



HG partner s.r.o.

Smetanova 200, 250 82 Úvaly
www.hgpartner.cz

Telefon: 246 082 015
e-mail: hgp@hgpartner.cz

Paré č.:

Investor: Povodí Labe, st. podnik, Víta Nejedlého 951/8, Slezské Před., 500 03 Hradec Králové			Datum:	10/2023
Odpovědný projektant:	Ing. Jaroslav Vrzák		Č. zakázky:	H23-012
Vypracoval:	Ing. Jindřich Honner		Změna:	-
Akce: Oleška, Semily, oprava pravého pilíře jezu, ř.km 1,017 a oprava koryta ř.km 0,250-0,550			Stupeň: DSJ	
Název části: DOKUMENTACE OBJEKTŮ			Část:	D
Příloha: STATICKÉ VÝPOČTY			Měřítko: -	Č. přílohy: D.7

D.7 Statické výpočty

Obsah:

D.7.1	Úvod a popis statického výpočtu	2
D.7.2	Normy, literatura, použitý sw	2
D.7.3	Morfologické poměry	2
D.7.4	Geomorfologické poměry	2
D.7.5	Geologické poměry	2
D.7.6	Vstupní součinitele a parametry zemin.....	3
D.7.7	Posouzení stability zdi – řez J4, trvalá situace	5
D.7.8	Posouzení stability zdi – řez J4, dočasná situace	7
D.7.9	Posouzení únosnosti mikropiloty – řez J4	8
D.7.10	Posouzení stability jezu	11
D.7.11	Závěr	15

D.7.1 Úvod a popis statického výpočtu

Statické výpočty řeší stabilitu a dimenze při opravě pravého pilíře jezu na toku Oleška cca 1 km před městem Semily. Konstrukce jsou posouzeny v charakteristických řezech s odpovídajícím zatížením.

D.7.2 Normy, literatura, použitý sw

ČSN EN 1990	Eurokód 0: Zásady navrhování konstrukcí
ČSN EN 1991	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí
ČSN EN 1992	Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí
ČSN EN 1993	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí
ČSN EN 1996	Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí
ČSN EN 1997	Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí
ČSN EN 206	Beton: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
GEO5 2018	geotechnický software (GEO5), modul Úhlová zeď, Tížná zeď, Mikropilota
FINE 2018	statický software (FINE 3D), modul Beton

D.7.3 Morfologické poměry

Podle regionálního geomorfologického členění reliéfu ČR (<http://geoportal.gov.cz>) náleží území do okrsku Leopoldovská vrchovina, podcelku Pohořská hornatina, celku Novohradské hory, oblasti Šumavská hornatina, subprovincie Šumavská soustava, provincie Česká vysočina.

D.7.4 Geomorfologické poměry

Předmětná lokalita se dle Demkova geomorfologického členění nachází v severozápadním cípu Lomnické vrchoviny (IVA-8B-1). Některé svahy jsou v Semilech díky přírodním podmínkám (geologie+ morfologie + eroze), ale i v kontextu s antropogenní činností, postiženy fosilními a aktivními svahovými deformacemi. Zájmový prostor byl těmito deformacemi postižen také. Nadmořská výška zde klesá od východu k západu, a to od cca 330 ke 320 m.n.m. Regionální bází je řeka Jizera. Místí erozní bází je její levobřežní přítok – Oleška, která včetně náhonu zřízeném pro provoz MVE protéká lokalitou od jihu k severu.

D.7.5 Geoologické poměry

Z hlediska regionálně geologického členění se zájmové území nachází v limnické oblasti logika, na podkrkonošském permkarbonu v blízkosti jeho sz. hranice s nejižnějšími partiemi krkonoško-jizerského krystalinika.

Lokalita leží jižně, resp. jihovýchodně od hranice karbonských a permských sedimentárních formací, které jsou proniknuty produkty karbonského, permského až triasového vulkanismu. Sedimenty karbonu z zájmové oblasti reprezentují stefanské slepence, arkózy, pískovce a prachovce. Uloženiny permu představují spodní partie tzv. červené jaloviny – hnědočervené až rudohnědé pískovce, prachovce, jílovce a také slepence. Zdejší limnické sedimenty jsou říčního, jezerně-deltového a jezerního typu. Výše uvedené zbarvení je pro tyto sedimenty typické.

Vulkanické horniny zastupují eruptiva včetně tufitů náležející k melafyrovému i porfyrovému vulkanismu. Většinou se jedná o pravé efúze se vznikem lokálních příkrovů, které se uložily konkordantně v okolních sedimentech.

Vrstevní sled uzavírá kvartérní souvrství. Jedná se o transportované reliktu zvětralínového pláště zdejších písčité i jílovité zvětrávajících hornin. Představují je deluviální, deluviálně-fluviální a také fluviální jíly, hlíny písky a štěrky. Hrubozrnné náplavy vodních toků často obsahují i opracované valouny o velikosti kamenů, místy i balvanů. Místy je vrstevní sled kvartéru uzavřen pouze humózním

horizontem, jinde – především v příhodných morfologických podmínkách – se zachovaly více či méně mocné polohy eolických uloženin – sprašových hlín. Nejvyšší patra vrstevního sledu tvoří antropogenní uloženiny v podobě kulturních vrstev (ornice – humózní hlína) prokořeněných travním kořenovým systémem, ale i navážky různých mocností.

V rámci přípravné fáze projektu byl v prosinci 2019 inženýrskogeologický průzkum společností GIS – Geologicko-inženýrský servis. Ve zprávě z inženýrskogeologického průzkumu jsou začleněny i poznatky z dřívějších archivních průzkumů. Dále byl v dubnu 2023 proveden stavebně technický průzkum společností ProSafety, kde byly odebrány a analyzovány o vzorky základových zemin. Pro návrh zdi jsou převzaty tři vyčleněné geotypy.

Jíl se střední plasticitou, zařazení dle ČSN 73 6133 jako F6 Cl, písek jílovitý, zařazení dle ČSN 73 6133 jako S5 SC a prachovec-jílovec – svrchu silně a směrem k bázi pouze mírně zvětralý, s nízkou až střední pevností, zařazení dle ČSN 73 6133 jako R3-R4.

Uvedené předpoklady projektu je nutno při realizaci ověřit. V případě zjištěných odlišností je nutno informovat projektanta, ten rozhodne o případných úpravách dimenzí konstrukcí. Změny, které by mohly ovlivnit cenu realizace, musí stavba projednat s investorem.

D.7.6 Vstupní součinitele a parametry zemin

Výpočet tížné a úhlové zdi

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

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

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Zděná (kamenná) zeď : EN 1996-1-1 (EC6)

Výpočet zdi

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe

Tvar zemního klínu : počítat šikmý

Dovolená excentricita : 0,333

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)				
Trvalá 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)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na překlopení :	$\gamma_{Rv} =$	1,40 [-]	
Součinitel redukce odporu na posunutí :	$\gamma_{Rh} =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce odporu základové půdy :	$\gamma_{Re} =$	1,40 [-]	

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

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$

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

Beton : C 12/15

Válcová pevnost v tlaku

$$f_{ck} = 12,00 \text{ MPa}$$

Pevnost v tahu

$$f_{ctm} = 1,60 \text{ MPa}$$

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku

$$f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$$

Pevnost v tahu





$$f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$$

Ocel podélná : B500

Mez kluzu

$$f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$$

Základní parametry zemín

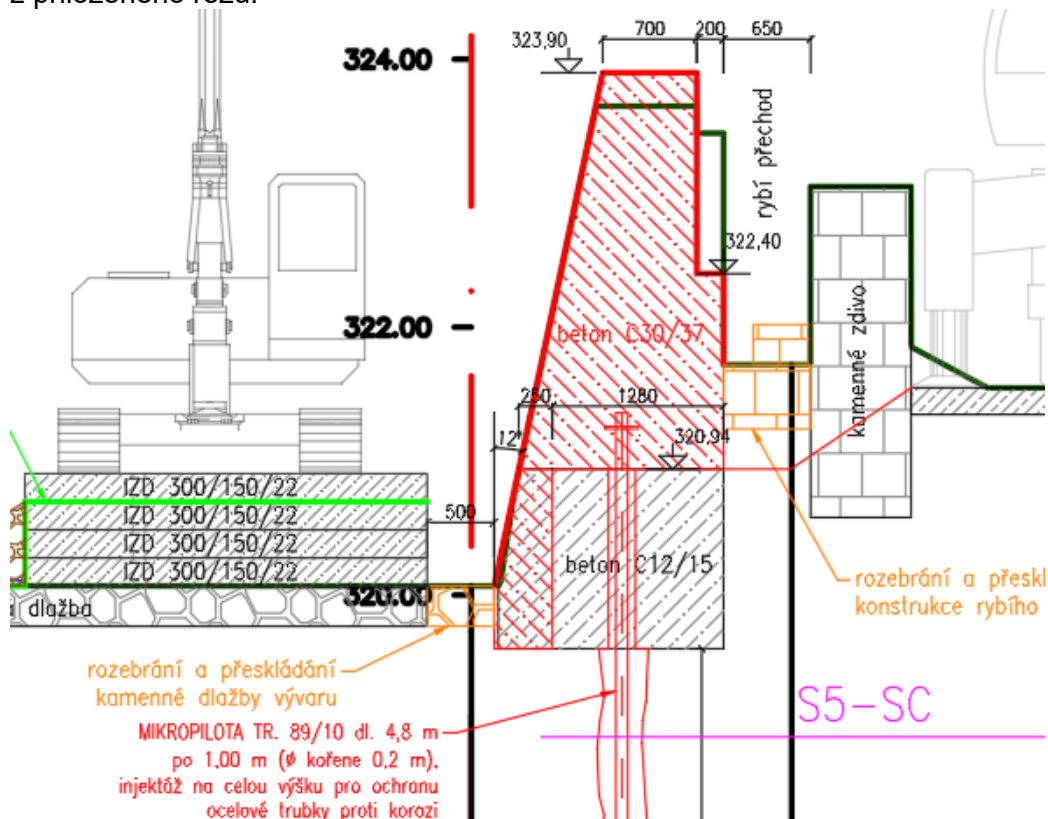
Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	S5 SC		27,00	8,00	18,50	8,50	13,00
2	F6 CI		19,00	12,00	21,00	11,00	9,00
3	R3 - R4		35,00	50,00	23,00	13,00	18,00
4	kamenná dlažba		25,00	0,00	25,00	15,00	12,00

Parametry zemín pro výpočet tlaku v klidu

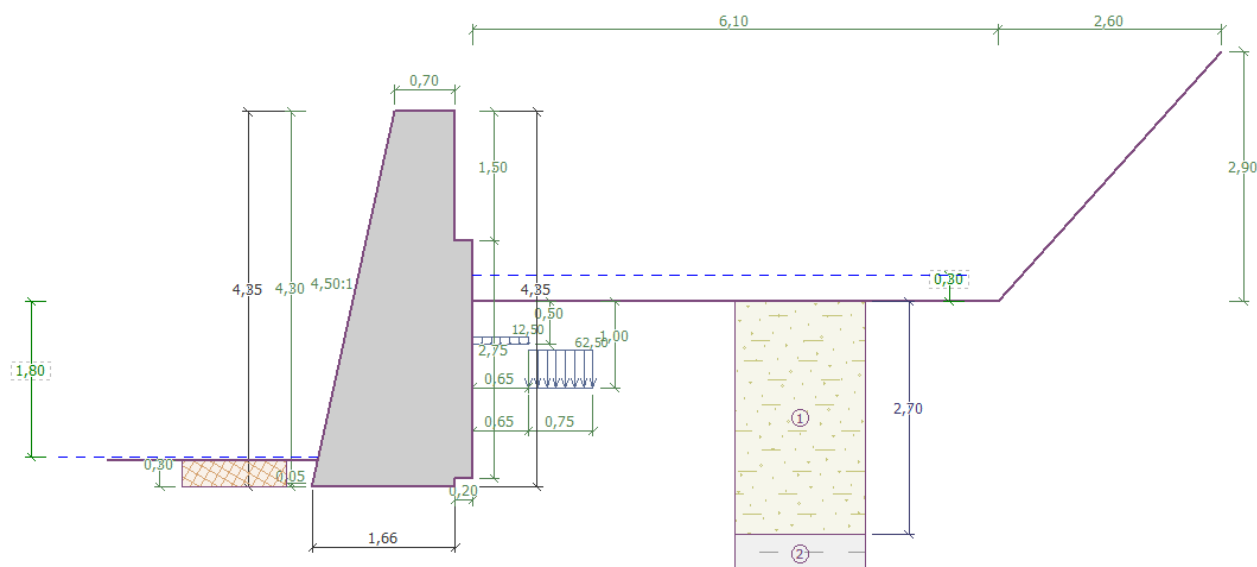
Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	φ_{ef} [°]	ν [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	S5 SC		nesoudržná	27,00	-	-	-
2	F6 CI		nesoudržná	19,00	-	-	-
3	R3 - R4		soudržná	-	0,30	-	-
4	kamenná dlažba		soudržná	-	0,30	-	-

D.7.7 Posouzení stability zdi – řez J4, trvalá situace

Jedná se o náhradu části stávající zdi novou boční přibetonávkou tl. 250-430 mm na lici stávající tížné zdi a vybetonováním nového dříku z betonu 1,46-3,46 m se šířkou v koruně 700 mm. Jedná se o poměrně atypický tvar zdi, kdy ze stávající zdi bude ponechán pouze základ šířky 1,28 m a výšky 1,34 m, tento základ bude podchycen mikropilotami a na něm bude vybudována nová železobetonová zeď ve stejných parametrech, jako je stávající betonový pilíř. Tvar zdi je patrný z přiloženého řezu.



Ve výpočtu je uvažována trvalá situace s odpovídající úrovní hladiny vody ve vývaru podél pilíře i náhonu na MVE. Konstrukce rybího přechodu a opěrné zdi náhonu jsou do výpočtu zadány trvalými pásovými přitíženími. Na lici zdi je uvažován odpor kamenné dlažby vývaru.



Výpočet úhlové zdi

Vstupní data

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce -0,30 m
Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 1,80 m
Podloží u paty konstrukce je nepropustné.
Vztlak v základové spáře od rozdílných tlaků není uvažován.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení nové změna	Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	Ano	stálé	62,50		0,65	0,75	1,00
2	Ano	stálé	12,50		0,00	0,65	0,50

Číslo	Název
1	základy zdi náhonu 2,5 m x 0,75 m x 25 kN/m ³ = 62,5 kN/0,75 m
2	konstrukce rybího přechodu 0,5 m x 25 kN/m ³ =12,5 kN/0,65 m

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: klidový
Zemina na líci konstrukce - kamenná dlažba
Výška zeminy před zdí $h = 0,30 \text{ m}$
Terén před konstrukcí je rovný.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá
Zed' se může přemístit, je počítána na zatížení aktivním tlakem.

Posouzení čís. 1

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0,00	-1,92	124,84	1,11	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-0,28	-0,10	0,10	0,02	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	0,00	-2,15	0,00	1,86	1,000	1,000	1,350
Tlak vody	29,40	-0,83	0,00	1,86	1,350	1,350	1,350
Vztlak vody	0,00	-2,15	0,00	1,86	1,000	1,000	1,350
základy zdi náhonu 2,5 m x 0,75 m x 25 kN/m ³ = 62,5 kN/0,75 m	10,50	-0,42	3,09	1,83	1,350	1,350	1,350
konstrukce rybího přechodu 0,5 m x 25 kN/m ³ =12,5 kN/0,65 m	0,78	-0,71	0,92	1,86	1,000	1,350	1,350

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 105,69 \text{ kNm/m}$

Moment klopící $M_{ovr} = 39,54 \text{ kNm/m}$

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 72,42 \text{ kN/m}$

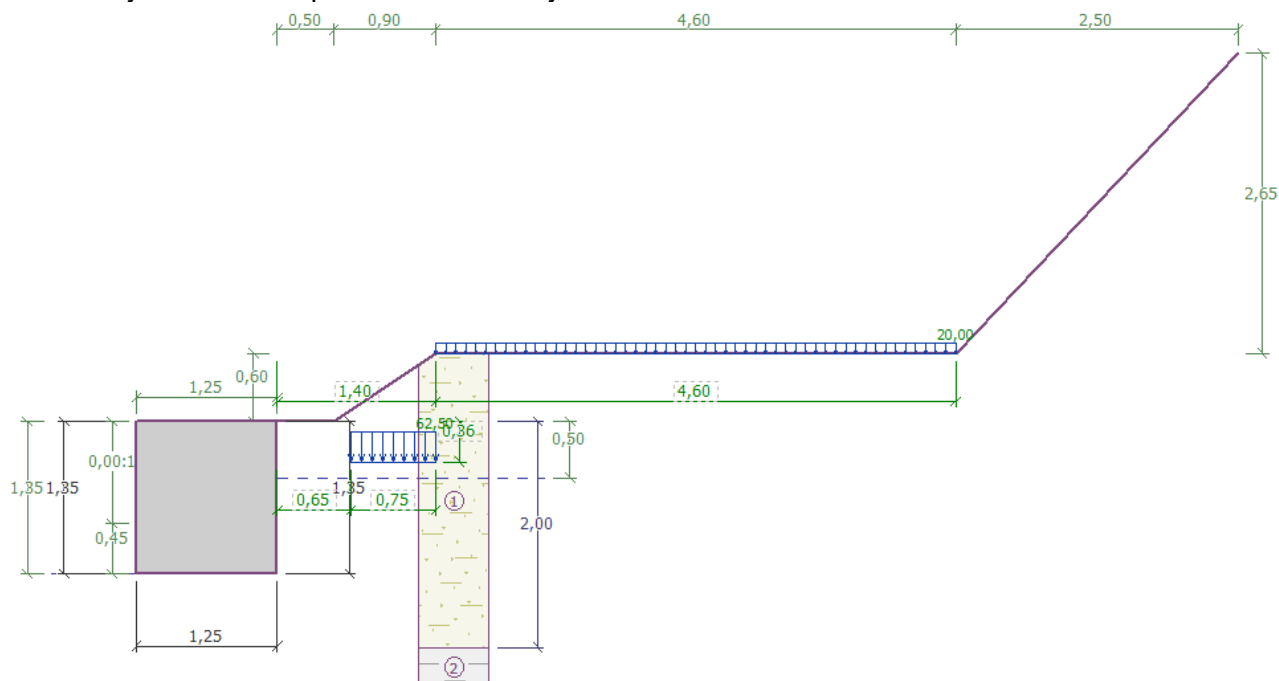
Vodor. síla posunující $H_{act} = 54,62 \text{ kN/m}$

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE

D.7.8 Posouzení stability zdi – řez J4, dočasná situace

Jedná se o posouzení situace, kde stávající zeď/pilíř je odbourán a je ponechán pouze základ a v obtoku je uvažováno přetížení mobilním jeřábem.



Výpočet úhlové zdi

Vstupní data

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 0,50 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 1,35 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

Vztlak v základové spáře od rozdílných tlaků není uvažován.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přetížení		Působ.	Vel.1	Vel.2	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna		[kN/m ²]	[kN/m ²]			
1	Ano		stálé	62,50		0,65	0,75	0,36
2	Ano		proměnné	20,00		1,40	4,60	na terénu

Číslo	Název
1	základy zdi náhonu 2,5 m x 0,75 m x 25 kN/m ³ = 62,5 kN/0,75 m
2	přítížení jeřábem

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce není uvažován.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Zed' se může přemístit, je počítána na zatížení aktivním tlakem.

Posouzení čís. 1

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0,00	-0,68	38,81	0,63	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	0,08	-0,08	0,02	1,25	1,000	1,350	1,350
Tlak vody	3,61	-0,28	0,00	1,25	1,350	1,350	1,350
Vztlak vody	0,00	-1,35	0,00	1,25	1,000	1,000	1,350
základy zdi náhonu 2,5 m x 0,75 m x 25 kN/m ³ = 62,5 kN/0,75 m	10,20	-0,33	2,54	1,25	1,350	1,350	1,350
přetížení jeřábem	4,67	-0,38	1,84	1,25	1,500	1,500	1,500

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 22,86$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 8,53$ kNm/m

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 28,44$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 25,76$ kN/m

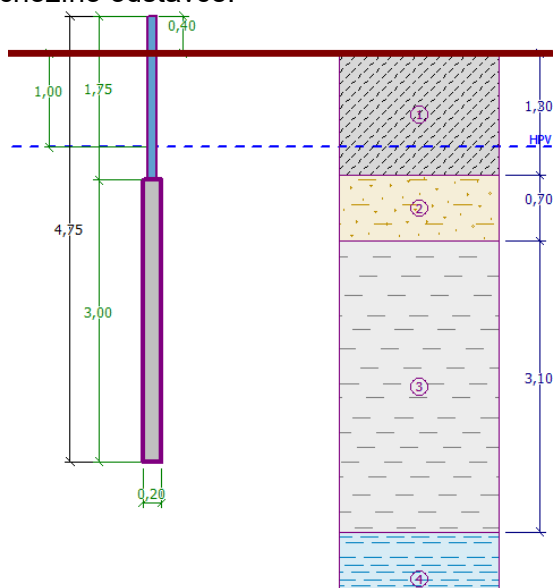
Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 53,71 kPa

D.7.9 Posouzení únosnosti mikropiloty – řez J4

Jedná se o posouzení nejvíce namáhané mikropiloty nesoucí stávající ponechávaný základ pod nový pravobřežní pilíř. Jedná se o trubkové mikropiloty z trubek Tr 89/10 z oceli S235, délky 4,8 m s délkou kořeně v zemině 3,0 m a průměrem kořen 0,2 m. Rozteč jednotlivých mikropilot je 1,0 m. Mikropiloty fungují pro provázání nové a staré části zdi, současně zajišťují stabilitu stávajícího základu při možném podemílání základové spáry a jeho dostatečnou únosnost ve zvodnělé zemině. Zatížení je převzato z předchozího odstavce.



Výpočet Mikropiloty

Vstupní data

Projekt

Datum : 04.09.2023

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

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

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Ocelové konstrukce : EN 1993-1-1 (EC3)

Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu : $\gamma_{M0} = 1,00$

Mikropiloty

Výpočet únosnosti dříku : geometrická (Eulerova) metoda

Výpočet únosnosti kořene : metoda Lizziho

Metodika posouzení : mezní stavy

Součinitele redukce parametrů zemin		
Trvalá návrhová situace		
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_{mq} = 1,25$	[-]
Součinitel redukce soudržnosti :	$\gamma_{mc} = 1,40$	[-]
Součinitel redukce kritické síly :	$\gamma_{mf} = 1,00$	[-]
Součinitel spolehlivosti cementové směsi :	$\gamma_{sc} = 1,50$	[-]
Součinitel spolehlivosti oceli :	$\gamma_{ss} = 1,50$	[-]
Součinitel redukce únosnosti kořene :	$\gamma_r = 1,50$	[-]

Parametry zemin

S5 SC

Objemová tíha : $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$ Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 27,00^\circ$ Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 8,00 \text{ kPa}$ Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,50 \text{ kN/m}^3$

F6 CI

Objemová tíha : $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$ Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 19,00^\circ$ Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 12,00 \text{ kPa}$ Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 22,00 \text{ kN/m}^3$

beton C12/15

Objemová tíha : $\gamma = 21,50 \text{ kN/m}^3$ Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 35,00^\circ$ Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 50,00 \text{ kPa}$ Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,50 \text{ kN/m}^3$

R3-R4

Objemová tíha : $\gamma = 22,00 \text{ kN/m}^3$ Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 30,00^\circ$ Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 40,00 \text{ kPa}$ Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 22,00 \text{ kN/m}^3$

Geometrie

Průměr = 89,0 mm

Tloušťka stěny = 10,0 mm

Volná délka mikropiloty $l = 1,75$ mDélka kořene $l_r = 3,00$ mPrůměr kořene $d_r = 0,20$ mOdklon mikropiloty od svislice $\alpha = 0,00^\circ$ Vysazení mikropiloty nad terén $l_a = 0,40$ m

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23,00$ kN/m³

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

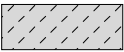


Beton : C 25/30

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 25,00$ MPaModul pružnosti $E_{cm} = 31000,00$ MPa

Ocel konstrukční: EN 10025 : Fe 360

Mez kluzu $f_y = 235,00$ MPaModul pružnosti $E = 210000,00$ MPa

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,30	beton C12/15	
2	0,70	S5 SC	
3	3,10	F6 CI	
4	-	R3-R4	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Síla N [kN]	Moment M [kNm]
	nové	změna			
1	Ano		Zatížení č. 1	128,98	0,00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 1,00 m od původního terénu.

Posouzení čís. 1

Posouzení průřezu 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejneprůznivějších zatěžovacích stavů.

Ve výpočtu uvažován vliv koroze

Požadovaná životnost $t = 100$ [rok]

Typ zeminy: organické zeminy

Posouzení vnitřní stability průřezu: geometrická (Eulerova) metoda

Výpočet vzpěrné délky průřezu - uložení (kloub-kloub).

Modul reakce podloží $E_p = 10,00$ MN/m³Spočtený počet půlvln $n = 1,38$ Vzpěrná délka $l_{cr} = 1,51$ mKritická normálová síla $N_{crd} = 1212,59$ kN

Maximální normálová síla $N_{\max} = 128,98 \text{ kN}$

Vnitřní stabilita průřezu mikropiloty VYHOVUJE

Posouzení únosnosti spřaženého průřezu:

Plocha ideálního průřezu $A_i = 2,16E+03 \text{ mm}^2$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu $J_i = 1,33E+06 \text{ mm}^4$

Štíhlost prutu $\lambda = 60,738$

Součinitel vzpěrnosti $\kappa = 0,896$

Napětí v oceli $= 119,83 \text{ MPa}$

Výpočtová pevnost oceli $= 156,67 \text{ MPa}$

Spřažený průřez mikropiloty VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Posouzení kořene

Způsob výpočtu - metoda Lizziho.

Součinitel vlivu průměru kořene $= 0,85$

Plášťové tření na kořeni

Číslo	Pořadnice [m]	Tření [kPa]
1	0,00	150,00
2	0,65	150,00
3	0,65	125,00
4	2,00	125,00
5	2,50	125,00
6	3,00	125,00

Posouzení tlačené mikropiloty

Únosnost pláště mikropiloty $R_s = 208,96 \text{ kN}$

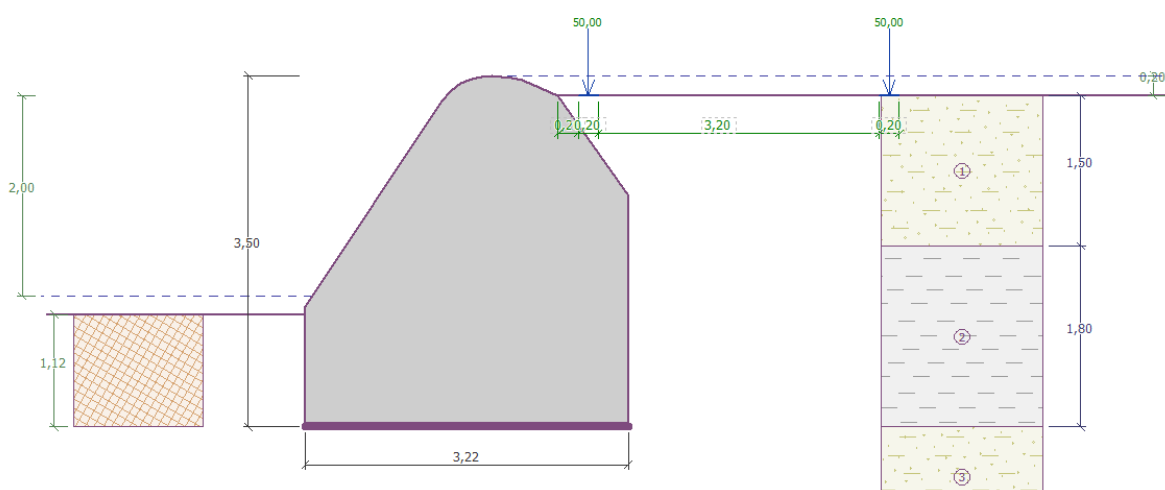
Výpočtová únosnost kořene mikropiloty $R_d = 139,30 \text{ kN}$

Maximální normálová síla $N_{\max} = 128,98 \text{ kN}$

Únosnost tlačené mikropiloty VYHOVUJE

D.7.10 Posouzení stability jezu

Jedná se o posouzení stability konstrukce jezu při přetížení konstrukce vlivem pohybu stavební mechanizace ve zdrži jezu. Přesný tvar konstrukce jezu není možné ověřit a tvar ve výpočtovém modelu tak vychází z dostupné archivní dokumentace a provedených průzkumů. Materiál jezu je kombinací historického kamenného zdiva a v minulosti provedené přebetonávky původní konstrukce. Ve výpočtu je na straně bezpečnosti uvažována celá konstrukce jako kamenné zdivo. Zatížení od pohybu mechanizace je uvažováno jako bodové od kráčivého bagru (menzimuck) o velikosti 50 kN. Přestože výpočet prokazuje stabilitu celé konstrukce, je důležité, aby zhotovitel použil stroj s co nejmenší možnou hmotností a pohyb stroje by měl být v dostatečné bezpečné vzdálenosti od tělesa jezu, aby nedošlo k jeho mechanickému poškození.



Výpočet tížné zdi

Vstupní data (Fáze budování 1)

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce -0,20 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 2,00 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

Vztlak v základové spáře od rozdílných tlaků není uvažován.

Zadaná bodová přitížení

Číslo	Přítížení nové	Přítížení změna	Působ.	Velikost [kN]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Šířka b[m]	Hloubka z [m]
1	Ano		proměnné	50,00	0,20	0,20	0,20	na terénu
2	Ano		proměnné	50,00	3,20	0,20	0,20	na terénu

Číslo	Název
1	přední noha menzímucku
2	zadní noha menzímucku

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: klidový

Zemina na líci konstrukce - kamenná dlažba

Výška zeminy před zdí

$$h = 1,12 \text{ m}$$

Terén před konstrukcí je rovný.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

Posouzení čís. 1 (Fáze budování 2)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0,00	-1,68	164,16	1,78	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-4,03	-0,37	0,00	0,00	1,000	1,000	1,350

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Aktivní tlak	0,00	-3,30	0,00	2,52	1,000	1,000	1,350
Tlak vody	52,80	-1,28	5,04	2,94	1,350	1,350	1,350
Vztlak vody	0,00	-3,30	0,00	2,52	1,000	1,000	1,350
přední noha menzimucku	22,09	-2,70	28,68	2,89	1,500	0,000	1,500
zadní noha menzimucku	0,17	-0,09	0,66	3,22	0,000	0,000	1,500

Posouzení celé zdi**Posouzení na překlopení**Moment vzdorující $M_{res} = 312,14$ kNm/mMoment klopící $M_{ovr} = 179,47$ kNm/m**Zed' na překlopení VYHOVUJE****Posouzení na posunutí**Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 81,94$ kN/mVodor. síla posunující $H_{act} = 67,25$ kN/m**Zed' na posunutí VYHOVUJE****Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE**

Maximální napětí v základové spáře : 102,03 kPa

Dimenzace čís. 1 (Fáze budování 2)**Spočtené síly působící na konstrukci**

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.sila	Koef. pos.sila
Tíh.- zed'	0,00	-1,68	164,05	1,78	1,000	1,000	1,000
Odpor na líci	-4,01	-0,37	0,00	0,00	1,000	1,000	1,000
Aktivní tlak	0,00	-3,30	0,00	2,52	1,000	1,000	1,000
Tlak vody	52,75	-1,28	5,04	2,94	1,350	1,350	1,350
Vztlak vody	0,00	-3,30	0,00	2,52	1,000	1,000	1,000
přední noha menzimucku	22,09	-2,70	28,68	2,89	1,500	1,500	1,500
zadní noha menzimucku	0,17	-0,09	0,66	3,22	0,000	0,000	1,500

Posouzení zdi v pracovní spáře 3,30 m od koruny zdiVýška průřezu $h = 3,22$ mPosouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 185,25$ kN/m $> 100,57$ kN/m $= V_{Ed}$ Tlaková síla na mezi únosnosti $N_{Rd} = 4119,60$ kN/m $> 213,88$ kN/m $= N_{Ed}$ Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 330,97$ kNm/m $> 86,73$ kNm/m $= M_{Ed}$ **Únosnost průřezu VYHOVUJE****Výpočet stability svahu****Vstupní data****Tahová trhlina**

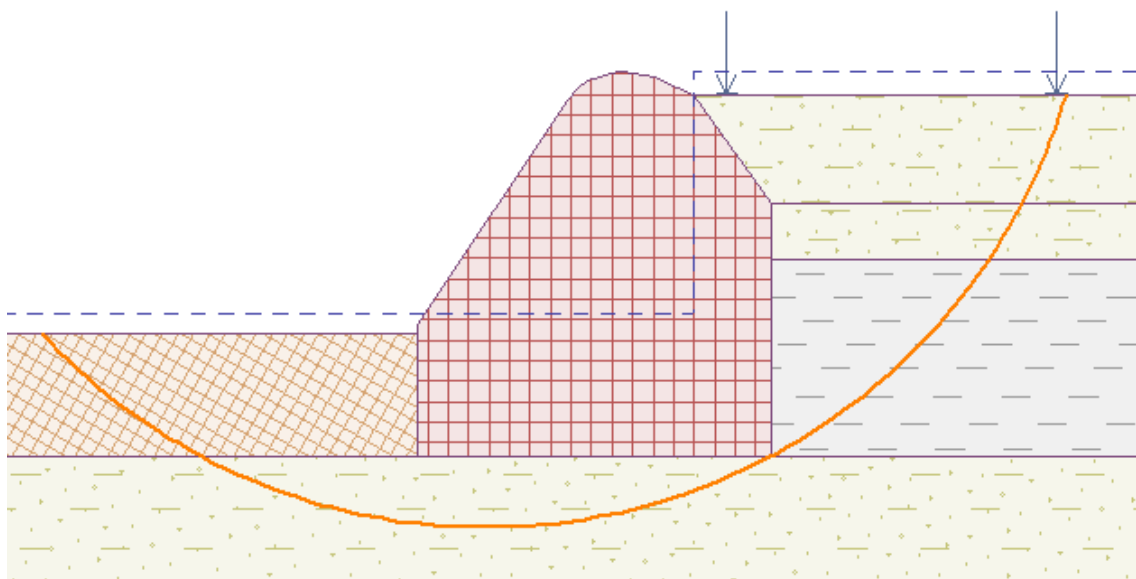
Tahová trhlina není zadána.

Zemětřesení

Se zemětřesením se nepočítá.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

Výsledky (Fáze budování 1)**Výpočet 1****Kruhová smyková plocha**

Parametry smykové plochy				
Střed :	x = -1,90 [m]	Úhly :	$\alpha_1 = -47,16$ [°]	
	z = 1,58 [m]		$\alpha_2 = 73,40$ [°]	
Poloměr :	R = 5,53 [m]			
Smyková plocha po optimalizaci.				

Posouzení stability svahu (Bishop)Sumace aktivních sil : $F_a = 195,77$ kN/mSumace pasivních sil : $F_p = 289,11$ kN/mMoment sesouvající : $M_a = 1082,63$ kNm/mMoment vzdorující : $M_p = 1453,45$ kNm/m

Využití : 74,5 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

D.7.11 Závěr

Konstrukce jsou posouzeny pro nejvíce namáhané řezy a výpočty potvrzují, že rozměry konstrukce i způsob vyztužení jsou dostatečné.

Takto navržené konstrukce jsou ze statického hlediska vyhovující. Při realizaci je nutné dodržet veškeré dimenze navrženého profilu. Jedná se především o druh použitého materiálu a geometrie konstrukce. Dále je nutné dodržení obecných zásad při vyztužování konstrukcí, především dodržení krytí, rozteče výztužných vložek a dodržení kotevních a stykových délek.

Konstrukce jsou navrženy pro běžné předpokládané situace. Při nesmí docházet k nadměrnému přetěžování konstrukcí vlivem stavební mechanizace, nad rámec uvažovaných zatížení.

Veškeré změny a odlišnosti oproti předpokladům projektu, zejména odlišnosti v geologické stavbě, je nutno konzultovat se zpracovatelem tohoto projektu. Výsledkem mohou být úpravy v projektu, týkající se navržených dimenzí opěrných konstrukcí. Změny, které by mohly ovlivnit cenu realizace, musí stavba projednat s investorem.