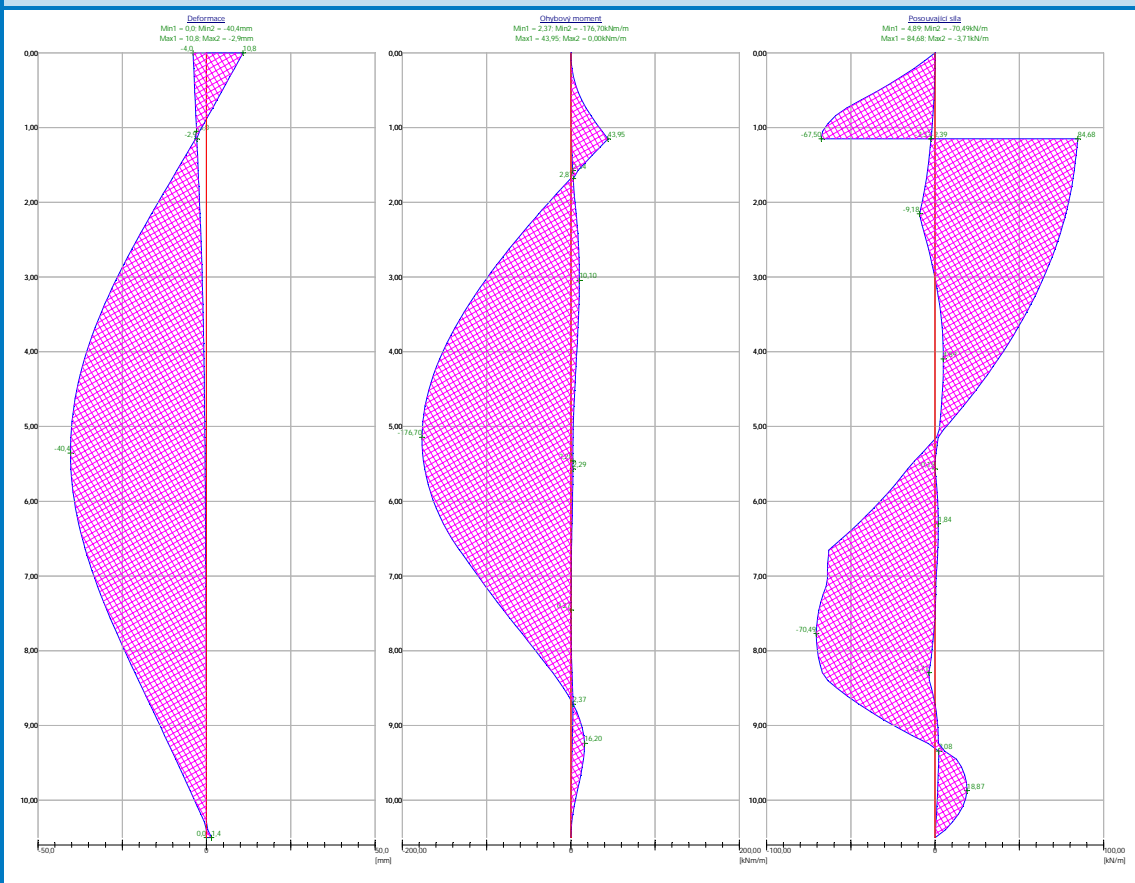
Smykové napětí $\tau_{Ed} = 29,99 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,100 \leq 1$ **Vyhovuje**

Průřez VYHOVUJE

Název : Dimenzování zápor z IPEč.400,dl.11,0 m (osová vzdál.1,5 m) Fáze - výpočet : 1 - 1

Popis : DN - jáma s 1 rozpěrným rámem



Posouzení pažin č. 1

Vstupní data

Dřevo : C16 - jehličnaté

Typ průřezu : obdélník b x h = 100,0 x 200,0 mm

Typ zatížení : trojúhelník

Součinitel redukce tlaku c_r : 0,67

Posouzení dřevěného průřezu podle EN 1995-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

Posouzení tlaku a ohybu

 $N = 0,00 \text{ kN}$; $M = 1,04 \text{ kNm}$ Normálové napětí v tlaku $\sigma_{c,0,d} = 0,00 \text{ MPa}$ Normálové napětí v ohybu $\sigma_{m,d} = 3,13 \text{ MPa}$ $(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,d}/f_{m,d} = 0,508 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku

 $Q_{\max} = 4,17 \text{ kN}$

Sweco Hydroprojekt a.s.

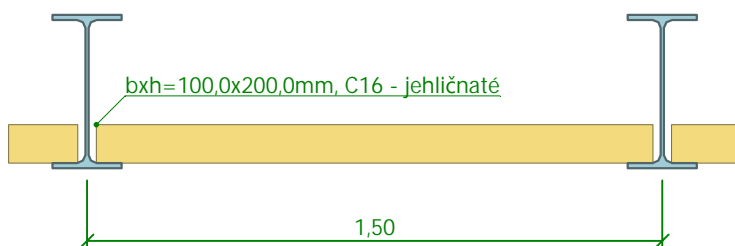
45 (70)

Smykové napětí $\tau_d = 0,31$ MPa

$\tau_d/k_{cr}/f_{v,d} = 0,379 \leq 1$ **Vyhovuje**

Průřez VYHOVUJE

Schéma pažiny



Posouzení převázky č. 1 -

Vstupní data

Ocel konstrukční: EN 10025 : Fe 360

Průřez : 2 x I(IPN) 360

Natočení α : natočení podle kotvy

Typ nosníku : spojitý

Typ zatížení : spojitý

Počet podpor : 3

Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

Dimenzační síly na 1 složený profil

$M_{max} = 256,80$ kNm; $Q = 427,99$ kN; $N = 0,00$ kN

$Q_{max} = 427,99$ kN; $M = 256,80$ kNm; $N = 0,00$ kN

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

Posouzení ohybu a tlaku:

$M_{max}/M_{c,Rd} + N/N_{c,Rd} = 0,502 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd} = 0,394 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 105,14$ MPa

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 39,87$ MPa

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,287 \leq 1$ **Vyhovuje**

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

Posouzení ohybu a tlaku:

$M/M_{c,Rd} + N/N_{c,Rd} = 0,502 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q_{max}/V_{c,Rd} = 0,394 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 105,14$ MPa

Sweco Hydroprojekt a.s.

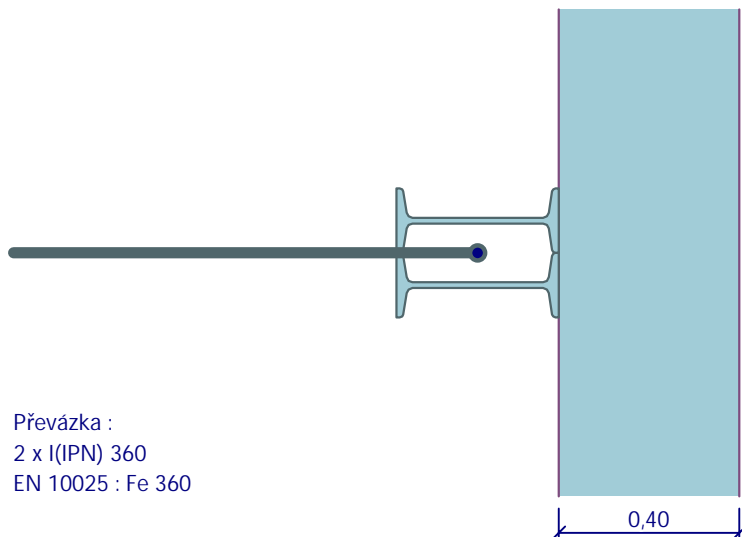
46 (70)

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 39,87 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,287 \leq 1$ **Vyhovuje**

Průřez VYHOVUJE

Schéma převázky



2.3 ZÁPOROVÉ PAŽENÍ ŠACHTY TŠ4, HL. 5,90 M

Posouzení pažící konstrukce

Vstupní data (Fáze budování 1)

Projekt : PPO Karlín

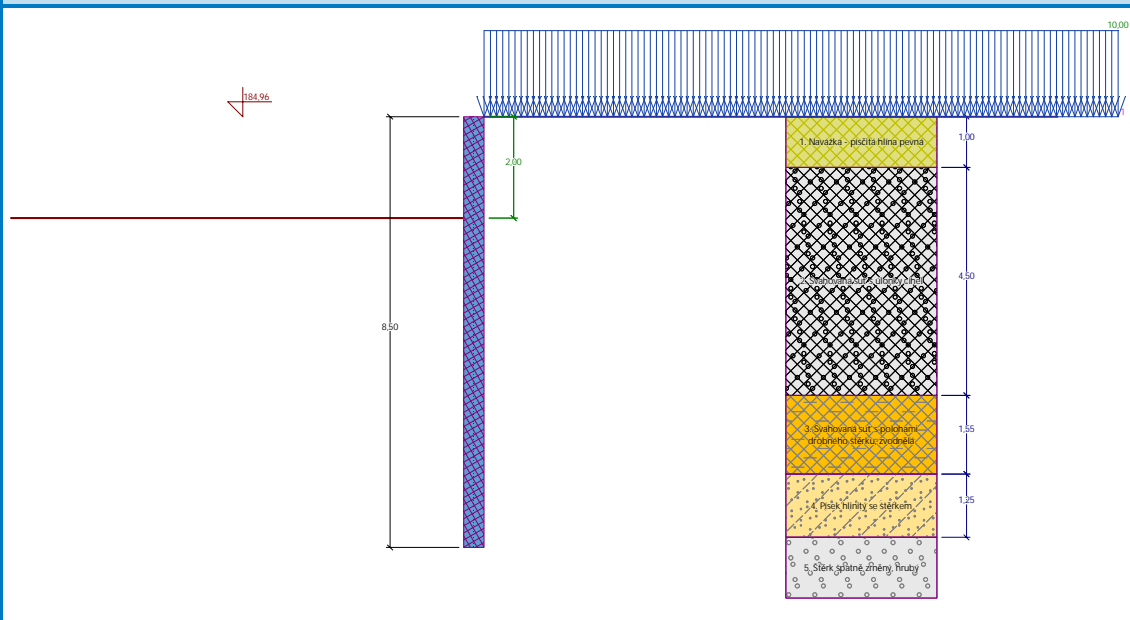
Část : SO 07 - Přeložka sběrače IX - Šaldova, TŠ4

Popis : Rozepřená záporová stěna - jedna řada rozpěr

Datum : 30.04.2025

Název : PPO Karlín, SO 07 - Rekonstrukce sběrače IX - Šaldova **Fáze - výpočet : 1 - 0**

Popis : pracovní úroveň pro osazení 1. rámu



Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

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

Výpočet tlaků

Metodika posouzení :	výpočet podle EN 1997
Výpočet aktivního tlaku :	Coulomb (ČSN 730037)
Výpočet pasivního tlaku :	Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
Metoda výpočtu :	závislé tlaky

Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe

Modul reakce podloží : standardní

Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)				
Dočasná návrhová situace				
		Nepříznivé		Příznivé
Stálé zatížení :	$Y_G =$	1,35	[-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$Y_Q =$	1,50	[-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$Y_w =$	1,35	[-]	

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

Kotvy

Metodika posouzení : mezní stavy

Součinitele redukce				
Součinitel spolehlivosti oceli :	$Y_s =$	1,35	[-]	
Součinitel redukce na vytržení ze zeminy :	$Y_e =$	1,35	[-]	
Součinitel redukce na vytržení ze zálivky :	$Y_c =$	1,35	[-]	

Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 8,50 m

Název průřezu : I-průřez : IPE 400, a = 1,65 m

Spočtený koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 0,47

Plocha průřezu $A = 5,12E-03 \text{ m}^2/\text{m}$

Moment setrvačnosti $I = 1,40E-04 \text{ m}^4/\text{m}$

Průřezový modul $W = 7,009E-04 \text{ m}^3/\text{m}$

Plastický průřezový modul $W_{pl} = 7,921E-04 \text{ m}^3/\text{m}$

Materiál konstrukce

Ocel konstrukční: EN 10025 : Fe 360

Mez kluzu $f_y = 235,00 \text{ MPa}$

Sweco Hydroprojekt a.s.

49 (70)

Modul pružnosti $E = 210000,00 \text{ MPa}$

Modul pružnosti ve smyku $G = 81000,00 \text{ MPa}$

Modul reakce podloží

Modul reakce podloží počítán podle teorie Schmitt.

Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Navážka - písčitá hlína pevná		24,00	12,00	18,00	8,00	15,00
2	Svahovaná suť s úlony cihel		24,00	10,00	20,00	10,00	15,00
3	Svahovaná suť s polohami drobného štěrku, zvodnělá		25,00	16,00	18,00	8,00	16,00
4	Písek hlinitý se štěrkem		31,00	0,00	17,50	7,50	20,00
5	Štěrka špatně zrněná, hrubý		36,00	0,00	19,00	9,00	22,00

Parametry zemin pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	φ_{ef} [°]	ν [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	Navážka - písčitá hlína pevná		soudržná	-	0,35	-	-
2	Svahovaná suť s úlony cihel		nesoudržná	24,00	-	-	-
3	Svahovaná suť s polohami drobného štěrku, zvodnělá		soudržná	-	0,35	-	-
4	Písek hlinitý se štěrkem		nesoudržná	31,00	-	-	-
5	Štěrka špatně zrněná, hrubý		nesoudržná	36,00	-	-	-

Parametry zemin pro výpočet modulu reakce podloží (Schmitt)


Číslo	Název	Vzorek	v [-]	E _{oed} [MPa]	E _{def} [MPa]
1	Navážka - písčité hlína pevná		0,35	-	6,00
2	Svahovaná suť s úlonky cihel		0,35	-	8,00
3	Svahovaná suť s polohami drobného štěrku, zvodnělá		0,35	-	15,00
4	Písek hlinitý se štěrkem		0,30	-	22,00
5	Štěrka špatně zrněná, hrubý		0,20	-	90,00

Geologický profil a přiřazení zemin

Informace o umístění

Kóta povrchu = **184,96 m**

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Nadm. výška [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,00	0,00 .. 1,00	184,96 .. 183,96	Navážka - písčité hlína pevná	
2	4,50	1,00 .. 5,50	183,96 .. 179,46	Svahovaná suť s úlonky cihel	
3	1,55	5,50 .. 7,05	179,46 .. 177,91	Svahovaná suť s polohami drobného štěrku, zvodnělá	
4	1,25	7,05 .. 8,30	177,91 .. 176,66	Písek hlinitý se štěrkem	
5	2,20	8,30 .. 10,50	176,66 .. 174,46	Štěrka špatně zrněná, hrubý	
6	-	10,50 .. ∞	174,46 .. -	Štěrka špatně zrněná, hrubý	

Hloubení

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

Tvar terénu

Sweco Hydroprojekt a.s.

51 (70)

ČÍSLO ZAKÁZKY: 10-4156-3802

VERZE: a

ARCHIVNÍ ČÍSLO: 001314/25/1

REVIZE: 1

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	10,00				na terénu

Číslo	Název
1	Přítížení od dopravy na povrchu

Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 100

Vlastní výpočet mezních tlaků : redukovat podle nastavení

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

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)

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	0.00	5.38	55.66
1.00	0.00	0.00	0.00	3.60	15.08	99.71
1.00	0.00	0.00	0.00	3.60	16.61	94.51
1.09	0.00	0.00	0.00	3.96	17.67	98.87
1.59	0.00	0.00	0.00	5.96	23.60	123.34
2.00	0.00	0.00	0.00	8.95	28.48	143.46
2.00	0.00	-0.00	-12.13	4.18	13.29	66.95
3.49	0.00	-8.24	-46.14	11.00	21.53	100.96
5.50	-9.22	-19.38	-92.07	20.21	32.67	146.89
5.50	-4.73	-17.59	-104.47	15.24	29.65	162.45
7.05	-10.84	-24.60	-138.17	21.35	36.66	196.16
7.05	-16.59	-22.16	-182.51	24.73	33.02	271.99
8.30	-20.30	-27.11	-223.29	28.43	37.97	312.77
8.30	-16.44	-23.04	-322.67	23.03	32.27	451.97

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
8.50	-16.96	-23.77	-332.90	23.55	33.01	462.21

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	-3.28	0.00	-0.00	-0.00
0.42	0.00	0.00	-2.93	1.53	-0.33	0.05
0.85	0.00	0.00	-2.58	3.06	-1.30	0.37
1.27	0.00	0.00	-2.24	4.70	-2.94	1.25
1.70	0.00	0.00	-1.90	6.76	-5.32	2.97
2.00	0.00	0.00	-1.68	8.92	-7.64	4.88
2.00	0.00	0.00	-1.67	-8.03	-7.65	4.94
2.13	0.00	0.00	-1.58	-10.24	-6.54	5.80
2.55	9.54	0.00	-1.30	-8.77	-2.36	7.65
2.98	9.54	0.00	-1.07	-6.92	0.96	7.92
3.40	9.54	9.54	-0.88	-3.44	3.15	6.98
3.83	9.54	9.54	-0.73	-0.65	4.00	5.42
4.25	9.54	9.54	-0.62	1.50	3.80	3.73
4.67	9.54	9.54	-0.53	3.22	2.78	2.31
5.10	9.54	9.54	-0.45	4.66	1.10	1.46
5.53	22.06	22.06	-0.39	-4.99	-0.68	1.43
5.95	22.06	22.06	-0.33	-2.47	0.89	1.35
6.38	22.06	22.06	-0.28	-0.30	1.47	0.81
6.80	22.06	22.06	-0.24	1.65	1.18	0.22
7.22	29.08	29.08	-0.19	-0.39	0.94	-0.17
7.65	29.08	29.08	-0.15	2.14	0.58	-0.53
8.07	29.08	29.08	-0.10	4.85	-0.90	-0.50
8.50	147.32	147.32	-0.05	-6.71	0.00	-0.00

Maximální velikosti vnitřních sil na konstrukci

Sweco Hydroprojekt a.s.

53 (70)

ČÍSLO ZAKÁZKY: 10-4156-3802

VERZE: a

ARCHIVNÍ ČÍSLO: 001314/25/1

REVIZE: 1

Maximální posouvající síla = 7,65 kN/m
 Maximální moment = 7,98 kNm/m
 Maximální deformace = 3,3 mm

Maximální hodnoty vnitřních sil na průřez

Maximální posouvající síla = 12,62 kN
 Maximální moment = 13,16 kNm

Výpočet stability svahu

Vstupní data (Fáze budování 1)

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Stabilitní výpočty

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Výpočet zemětřesení : Standard

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

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

Součinitele redukce odporu (R)			
Dočasná návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na smyk. ploše :	$\gamma_{Rs} =$	1,10	[-]

Kotvy

Metodika posouzení : mezní stavy

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

Součinitele redukce

Součinitel redukce na vytržení ze zálivky :	$Y_c =$	1,35	[-]
---	---------	------	-----

Výsledky (Fáze budování 1)

Výpočet 1

Kruhová smyková plocha

Parametry smykové plochy						
Střed :	x =	-0,75	[m]	Úhly :	$\alpha_1 =$	-63,50 [°]
	z =	188,23	[m]		$\alpha_2 =$	73,93 [°]
Poloměr :	R =	11,81	[m]			
Smyková plocha po optimalizaci.						

Celková tíha zeminy nad smykovou plochou: 2473,65 kN/m

Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil : $F_a =$ 375,75 kN/m

Sumace pasivních sil : $F_p =$ 1905,31 kN/m

Moment sesouvající : $M_a =$ 4437,58 kNm/m

Moment vzdorující : $M_p =$ 20456,08 kNm/m

Využití : 21,7 %

Stabilita svahu VYHOVUJE




Vstupní data (Fáze budování 2)




Geologický profil a přiřazení zemin

Informace o umístění

Kóta povrchu = 184,96 m

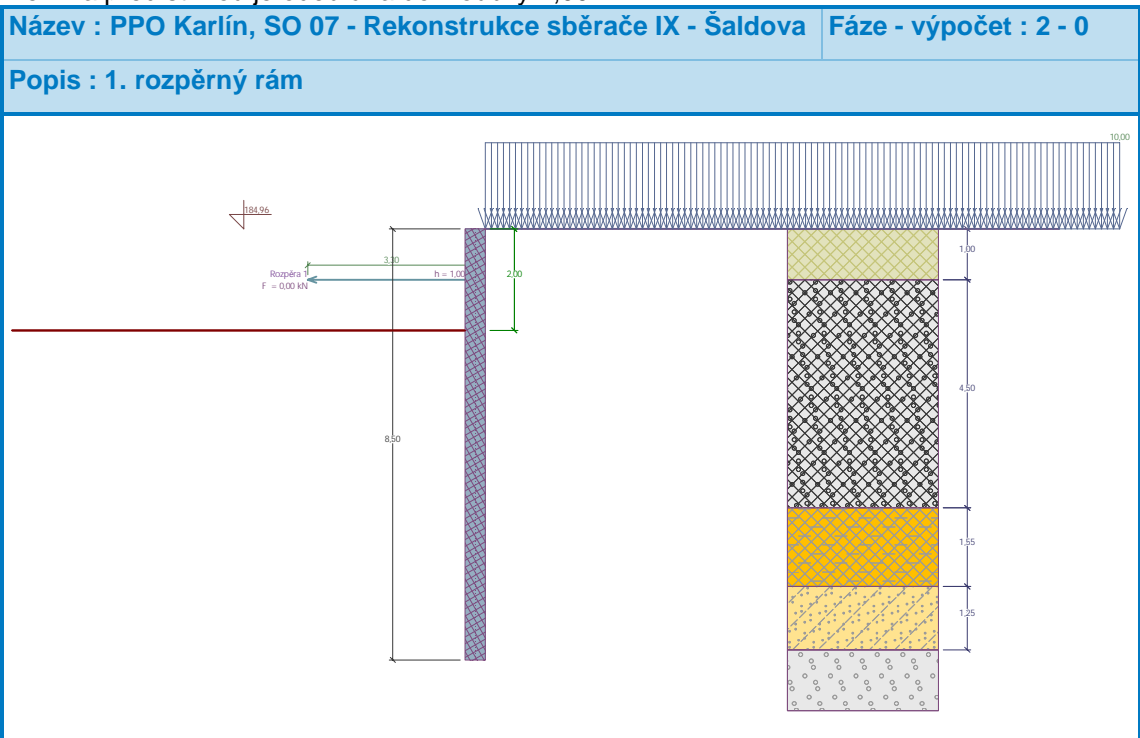
Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Nadm. výška [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,00	0,00 .. 1,00	184,96 .. 183,96	Navázka - písčité hlína pevná	
2	4,50	1,00 .. 5,50	183,96 .. 179,46	Svahovaná suť s úlonky cihel	
3	1,55	5,50 .. 7,05	179,46 .. 177,91	Svahovaná suť s polohami drobného štěrku, zvodnělá	

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Nadm. výška [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
4	1,25	7,05 .. 8,30	177,91 .. 176,66	Písek hlinitý se štěrkem	
5	2,20	8,30 .. 10,50	176,66 .. 174,46	Štěr špatně zrněný, hrubý	
6	-	10,50 .. ∞	174,46 .. -	Štěr špatně zrněný, hrubý	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2,00 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	Ne	Ne	stálé	10,00				na terénu

Číslo	Název
1	Přetížení od dopravy na povrchu

Zadané rozpěry

Číslo	Nová rozpěra	Název	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Vzdálenost b [m]	Sklon α [°]
1	Ano	Rozpěra 1	1,00	3,30	4,50	0,00

Číslo	Změna tuhosti	Tuhost k [kN/m]	Modul pruž. E [MPa]	Plocha A [mm²]	Předp. síla F [kN]
1	Ne		210000,00	9220,000	0,00

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)

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	0.00	5.38	55.66
1.00	0.00	0.00	0.00	3.60	15.08	99.71
1.00	0.00	0.00	0.00	3.60	16.61	94.51
1.09	0.00	0.00	0.00	3.96	17.67	98.87
1.59	0.00	0.00	0.00	5.96	23.60	123.34
2.00	0.00	0.00	0.00	8.95	28.48	143.46
2.00	0.00	-0.00	-12.13	4.18	13.29	66.95
3.49	0.00	-8.24	-46.14	11.00	21.53	100.96
5.50	-9.22	-19.38	-92.07	20.21	32.67	146.89
5.50	-4.73	-17.59	-104.47	15.24	29.65	162.45
7.05	-10.84	-24.60	-138.17	21.35	36.66	196.16
7.05	-16.59	-22.16	-182.51	24.73	33.02	271.99
8.30	-20.30	-27.11	-223.29	28.43	37.97	312.77
8.30	-16.44	-23.04	-322.67	23.03	32.27	451.97
8.50	-16.96	-23.77	-332.90	23.55	33.01	462.21

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Sweco Hydroprojekt a.s.

57 (70)

Hloubka [m]	kh,p [MN/m³]	kh,z [MN/m³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-3.28	0.00	-0.00	0.00
0.42	0.00	0.00	-2.93	1.53	-0.33	0.05
0.85	0.00	13.93	-2.58	3.06	-1.28	0.33
1.00	0.00	0.00	-2.46	3.61	-1.80	0.60
1.00	0.00	0.00	-2.46	3.61	-1.80	0.60
1.02	0.00	0.00	-2.45	3.68	-1.88	0.63
1.27	0.00	0.00	-2.24	4.70	-2.94	1.24
1.70	0.00	0.00	-1.90	6.76	-5.33	2.97
2.00	0.00	0.00	-1.68	8.92	-7.65	4.87
2.00	0.00	0.00	-1.67	-8.03	-7.65	4.93
2.13	0.00	0.00	-1.58	-10.24	-6.54	5.80
2.55	9.54	0.00	-1.30	-8.77	-2.37	7.65
2.98	9.54	0.00	-1.07	-6.92	0.95	7.92
3.40	9.54	9.54	-0.88	-3.44	3.15	6.98
3.83	9.54	9.54	-0.73	-0.65	4.00	5.42
4.25	9.54	9.54	-0.62	1.50	3.80	3.73
4.67	9.54	9.54	-0.53	3.22	2.78	2.31
5.10	9.54	9.54	-0.45	4.66	1.10	1.46
5.53	22.06	22.06	-0.39	-4.99	-0.68	1.43
5.95	22.06	22.06	-0.33	-2.47	0.89	1.35
6.38	22.06	22.06	-0.28	-0.30	1.47	0.81
6.80	22.06	22.06	-0.24	1.65	1.18	0.22
7.22	29.08	29.08	-0.19	-0.39	0.94	-0.17
7.65	29.08	29.08	-0.15	2.14	0.58	-0.53
8.07	29.08	29.08	-0.10	4.85	-0.90	-0.50
8.50	147.32	147.32	-0.05	-6.71	-0.00	0.00

Maximální velikosti vnitřních sil na konstrukci

Maximální posouvající síla = 7,65 kN/m

Sweco Hydroprojekt a.s.

58 (70)

ČÍSLO ZAKÁZKY: 10-4156-3802

VERZE: a

ARCHIVNÍ ČÍSLO: 001314/25/1

REVIZE: 1

Maximální moment = 7,98 kNm/m

Maximální deformace = 3,3 mm

Maximální hodnoty vnitřních sil na průřez

Maximální posouvající síla = 12,62 kN

Maximální moment = 13,16 kNm

Reakce v rozpěrách

Číslo	Hloubka [m]	Reakce [kN]
1	1,00	-0,01

Výpočet stability svahu

Vstupní data (Fáze budování 1)

Projekt

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Stabilitní výpočty

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Výpočet zemětřesení : Standard

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

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

Součinitele redukce odporu (R)				
Dočasná návrhová situace				
Součinitel redukce odporu na smyk. ploše :	$\gamma_{Rs} =$	1,10	[-]	

Kotvy

Metodika posouzení : mezní stavy

Sweco Hydroprojekt a.s.

59 (70)

ČÍSLO ZAKÁZKY: 10-4156-3802

VERZE: a

ARCHIVNÍ ČÍSLO: 001314/25/1

REVIZE: 1

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

Výsledky (Fáze budování 1)

Výpočet 1

Kruhová smyková plocha

Parametry smykové plochy					
Střed :	x =	-0,75 [m]	Úhly :	α_1 =	-63,50 [°]
	z =	188,23 [m]		α_2 =	73,93 [°]
Poloměr :	R =	11,81 [m]			
Smyková plocha po optimalizaci.					

Celková tíha zeminy nad smykovou plochou: 2473,65 kN/m

Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil : $F_a =$ 375,75 kN/m

Sumace pasivních sil : $F_p =$ 1905,31 kN/m

Moment sesouvající : $M_a =$ 4437,58 kNm/m

Moment vzdorující : $M_p =$ 20456,08 kNm/m

Využití : 21,7 %

Stabilita svahu VYHOVUJE



Vstupní data (Fáze budování 3)

Geologický profil a přiřazení zemin

Informace o umístění





Kóta povrchu = 184,96 m

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Nadm. výška [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,00	0,00 .. 1,00	184,96 .. 183,96	Navážka - písčitá hlína pevná	
2	4,50	1,00 .. 5,50	183,96 .. 179,46	Svahovaná suť s úlonky cihel	

Sweco Hydroprojekt a.s.

60 (70)

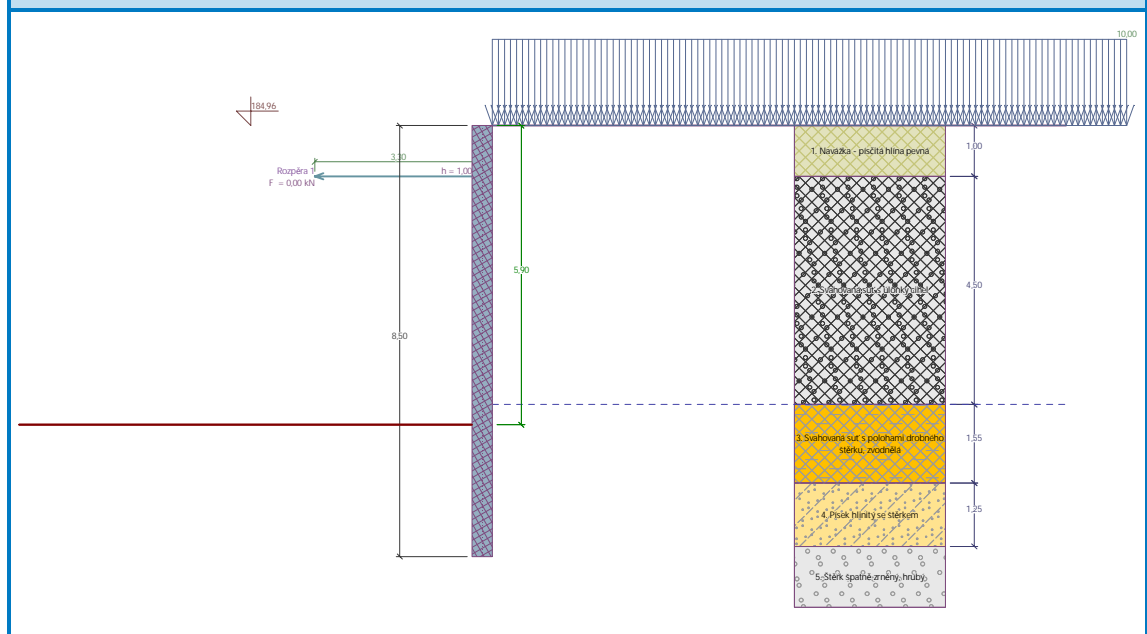
Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Nadm. výška [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
3	1,55	5,50 .. 7,05	179,46 .. 177,91	Svahovaná suť s polohami drobného štěrku, zvodnělá	
4	1,25	7,05 .. 8,30	177,91 .. 176,66	Písek hlinitý se štěrkem	
5	2,20	8,30 .. 10,50	176,66 .. 174,46	Štěrku špatně zrněný, hrubý	
6	-	10,50 .. ∞	174,46 .. -	Štěrku špatně zrněný, hrubý	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 5,90 m.

Název : PPO Karlín, SO 07 - Rekonstrukce sběrače IX - Šaldova **Fáze - výpočet : 3 - 0**

Popis : pažení s jedním rozpěrným rámem (h = 1,15 m)



Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 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	Ne	Ne	stálé	10,00				na terénu

Číslo	Název
1	Přetížení od dopravy na povrchu

Zadané rozpěry

Číslo	Nová rozpěra	Název	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Vzdálenost b [m]	Sklon α [°]
1	Ne	Rozpěra 1	1,00	3,30	4,50	0,00

Číslo	Změna tuhosti	Tuhost k [kN/m]	Modul pruž. E [MPa]	Plocha A [mm ²]	Předp. síla F [kN]
1	Ne		210000,00	9220,000	0,00

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

Výsledky výpočtu (Fáze budování 3)

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	0.00	5.38	55.66
1.00	0.00	0.00	0.00	3.60	15.08	99.71
1.00	0.00	0.00	0.00	3.60	16.61	94.51
1.09	0.00	0.00	0.00	3.96	17.67	98.87
1.59	0.00	0.00	0.00	5.96	23.60	123.34
5.50	0.00	0.00	0.00	43.32	70.01	314.76
5.50	0.00	0.00	0.00	32.66	63.54	348.11
5.90	0.00	0.00	0.00	39.56	69.26	359.25
5.90	0.00	-0.00	-19.91	18.46	32.32	167.65
7.05	0.00	-5.20	-44.91	27.72	40.00	182.60
7.05	-3.51	-4.68	-38.59	31.86	36.74	248.26
8.30	-7.22	-9.64	-79.37	41.33	44.70	269.90

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
8.30	-5.84	-8.19	-114.69	36.83	39.95	385.88
8.50	-6.37	-8.92	-124.93	38.33	41.23	391.39

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m³]	kh,z [MN/m³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	5.66	55.66	-0.00	-0.00
0.42	0.00	13.93	1.88	68.62	-27.61	5.62
0.85	0.00	13.93	-1.93	12.19	-44.82	21.86
1.00	0.00	0.00	-3.30	3.61	-45.48	28.68
1.00	0.00	0.00	-3.30	3.61	63.85	28.68
1.02	0.00	0.00	-3.48	3.68	63.78	27.40
1.27	0.00	0.00	-5.86	4.70	62.71	11.27
1.70	0.00	0.00	-9.87	7.02	60.31	-14.91
2.13	0.00	0.00	-13.78	11.08	56.47	-39.79
2.55	0.00	0.00	-17.45	15.14	50.90	-62.66
2.98	0.00	0.00	-20.73	19.20	43.60	-82.81
3.40	0.00	0.00	-23.51	23.26	34.58	-99.48
3.83	0.00	0.00	-25.68	27.32	23.84	-111.96
4.25	0.00	0.00	-27.17	31.38	11.36	-119.50
4.67	0.00	0.00	-27.93	35.44	-2.83	-121.37
5.10	0.00	0.00	-27.94	39.50	-18.76	-116.85
5.53	0.00	0.00	-27.24	33.09	-35.96	-105.20
5.90	0.00	0.00	-26.11	39.49	-49.42	-89.43
5.90	0.00	0.00	-26.08	-1.50	-49.58	-89.04
5.95	0.00	0.00	-25.90	-2.13	-49.49	-86.76
6.38	0.00	0.00	-24.03	-7.95	-47.35	-66.09
6.80	0.00	0.00	-21.75	-13.77	-42.73	-46.86
7.22	0.00	0.00	-19.19	-11.11	-37.69	-29.89

Hloubka [m]	kh,p [MN/m³]	kh,z [MN/m³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
7.65	0.00	0.00	-16.43	-21.76	-30.71	-15.20
8.07	0.00	0.00	-13.59	-32.40	-19.20	-4.43
8.50	7.37	0.00	-10.71	-49.49	-0.00	-0.00

Maximální velikosti vnitřních sil na konstrukci

Maximální posouvající síla = 63,85 kN/m

Maximální moment = 121,49 kNm/m

Maximální deformace = 28,0 mm

Maximální hodnoty vnitřních sil na průřez

Maximální posouvající síla = 105,36 kN

Maximální moment = 200,46 kNm

Reakce v rozpěrách

Číslo	Hloubka [m]	Reakce [kN]
1	1,00	492,02

Výpočet stability svahu

Vstupní data (Fáze budování 1)

Projekt

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Stabilitní výpočty

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Výpočet zemětřesení : Standard

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)				
Dočasná návrhová situace				
		Nepříznivé		Příznivé
Stálé zatížení :	Y _G =	1,35	[-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	Y _Q =	1,50	[-]	0,00 [-]

Sweco Hydroprojekt a.s.

64 (70)

Součinitele redukce zatížení (F)				
Dočasná návrhová situace				
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,35	[-]	
Součinitele redukce odporu (R)				
Dočasná návrhová situace				
Součinitel redukce odporu na smyk. ploše :	$\gamma_{Rs} =$	1,10	[-]	

Kotvy

Metodika posouzení : mezní stavy

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

Výsledky (Fáze budování 1)

Výpočet 1

Kruhová smyková plocha

Parametry smykové plochy						
Střed :	x =	-2,07 [m]	Úhly :	α_1 =	-44,37	[°]
	z =	186,13 [m]		α_2 =	83,21	[°]
Poloměr :	R =	9,89 [m]				
Smyková plocha po optimalizaci.						

Celková tíha zeminy nad smykovou plochou: 1467,96 kN/m

Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil : $F_a = 618,07$ kN/m

Sumace pasivních sil : $F_p = 989,49$ kN/m

Moment sesouvající : $M_a = 6112,74$ kNm/m

Moment vzdorující : $M_p = 8896,39$ kNm/m

Využití : 68,7 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

Dimenzace čís. 1

Sweco Hydroprojekt a.s.

65 (70)

Průběhy vnitřních sil po konstrukci

	Def. min [mm]	Def. max [mm]	Pos. síla min. [kN/m]	Pos. síla max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
0.00	-3.28	5.66	-0.00	-0.00	-0.00	0.00
0.42	-2.93	1.88	-27.61	-0.33	0.05	5.62
0.85	-2.58	-1.93	-44.82	-1.28	0.33	21.86
1.00	-3.30	-2.46	-45.48	-1.80	0.60	28.68
1.00	-3.30	-2.46	-1.80	63.85	0.60	28.68
1.02	-3.48	-2.45	-1.88	63.78	0.63	27.40
1.27	-5.86	-2.24	-2.94	62.71	1.24	11.27
1.70	-9.87	-1.90	-5.33	60.31	-14.91	2.97
2.00	-12.61	-1.68	-7.65	57.81	-32.40	4.88
2.00	-12.68	-1.67	-7.65	57.73	-32.87	4.94
2.13	-13.78	-1.58	-6.54	56.47	-39.79	5.80
2.55	-17.45	-1.30	-2.37	50.90	-62.66	7.65
2.98	-20.73	-1.07	0.95	43.60	-82.81	7.92
3.40	-23.51	-0.88	3.15	34.58	-99.48	6.98
3.83	-25.68	-0.73	4.00	23.84	-111.96	5.42
4.25	-27.17	-0.62	3.80	11.36	-119.50	3.73
4.67	-27.93	-0.53	-2.83	2.78	-121.37	2.31
5.10	-27.94	-0.45	-18.76	1.10	-116.85	1.46
5.53	-27.24	-0.39	-35.96	-0.68	-105.20	1.43
5.90	-26.11	-0.34	-49.42	0.75	-89.43	1.39
5.90	-26.11	-0.34	-49.42	0.75	-89.43	1.39
5.90	-26.08	-0.34	-49.58	0.77	-89.04	1.38
5.90	-26.08	-0.34	-49.58	0.77	-89.04	1.38
5.95	-25.90	-0.33	-49.49	0.89	-86.76	1.35
6.38	-24.03	-0.28	-47.35	1.47	-66.09	0.81
6.80	-21.75	-0.24	-42.73	1.18	-46.86	0.22
7.22	-19.19	-0.19	-37.69	0.94	-29.89	-0.17

	Def. min [mm]	Def. max [mm]	Pos. síla min. [kN/m]	Pos. síla max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
7.65	-16.43	-0.15	-30.71	0.58	-15.20	-0.53
8.07	-13.59	-0.10	-19.20	-0.90	-4.43	-0.50
8.50	-10.71	-0.05	-0.00	0.00	-0.00	0.00

Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -28,0 mm

Minimální deformace = 5,7 mm

Maximální ohybový moment = 28,68 kNm/m

Minimální ohybový moment = -121,49 kNm/m

Maximální posouvající síla = 63,85 kN/m

Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

Dimenzační síly na 1 I-profil

$M_{\max} = 200,46 \text{ kNm}$; $Q = 0,24 \text{ kN}$

$Q_{\max} = 105,36 \text{ kN}$; $M = 47,32 \text{ kNm}$

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

Posouzení ohybu:

$M_{\max}/M_{c,Rd} = 0,738 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd} = 0,001 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 161,63 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 0,06 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,473 \leq 1$ **Vyhovuje**

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

Posouzení ohybu:

$M/M_{c,Rd} = 0,174 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q_{\max}/V_{c,Rd} = 0,255 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 38,15 \text{ MPa}$

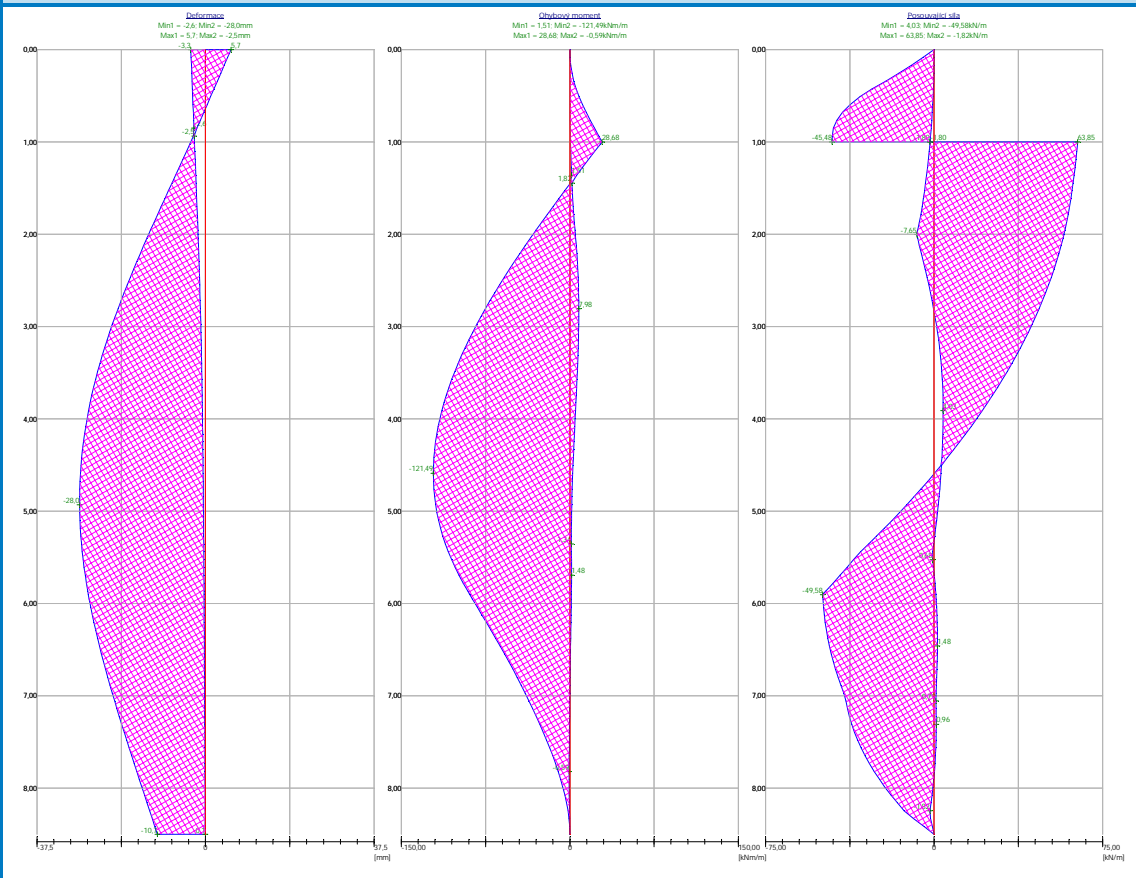
Smykové napětí $\tau_{Ed} = 24,87 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,060 \leq 1$ **Vyhovuje**

Průřez VYHOVUJE

Název : Dimenzování zápor z IPEč.400, dl. 11,0 m (osová vzdálenost 1,50 m) Fáze - výpočet : 1 - 1

Popis : DN - jáma s 1 rozpěrným rámem



Posouzení pažin č. 1

Vstupní data

Dřevo : C16 - jehličnaté

Typ průřezu : obdélník b x h = 100,0 x 200,0 mm

Typ zatížení : trojúhelník

Součinitel redukce tlaku c_r : 0,67

Posouzení dřevěného průřezu podle EN 1995-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

Posouzení tlaku a ohybu

$N = 0,00$ kN; $M = 1,07$ kNm

Normálové napětí v tlaku $\sigma_{c,0,d} = 0,00$ MPa

Normálové napětí v ohybu $\sigma_{m,d} = 3,21$ MPa

$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,d}/f_{m,d} = 0,521 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku

Sweco Hydroprojekt a.s.

68 (70)

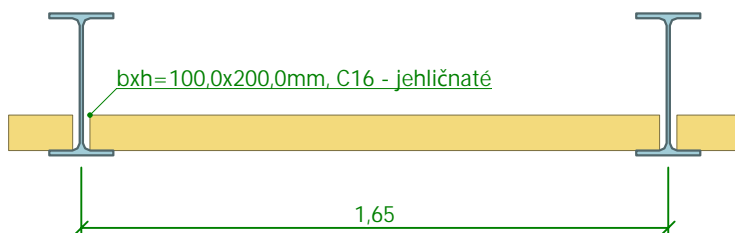
$$Q_{\max} = 3,88 \text{ kN}$$

$$\text{Smykové napětí } \tau_d = 0,29 \text{ MPa}$$

$$\tau_d / k_{cr} / f_{v,d} = 0,353 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Průřez VYHOVUJE

Schéma pažiny



Posouzení převázky č. 1 -

Vstupní data

Ocel konstrukční: EN 10025 : Fe 360

Průřez : 2 x I(IPN) 360

Natočení α : natočení podle kotvy

Typ nosníku : spojitý

Typ zatížení : spojitý

Počet podpor : 3

Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

Dimenzační síly na 1 složený profil

$$M_{\max} = 415,14 \text{ kNm}; \quad Q = 461,26 \text{ kN}; \quad N = 0,00 \text{ kN}$$

$$Q_{\max} = 461,26 \text{ kN}; \quad M = 415,14 \text{ kNm}; \quad N = 0,00 \text{ kN}$$

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

Posouzení ohybu a tlaku:

$$M_{\max} / M_{c,Rd} + N / N_{c,Rd} = 0,811 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení smyku:

$$Q / V_{c,Rd} = 0,424 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení rovinné napjatosti:

$$\text{Normálové napětí } \sigma_{x,Ed} = 169,97 \text{ MPa}$$

$$\text{Smykové napětí } \tau_{Ed} = 42,97 \text{ MPa}$$

$$\text{Posudek: } (\sigma_{x,Ed} / (f_y / \gamma_{M0}))^2 + 3 * (\tau_{Ed} / (f_y / \gamma_{M0}))^2 = 0,623 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

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

Posouzení ohybu a tlaku:

$$M / M_{c,Rd} + N / N_{c,Rd} = 0,811 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení smyku:

$$Q_{\max} / V_{c,Rd} = 0,424 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení rovinné napjatosti:

Sweco Hydroprojekt a.s.

69 (70)

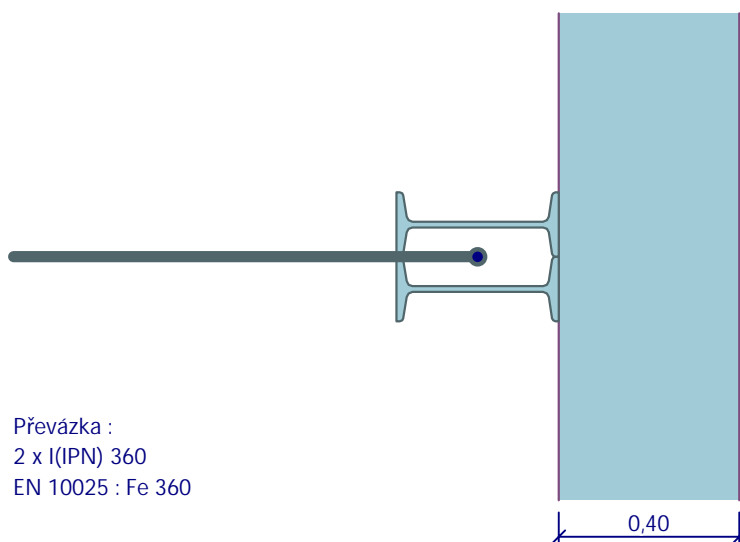
Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 169,97 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 42,97 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,623 \leq 1$ **Vyhovuje**

Průřez VYHOVUJE

Schéma převázky



V Praze, duben 2025

Vypracoval: Ing. Petr Holuša