



HG partner s.r.o.

Smetanova 200, 250 82 Úvaly
www.hgpartner.cz

Tel/fax: 246 082 015
777/161 198
email: vrzak@hgpartner.cz

Paré č.:

Investor: Povodí Ohře, státní podnik, Bezručova 4219, 430 03 Chomutov			Počet A4:	30
Odpovědný projektant:	Ing. Jaroslav Vrzák		Datum:	5/2020
Vypracoval:	Ing. Jindřich Honner		Změna:	-
Akce: VD Očihov - funkční objekty			Stupeň:	DSJ
			Č. zakázky:	H-18/030
Název části: DOKUMENTACE OBJEKTŮ			Část:	D
Příloha: STATICKÉ VÝPOČTY			Měřítko: -	Č. přílohy: D.6

D.6 Statické výpočty (Dokumentace stavebního nebo inženýrského objektu)

Obsah:

D.6.1.	Úvod.....	3
D.6.2.	Normy, literatura, použitý sw	3
D.6.3.	Geologické poměry.....	3
D.6.4.	Geotechnické parametry zemin	4
D.6.5.	Nastavení výpočtu	4
D.6.6.	Posouzení stability výpustného objektu	5
D.6.7.	Posouzení zdí požeráku.....	16
D.6.8.	Posouzení železobetonového nátok.....	20
D.6.9.	Posouzení ocelové lávky na požerák.....	26
D.6.10.	Závěr	30

D.6.1. Úvod

Obsahem statického výpočtu je posouzení rekonstrukce funkčních objektů na VD Očihov.

Předmětné území se nachází v extravilánu, asi 1 km severozápadně od obce Očihov, vedle silnice č. 224 mezi Očihovem a Podbořany.

Jedná se o rekonstrukci výpustného objektu, který bude mít podobu železobetonového požeráku. Na požerák navazují nátoková železobetonová křídla. Na požerák je vedena ocelová obslužná lávka.

D.6.2. Normy, literatura, použitý sw

ČSN EN 1992	Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí
ČSN EN 1993	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí
ČSN EN 1997	Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí
ČSN EN 206	Beton: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
Geo5 2017	geotechnický software (FINE), modul Úhlová zeď
FIN EC	software pro statické výpočty (FINE), modul FIN 3D, Beton a Ocel

D.6.3. Geologické poměry

Podle regionálního geomorfologického členění ČSR (Czudek et. Al. 1972) se území nachází na rozhraní Žatecké pánve a Jesenické pahorkatiny. Místní erozní bázi tvoří Valovský potok (č. hydrologického pořadí 1-13-03-076. Dle regionálně-geologického členění náleží zájmové území do geologické jednotky středočeské a západočeské mladší paleozoikum a lavkovské krystalinikum. Svrchní paleozoikum je v území zastoupeno hnědočervenými jílovci, prachovci, pískovci a arkózovými pískovci, podřadně slepenci v mocnostech až několik set metrů.





Do měkkých hornin svrchního karbonu se svým korytem zahloubil Valovský potok, jehož poměrně široké a mělké údolí je zaplněné fluviálními nivními sedimenty. Úpatí svahů pokrývá různě mocné hlinito-písčité diluvium.

Geologické poměry a geotechnické parametry zemin v lokalitě jsou převzaty z inženýrsko-geologického a hydrogeologického průzkumu, zpracovaného společností Geologické služby s.r.o. v dubnu 2020.

Průzkumem byla zjištěna poměrně jednoduchá geologická stavba. Na povrchu terénu i hráze je vrstva slabě humózní písčité hlíny v mocnosti do 5 cm. Těleso hráze je tvořeno poměrně homogenním materiálem charakteru písčitého jílu třídy F4 CS. Zemina je ulehlá, pevné konzistence, přirozeně vlhká. V podloží hráze byly zastíženy aluvio-fluviální sedimenty výplně koryta a údolí Valovského potoka – písčité jíly třídy F4 CS s polohami vložkami jílu s nízkou plasticitou (F6 CL) a silně jílovitého písku (S5 SC), tuhé konzistence.

D.6.4. Geotechnické parametry zemin

Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Kamenný zához		35,50	0,00	25,00	15,00	15,00
2	Třída F4, konzistence pevná, $S_r > 0,8$		22,00	15,00	18,50	8,50	15,00
3	Třída F6, konzistence tuhá		19,00	12,00	21,00	11,00	9,50
4	Třída S5 SC		27,00	8,00	18,50	8,50	9,50

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

D.6.5. Nastavení výpočtu

Výpočty konstrukce byly provedeny dle ČSN EN 1997 Eurokód 7 v charakteristickém řezu. Pro výpočet byl zvolen návrhový přístup 2 – redukce zatížení a odporu.

Materiály a normy

Betonové konstrukce :	EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1 :	standardní
Ocelové konstrukce :	EN 1993-1-1 (EC3)
Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu :	$\gamma_{M0} = 1.00$
Dřevěné konstrukce :	EN 1995-1-1 (EC5)
Dílčí součinitel vlastností dřeva :	$\gamma_M = 1.30$
Součinitel vlivu zatížení a vlhkosti (dřevo) :	$k_{mod} = 0.50$
Součinitel šířky průřezu ve smyku (dřevo) :	$k_{cr} = 0.67$

Výpočet tlaků

Výpočet aktivního tlaku :	Coulomb (ČSN 730037)
Výpočet pasivního tlaku :	Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
Metoda výpočtu :	závislé tlaky
Výpočet zemětřesení :	Mononobe-Okabe
Modul reakce podloží :	standardní
Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení	
Sednutí terénu :	parabolická metoda
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 stability kotvy :	$\gamma_{Ris} =$ 1.10 [–]

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce zemního odporu :	$\gamma_{Re} =$	1.40	[-]

Součinitele redukce zatížení (F)			
Mimořádná návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1.00 [-]	1.00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1.00 [-]	0.00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1.00 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)			
Mimořádná návrhová situace			
Součinitel redukce stability kotvy :	$\gamma_{Ris} =$	1.00	[-]
Součinitel redukce zemního odporu :	$\gamma_{Re} =$	1.00	[-]

D.6.6. Posouzení stability výpustného objektu

Jedná se o výpustný železobetonový objekt tvořený požerákem o vnějších půdorysných rozměrech 1,9x3,30 m a výšky 6,8 m tvořený železobetonovými stěnami proměnné tloušťky 200-500 mm a na povodňové straně 200-650 mm. Na požerák navazuje nátokový objekt tvořený železobetonovým rámem tvaru obráceného písmene U. Dno rámu je vysoké 0,6 m, široké 1,7 m a délka nátokového objektu je 7 m. Ze základu jsou vedeny dvě železobetonové stěny proměnné tloušťky 250-500 mm a proměnné výšky 1,2 – 4,5 m, nejvyšší jsou stěny v navázání na požerák.

Vzhledem k tomu, že se jedná o dva monolitické objekty, je při řešení stability uvažováno spolupůsobení požeráku a nátokového objektu. V posouzení stability je řešeno možné vodorovné posunutí tlakem zeminy a vody a současného působení vztlaču.

V posouzení jsou uvažovány tři možné situace dané úrovní hladiny vody. První situace předpokládá běžnou provozní hladinu v nádrži a zároveň hladinu podzemní vody v tělese hráze v úrovni základu požeráku. Druhá situace je při možných nežádoucích průsacích, kdy úroveň hladiny podzemní vody v tělese hráze je ve stejné úrovni jako provozní hladina v nádrži. Obě situace jsou řešeny jako trvalé. Třetí situace je řešena jako mimořádná a simuluje havarijní situaci, kdy nádrž je zcela vypuštěna a těleso hráze je stále ještě zcela nasyceno vodou do úrovně provozní hladiny.

Pro výpočet je konstrukce modelována jako úhlová stěna s přidanými silami odpovídajícím vlastní tíze částí konstrukce, které nejsou zadány do modelu. Šířka požeráku je 1,9 m a protože výpočet je proveden na mb, jsou síly zadány vždy jako poloviční, resp. pouze pro jednu stranu. Součinitel pro příznivé působení stálého zatížení je uvažován 0,9 a je zaveden přímo v nastavení výpočtu.

Stabilita proti samotnému vztlaču posuzována není. Již z geometrie konstrukce je patrné, že poměr objemu betonu vůči celkovému vnějšímu objemu objektu je více než 2 ku jedné.

Zatížení konstrukce vlastní tíhou

Tíha boků nátoky:

Plocha stěny v řezu - vyšší	1,68 m
Plocha stěny v řezu - nižší	0,56 m
Délka stěny s proměnnou výškou	6,50 m
Délka stěny s konstantní výškou	0,50 m
Objemová tíha stěn	25 KN/m ³
Součinitel – příznivé působení stálého zatížení	0,9 [-]
$F_{\text{BOK}} = (((1,68 + 0,56)/2) * 65 + 1,68 * 0,5) * 25 = 203 \text{ KN}$	

Rozdíl výšky základů:

Rozdíl výšky základu požeráku:	0,46 m
Délka základu požeráku:	3,30 m
Šířky základu požeráku:	1,90 m
Objemová tíha stěn	25 KN/m ³
Součinitel – příznivé působení stálého zatížení	0,9 [-]
$F_{\text{ZÁKLAD}} = 0,46 * 3,3 * 1,9 / 2 * 25 = 36,05 \text{ KN}$	

Tíha boku požeráku:

Plocha stěny v řezu:	2,11 m
Délka stěny požeráku:	1,60 m
Objemová tíha stěn	25 KN/m ³
Součinitel – příznivé působení stálého zatížení	0,9 [-]
$F_{\text{POŽER_BOK}} = 2,11 * 1,6 * 25 = 84,40 \text{ KN}$	

Tíha čela požeráku:

Plocha zadní stěny v řezu:	2,65 m
Délka zadní stěny:	0,90 m
Tloušťka přední stěny:	0,20 m
Délka přední stěny:	0,90 m
Výška přední stěny:	4,30 m
Objemová tíha stěn	25 KN/m ³
Součinitel – příznivé působení stálého zatížení	0,9 [-]
$F_{\text{ČELA}} = (2,65 * 0,9 / 2 + 0,2 * 0,9 / 2 * 4,3) * 25 = 39,42 \text{ KN}$	

Tíha střední zdi požeráku:

Tloušťka střední stěny:	0,20 m
Délka střední stěny:	0,90 m
Výška střední stěny:	3,57 m
Objemová tíha stěn	25 KN/m ³
Součinitel – příznivé působení stálého zatížení	0,9 [-]
$F_{\text{STŘED}} = 3,57 * 0,2 * 0,9 / 2 * 25 = 8,00 \text{ KN}$	

Materiál konstrukce

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

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

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku $f_{\text{ck}} = 30,00 \text{ MPa}$

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

Ocel podélná : B500

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

Počátek [0,0] je v nejhořejším pravém bodu zdi.

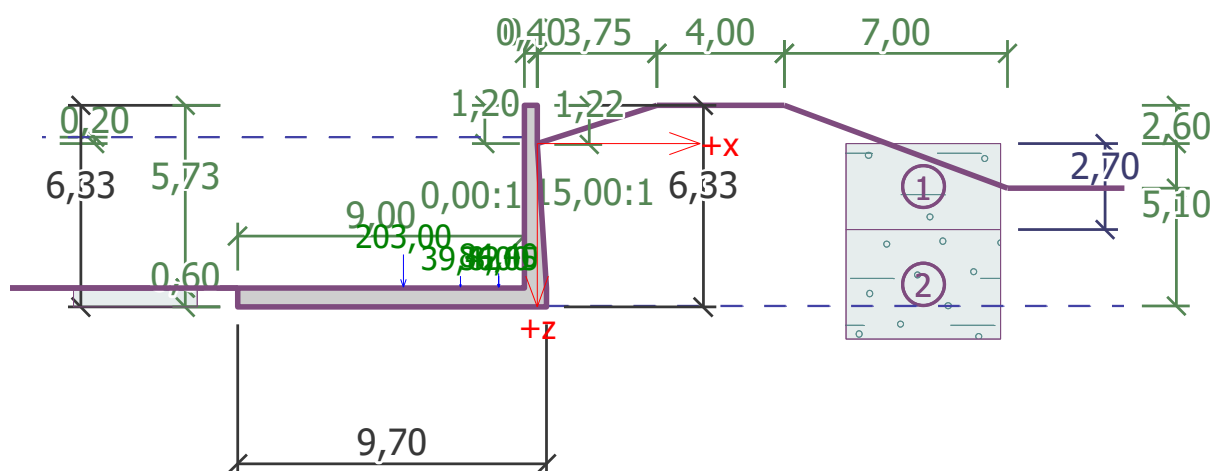
Plocha řezu zdi = 8,79 m².

Tvar terénu

Hloubka terénu pod horní hranou konstrukce $h = 1,20$ m.

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	0,01	0,00
3	3,76	-1,20
4	7,76	-1,20
5	14,76	1,40
6	15,76	1,40

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



a) SITUACE 1

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 5,10 m

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

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

Vztlak v základové spáře od rozdílných tlaků je uvažován lineární.

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: klidový

Zemina na líci konstrukce - Třída F4, konzistence pevná, $S_r > 0,8$

Výška zeminy před zdí $h = 0,60$ m

Terén před konstrukcí je rovný.

Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla nová	změna	Název	Působ.	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
1	Ano		boky nátoky	stálé	0,00	203,00	0,00	-4,20	4,50
2	Ano		rozdíl výšky základu	stálé	0,00	36,05	0,00	-1,20	4,50
3	Ano		bok požeráku	stálé	0,00	84,40	0,00	-1,20	4,50
4	Ano		čelo požeráku	stálé	0,00	39,42	0,00	-2,40	4,50

Číslo	Síla		Název	Působ.	F_x	F_z	M	x	z
	nová	změna			[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[m]	[m]
5	Ano		střední zeď požeráku	stálé	0,00	8,00	0,00	-1,20	4,50

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Zeď 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.- zeď	0,00	-1,28	199,27	6,36	0,900	0,900	1,350
Odpor na líci	-0,96	-0,20	0,00	0,00	0,900	0,900	1,350
Aktivní tlak	65,62	-1,24	14,97	9,64	1,350	1,350	1,350
Tlak vody	-141,84	-1,77	-7,44	9,60	1,000	1,000	1,350
Vztlak vody	0,00	0,00	-257,07	3,23	1,350	1,350	1,000
boky nátoky	0,00	-0,63	203,00	5,20	0,900	0,900	1,350
rozdíl výšky základu	0,00	-0,63	36,05	8,20	0,900	0,900	1,350
bok požeráku	0,00	-0,63	84,40	8,20	0,900	0,900	1,350
čelo požeráku	0,00	-0,63	39,42	7,00	0,900	0,900	1,350
střední zeď požeráku	0,00	-0,63	8,00	8,20	0,900	0,900	1,350

Posouzení celé zdi**Posouzení na překlopení**Moment vzdorující $M_{res} = 2436,67$ kNm/mMoment klopící $M_{ovr} = 980,74$ kNm/m**Zeď na překlopení VYHOVUJE****Posouzení na posunutí**Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 153,40$ kN/mVodor. síla posunující $H_{act} = -54,11$ kN/m**Zeď na posunutí VYHOVUJE****Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE**

Maximální napětí v základové spáře : 53,89 kPa

Únosnost základové půdy (Fáze budování 1)**Síly působící ve středu základové spáry**

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	-300,37	409,97	-115,77	0,000	151,80
2	-210,04	266,15	-57,78	0,000	98,55

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	-230,85	285,12	-85,76

Posouzení plošného základu

Geometrie konstrukce

Typ základu: centrická patka

Délka patky $x = 2,70$ m
 Šířka patky $y = 1,90$ m
 Šířka sloupu ve směru x $c_x = 2,70$ m
 Šířka sloupu ve směru y $c_y = 1,90$ m
 Objem patky $= 5,39$ m³

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		ZS 1	Návrhové	357,71	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Ano		ZS 2	Návrhové	213,89	0,00	0,00	0,00	0,00
3	Ano		ZS 3	Užitné	232,87	0,00	0,00	0,00	0,00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 5,10 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e _x [m]	e _y [m]	σ [kPa]	R _d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
ZS 1	Ano	0,00	0,00	89,08	240,67	37,01	Ano
ZS 1	Ne	0,00	0,00	89,08	240,67	37,01	Ano
ZS 2	Ano	0,00	0,00	61,04	240,67	25,36	Ano
ZS 2	Ne	0,00	0,00	61,04	240,67	25,36	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 99,27$ kN

Spočtená tíha nadloží $Z = 0,00$ kN

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obecný

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (ZS 1)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 2,72$ m

Dosah smykové plochy $l_{sp} = 7,84$ m

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 240,67$ kPa

Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 89,08$ kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,000 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,000 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Výpočet proveden s uvažováním koeficientu κ_1 (vliv hloubky založení).

Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 99,27 \text{ kN}$

Spočtená tíha nadloží $Z = 0,00 \text{ kN}$

Sednutí středu hrany x - 1 = 5,4 mm

Sednutí středu hrany x - 2 = 5,4 mm

Sednutí středu hrany y - 1 = 4,7 mm

Sednutí středu hrany y - 2 = 4,7 mm

Sednutí středu základu = 9,3 mm

Sednutí charakterist. bodu = 6,1 mm

(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 7,79 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky tuhý ($k=249,19$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=715,10$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,000 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,000 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 6,1 mm

Hloubka deformační zóny = 2,74 m

Natočení ve směru x = 0,000 (\tan^*1000); ($3,8E-17^\circ$)

Natočení ve směru y = 0,000 (\tan^*1000); ($2,7E-17^\circ$)

b) SITUACE 2

Vliv vody

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

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

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

Vztlak v základové spáře od rozdílných tlaků je uvažován lineární.

Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla		Název	Působ.	F_x	F_z	M	x	z
	nová	změna			[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[m]	[m]
1	Ne	Ne	boky nátoky	stálé	0,00	203,00	0,00	-4,20	4,50
2	Ne	Ne	rozdíl výšky základu	stálé	0,00	36,05	0,00	-1,20	4,50
3	Ne	Ne	bok požeráku	stálé	0,00	84,40	0,00	-1,20	4,50

Číslo	Síla		Název	Působ.	F_x	F_z	M	x	z
	nová	změna			[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[m]	[m]
4	Ne	Ne	čelo požeráku	stálé	0,00	39,42	0,00	-2,40	4,50
5	Ne	Ne	střední zeď požeráku	stálé	0,00	8,00	0,00	-1,20	4,50

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Zeď se může přemístit, je počítána na zatížení aktivním tlakem.

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.- zeď	0,00	-1,42	118,28	6,44	0,900	0,900	1,350
Odpor na líci	-0,96	-0,20	0,00	0,00	0,900	0,900	1,350
Aktivní tlak	14,71	-0,94	3,12	9,67	0,900	1,350	1,350
Tlak vody	0,00	-5,13	0,00	9,40	1,350	1,350	1,350
boky nátoky	0,00	-0,63	203,00	5,20	0,900	0,900	1,350
rozdíl výšky základu	0,00	-0,63	36,05	8,20	0,900	0,900	1,350
bok požeráku	0,00	-0,63	84,40	8,20	0,900	0,900	1,350
čelo požeráku	0,00	-0,63	39,42	7,00	0,900	0,900	1,350
střední zeď požeráku	0,00	-0,63	8,00	8,20	0,900	0,900	1,350

Posouzení celé zdi**Posouzení na překlopení**Moment vzdorující $M_{res} = 2042,16$ kNm/mMoment klopící $M_{ovr} = 12,29$ kNm/m**Zeď na překlopení VYHOVUJE****Posouzení na posunutí**Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 276,42$ kN/mVodor. síla posunující $H_{act} = 18,99$ kN/m**Zeď na posunutí VYHOVUJE****Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE**

Maximální napětí v základové spáře : 68,51 kPa

Únosnost základové půdy (Fáze budování 2)**Síly působící ve středu základové spáry**

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	82,55	417,96	26,30	0,073	181,27
2	66,86	310,97	26,30	0,080	136,95

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	61,15	309,60	19,48

Posouzení plošného základu

Posouzení čís. 1

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e_x [m]	e_y [m]	σ [kPa]	R_d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
ZS 1	Ano	-0,20	0,00	181,27	203,90	88,90	Ano
ZS 1	Ne	-0,20	0,00	181,27	203,90	88,90	Ano
ZS 2	Ano	-0,21	0,00	136,95	194,07	70,57	Ano
ZS 2	Ne	-0,21	0,00	136,95	194,07	70,57	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 36,86$ kN/m

Spočtená tíha nadloží $Z = 0,00$ kN/m

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (ZS 1)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 3,87$ m

Dosah smykové plochy $l_{sp} = 11,14$ m

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 203,90$ kPa

Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 181,27$ kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,080 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,080 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Výpočet proveden s uvažováním koeficientu κ_1 (vliv hloubky založení).

Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 36,86$ kN/m

Spočtená tíha nadloží $Z = 0,00$ kN/m

Sednutí středu délkové hrany $= 17,6$ mm

Sednutí středu šířkové hrany 1 $= 28,6$ mm

Sednutí středu šířkové hrany 2 $= 21,9$ mm

(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 7,79$ MPa

Základ je ve směru délky tuhý ($k=249,01$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=4904,90$)

Posouzení excentricity zatíženíMax. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,073 < 0,333$ Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$ Max. prostorová excentricita $e_t = 0,073 < 0,333$ **Excentricita zatížení základu VYHOVUJE****Celkové sednutí a natočení základu:**

Sednutí základu = 26,0 mm

Hloubka deformační zóny = 8,65 m

Natočení ve směru šířky = 2,488 (tan*1000); (1,4E-01 °)

c) SITUACE 3**Vliv vody**

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

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 4,50 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

Vztlak v základové spáře od rozdílných tlaků je uvažován parabolický.

Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla nová změna		Název	Působ.	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
1	Ne	Ne	boky nátoky	stálé	0,00	203,00	0,00	-4,20	4,50
2	Ne	Ne	rozdíl výšky základu	stálé	0,00	36,05	0,00	-1,20	4,50
3	Ne	Ne	bok požeráku	stálé	0,00	84,40	0,00	-1,20	4,50
4	Ne	Ne	čelo požeráku	stálé	0,00	39,42	0,00	-2,40	4,50
5	Ne	Ne	střední zeď požeráku	stálé	0,00	8,00	0,00	-1,20	4,50

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : mimořádná

Zeď se může přemístit, je počítána na zatížení aktivním tlakem.

Posouzení čís. 1 (Fáze budování 3)**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.- zeď	0,00	-1,66	143,77	6,94	1,000	1,000	1,000
Odpor na líci	-0,96	-0,20	0,00	0,00	1,000	1,000	1,000
Aktivní tlak	14,71	-0,94	3,12	9,67	1,000	1,000	1,000
Tlak vody	140,06	-1,80	7,44	9,60	1,000	1,000	1,000
Vztlak vody	0,00	0,00	-151,98	7,28	1,000	1,000	1,000
boky nátoky	0,00	-0,63	203,00	5,20	1,000	1,000	1,000
rozdíl výšky základu	0,00	-0,63	36,05	8,20	1,000	1,000	1,000
bok požeráku	0,00	-0,63	84,40	8,20	1,000	1,000	1,000
čelo požeráku	0,00	-0,63	39,42	7,00	1,000	1,000	1,000
střední zeď požeráku	0,00	-0,63	8,00	8,20	1,000	1,000	1,000

Posouzení celé zdi**Posouzení na překlopení**

Moment vzdorující $M_{res} = 3484,61 \text{ kNm/m}$

Moment klopící $M_{ovr} = 1371,31 \text{ kNm/m}$

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 267,77 \text{ kN/m}$

Vodor. síla posunující $H_{act} = 153,81 \text{ kN/m}$

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 38,47 kPa

Únosnost základové půdy (Fáze budování 3)

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	498,30	420,10	243,93	0,439	1279,30
2	500,89	289,39	243,93	0,641	10000,00

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	376,52	300,22	180,69

Posouzení plošného základu

Posouzení čís. 1

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e_x [m]	e_y [m]	σ [kPa]	R_d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
ZS 1	Ano	-0,53	0,00	146,23	240,23	60,87	Ano
ZS 1	Ne	-0,53	0,00	146,23	240,23	60,87	Ano
ZS 2	Ano	-0,76	0,00	143,58	214,92	66,81	Ano
ZS 2	Ne	-0,76	0,00	143,58	214,92	66,81	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnejpříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 70,02 \text{ kN}$

Spočtená tíha nadloží $Z = 0,00 \text{ kN}$

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejpříznivější zatěžovací stav číslo 2. (ZS 2)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 2,72 \text{ m}$

Dosah smykové plochy $l_{sp} = 7,84 \text{ m}$

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 214,92 \text{ kPa}$

Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 143,58 \text{ kPa}$

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,281 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,281 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnejpříznivějších zatěžovacích stavů.

Výpočet proveden s uvažováním koeficientu κ_1 (vliv hloubky založení).

Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 70,02 \text{ kN}$

Spočtená tíha nadloží $Z = 0,00 \text{ kN}$

Výpočet proveden za vyloučení tahu.

Rozměry patky po vyloučení tažených okrajů:

Délka patky $(x) = 2,37 \text{ m}$

Šířka patky $(y) = 1,90 \text{ m}$

Sednutí středu hrany x - 1 = 6,0 mm

Sednutí středu hrany x - 2 = 6,0 mm

Sednutí středu hrany y - 1 = 9,1 mm

Sednutí středu hrany y - 2 = -1,3 mm

Sednutí středu základu = 10,4 mm

Sednutí charakterist. bodu = 7,0 mm

(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 7,79 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky tuhý ($k=249,19$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=715,10$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,208 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,208 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 7,0 mm

Hloubka deformační zóny = 2,95 m

Natočení ve směru x = 3,858 (\tan^*1000); (2,2E-01 °)

Natočení ve směru y = 0,000 (\tan^*1000); (0,0E+00 °)

D.6.7. Posouzení zdi požeráku

Jedná se o železobetonovou monolitickou konstrukci z betonu C 30/37 XC4 XF3 XA1 tvořící vůči vodorovnému zatížení ve všech směrech rám s stěnami proměnné tloušťky 0,3-0,6 m. Jsou posouzeny tři charakteristické řezy, a to v patě boční stěny (největší zemní a hydrostatický tlak), v polovině boční stěny (nejdelší rozpětí, neboť není uvažována střední zeď jako podpora) a v patě návodní stěny (nejmenší tloušťka stěny). Jako zatížení je uvažován hydrostatický tlak a zemní tlak.

Výpočet zemního tlaku v klidu:

$$f_0 = \gamma \cdot H^2 \cdot K_0$$

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 22^\circ = 0,625$$

$$H = 1,70 \text{ m (uprostřed stěny)}$$

$$H = 4,20 \text{ m (v patě stěny)}$$

$$f_{01} = 18,5 \cdot 1,7^2 \cdot 0,625 = 33,42 \text{ kN/m}$$

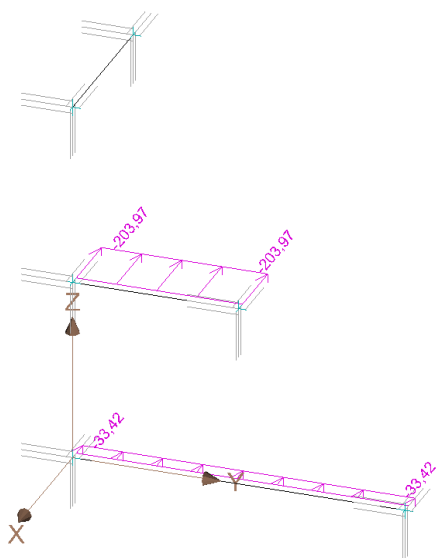
$$f_{02} = 18,5 \cdot 4,2^2 \cdot 0,625 = 203,97 \text{ kN/m}$$

Výpočet hydrostatického tlaku:

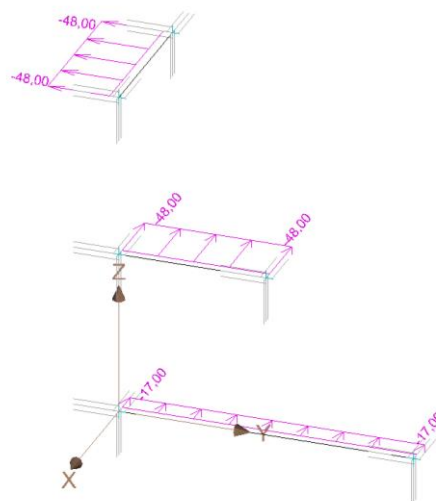
$$f_h = h \cdot \varphi \cdot g$$

$$f_{h1} = 1,7 \cdot 10 \cdot 1000 = 17 \text{ kN/m}$$

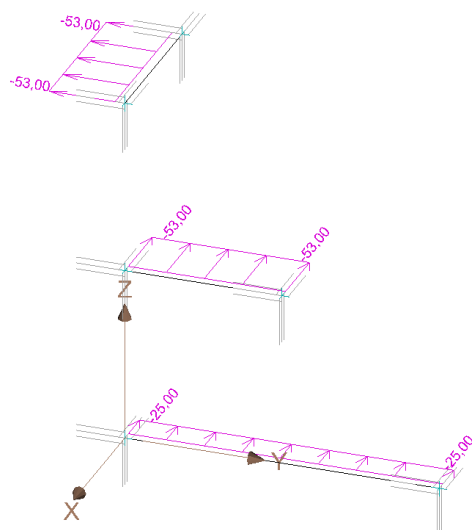
$$f_{h2} = 4,8 \cdot 10 \cdot 1000 = 48 \text{ kN/m}$$



Zatížení zemním tlakem

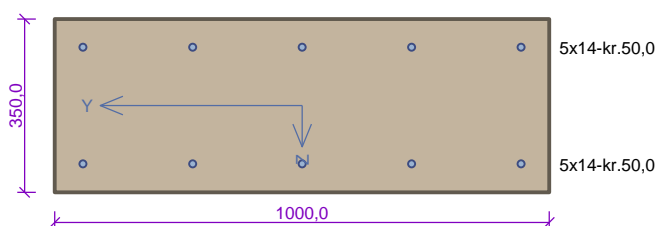


Zatížení hydrostatickým tlakem



Zatížení hydrostatickým tlakem při maximální hladině – mimořádná situace

Kritický řez dílce "1:DD" (0,000m)



Typ prvku: stěna
Prostředí: XC4, XF3, XA1

Beton: C 30/37

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

Ocel podélná: B500B ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)

Ocel příčná: B500 ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)

Vzpěr

Vzpěr není uvažován

S tlačnou výztuží je počítáno.

Průřez bez smykové výztuže.

Posouzení min. a max. stupně výztužení

Stěna (celková výztuž):

$\rho_s = 0,0044 \geq \rho_{s,min} = 0,002 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

$\rho_s = 0,0044 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Minimální plocha vodorovné výztuže: $A_{sh,min} = 384,8 \text{ mm}^2$

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Posouzení
1	Kombinace č.1 - G1+G2	0,00	0,00	-18,38	-107,13	-61,26	-138,62	Vyhovuje
2	Kombinace č.2 - A3+G1	0,00	0,00	-15,77	-124,72	-52,58	-159,72	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

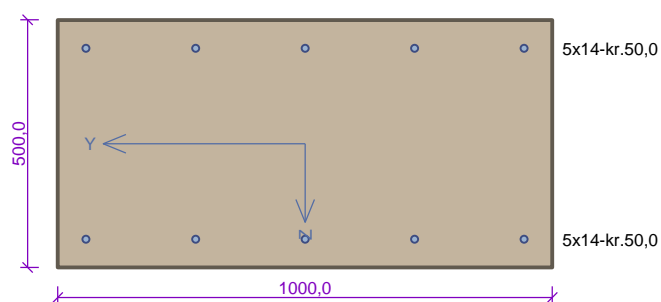
Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	$\Delta\epsilon$ [-]	$s_{r,max}$ [m]	w [mm]	Posouzení
1	Kombinace č.1 - G1+G2	0,00	-13,61	$191 \cdot 10^{-6}$	0,548	0,104	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}						0,300	

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

VYHOVUJE

Kritický řez dílce "2:DD" (0,000m)

Typ prvku: stěna
Prostředí: XC4, XF3, XA1

Beton: C 30/37

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

Ocel podélná: B500B ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)

Ocel příčná: B500 ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)

Vzpěr

Vzpěr není uvažován

S tlačnou výztuží je počítáno.

Spony

Profil: 8 mm; Vzdálenost: 180,0 mm; Střihy: 5

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Stěna (celková výztuž):

$\rho_s = 0,00308 \geq \rho_{s,min} = 0,002 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

$\rho_s = 0,00308 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Minimální plocha vodorovné výztuže: $A_{sh,min} = 500 \text{ mm}^2$

Posouzení konstrukčních zásad třmínků

Minimální průměr třmínků $d = 6 \text{ mm} \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Maximální vzdálenost třmínků $s_{cl,max} = 210,0 \text{ mm} \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Posouzení mezního stavu únosnosti

Č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Posouzení
1	Kombinace č.1 - G1+G2	0,00	0,00	-22,96	-162,08	-153,07	-453,78	Vyhovuje
2	Kombinace č.2 - A3+G1	0,00	0,00	-17,35	-188,35	-115,64	-522,92	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

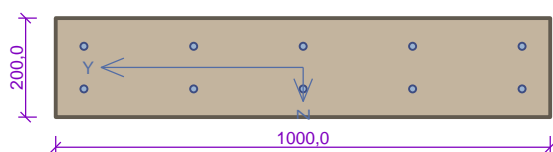
Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení šířky trhlin

Č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	$\Delta\epsilon$ [-]	$s_{r,max}$ [m]	w [mm]	Posouzení
1	Kombinace č.1 - G1+G2	0,00	-17,01	$157 \cdot 10^{-6}$	0,548	0,086	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}						0,300	

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

VYHOVUJE

Kritický řez dílce "3:DD" (0,000m)

5x14-kr.50,0

5x14-kr.50,0

Typ prvku: stěna
Prostředí: XC4, XF3

Beton: C 30/37 $f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 33000 \text{ MPa}$ **Ocel podélná: B500B** ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)**Ocel příčná: B500** ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)**Vzpěr**

Vzpěr není uvažován

S tlačnou výztuží je počítáno.

Průřez bez smykové výztuže.

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Stěna (celková výztuž):

 $\rho_s = 0,0077 \geq \rho_{s,min} = 0,002 \Rightarrow$ **Vyhovuje** $\rho_s = 0,0077 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow$ **Vyhovuje**Minimální plocha vodorovné výztuže: $A_{sh,min} = 384,8 \text{ mm}^2$ **Posouzení mezního stavu únosnosti**

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Posouzení
1	Kombinace č.1 - G1+G2	0,00	0,00	-4,37	-54,40	29,16	86,75	Vyhovuje
2	Kombinace č.2 - A3+G1	0,00	0,00	-3,58	-63,85	23,85	108,43	Vyhovuje

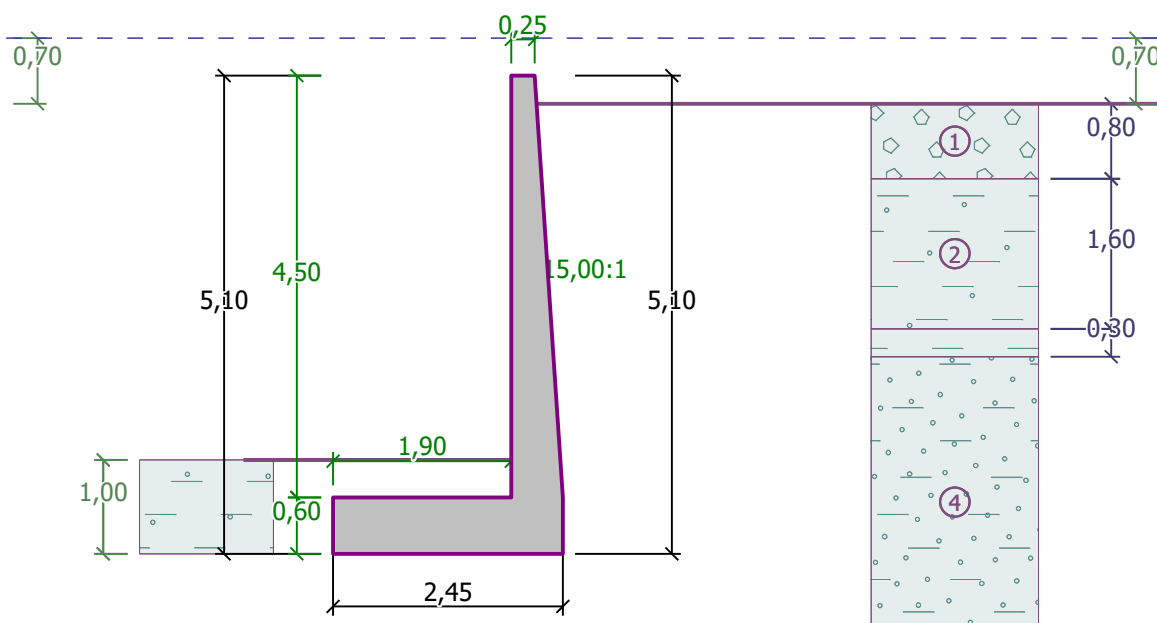
Mezní stav únosnosti VYHOVUJE**Posouzení mezního stavu použitelnosti****Mezní stav omezení šířky trhlin**

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	$\Delta\epsilon$ [-]	$s_{r,max}$ [m]	w [mm]	Posouzení
1	Kombinace č.1 - G1+G2	0,00	-3,24	$89,8 \cdot 10^{-6}$	0,416	0,037	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}						0,300	

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE**VYHOVUJE**

D.6.8. Posouzení železobetonového nátku

Jedná se o železobetonovou konstrukci z betonu C 30/37 XC4 XF3 XA1 tvořící rám tvaru obráceného U proměnné výšky 1,8-5,1 m a proměnné tloušťky stěn 0,25-0,5 m a dnem tloušťky 0,6 m. Vzdálenost zdí je 0,7 m. Jsou posouzeny zatěžovací případy, kdy obě zdi jsou zatíženy zemním tlakem 30 cm pod úroveň koruny a v první fázi je úroveň hladiny vody H_z pro běžnou hladinu v nádrži (situace stálá), v druhé fázi je úroveň hladiny H_{sn} pro minimální hladinu vody v nádrži (situace stálá). Třetí fáze je uvažována jako situace kdy těleso hráze je zcela nasyceno pro běžnou hladinu a nádrž je zcela vypuštěna (situace mimořádná). Třetí fáze je pouze pro stanovení vnitřních sil na průřezích. Posunutí a překlopení ve všech fázích je posouzeno velmi zjednodušeně a slouží především pro stanovení napětí v konstrukci. Pro skutečnou situaci by na druhé straně působilo totožné zatížení v opačném směru a celé konstrukce se tak nemá kam posunout nebo překlomit. Vnitřní v průřezu stěny a dna jsou převzaty do modulu Beton a posouzeny i s ohledem na vznik a šířku trhlin.



Výpočet úhlové zdi

Vstupní data

Materiál konstrukce

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

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

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

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

Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	-0,02	-0,30
2	0,28	4,20
3	0,28	4,80
4	-2,17	4,80
5	-2,17	4,20
6	-0,27	4,20
7	-0,27	-0,30

Počátek [0,0] je v nejhořejším pravém bodu zdi.
 Plocha řezu zdi = 3,27 m².

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.
 Hloubka terénu pod horní hranou konstrukce $h = 0,30$ m.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce -0,70 m
 Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce -0,70 m
 Podloží u paty konstrukce je nepropustné.
 Vztlak v základové spáře od rozdílných tlaků není uvažován.

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: klidový
 Zemina na líci konstrukce - Třída F4, konzistence pevná, $S_r > 0,8$
 Výška zeminy před zdí $h = 1,00$ m
 Terén před konstrukcí je rovný.

Nastavení výpočtu fáze

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

Posouzení čís. 1 (Fáze budování 1)**Průběh tlaku v klidu na líci konstrukce****Průběh aktivního tlaku za konstrukcí (bez přetížení)****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.- zeď	0,00	-1,55	42,51	1,71	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-2,66	-0,33	0,00	0,95	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	11,62	-1,24	2,62	2,39	1,350	1,350	1,350
Tlak vody	0,00	-4,80	0,00	2,17	1,000	1,000	1,350

Posouzení celé zdi**Posouzení na překlopení**

Moment vzdorující $M_{res} = 58,00$ kNm/m
 Moment klopící $M_{ovr} = 18,51$ kNm/m

Zeď na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutíVodor. síla vzdorující $H_{res} = 39,15 \text{ kN/m}$ Vodor. síla posunující $H_{act} = 13,04 \text{ kN/m}$ **Zed' na posunutí VYHOVUJE****Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE**

Maximální napětí v základové spáře : 24,87 kPa

Únosnost základové půdy (Fáze budování 1)**Síly působící ve středu základové spáry**

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	-13,84	60,93	12,11	0,000	24,87
2	-6,28	46,05	13,04	0,000	18,79

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	-10,25	45,13	8,97

Posouzení únosnosti základové půdy

Tvar napětí v základové půdě : obdélník

Posouzení excentricityMax. excentricita normálové síly $e = 0,000$ Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$ **Excentricita normálové síly VYHOVUJE****Posouzení únosnosti základové spáry**Únosnost základové půdy $R = 100,00 \text{ kPa}$ Součinitel redukce odporu základové půdy $\gamma_{Rv} = 1,40$ Max. napětí v základové spáře $\sigma = 24,87 \text{ kPa}$ Návrhová únosnost základové půdy $R_d = 71,43 \text{ kPa}$ **Únosnost základové půdy VYHOVUJE****Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE****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	-1,83	47,36	1,75	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-2,66	-0,33	0,00	0,95	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	23,65	-1,33	5,36	2,38	1,350	1,350	1,350
Tlak vody	0,00	-4,80	0,00	2,17	1,000	1,000	1,350

Posouzení celé zdi**Posouzení na překlpení**Moment vzdorující $M_{res} = 71,42 \text{ kNm/m}$ Moment klopící $M_{ovr} = 41,60 \text{ kNm/m}$ **Zed' na překlpení VYHOVUJE**

Posouzení na posunutíVodor. síla vzdorující $H_{res} = 40,85 \text{ kN/m}$ Vodor. síla posunující $H_{act} = 29,27 \text{ kN/m}$ **Zedř na posunutí VYHOVUJE****Celkové posouzení - ZEDŘ VYHOVUJE**

Maximální napětí v základové spáře : 29,06 kPa

Únosnost základové půdy (Fáze budování 2)**Síly působící ve středu základové spáry**

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [–]	Napětí [kPa]
1	-0,46	71,18	28,34	0,000	29,06
2	8,50	54,61	29,27	0,064	25,53

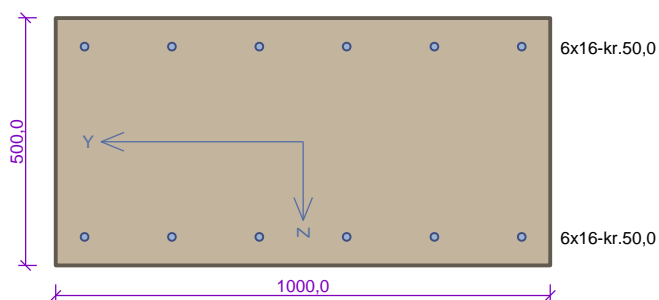
Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	-0,34	52,73	20,99

Posouzení únosnosti základové půdy

Tvar napětí v základové půdě : obdélník

Posouzení excentricityMax. excentricita normálové síly $e = 0,064$ Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$ **Excentricita normálové síly VYHOVUJE****Posouzení únosnosti základové spáry**Únosnost základové půdy $R = 100,00 \text{ kPa}$ Součinitel redukce odporu základové půdy $\gamma_{Rv} = 1,40$ Max. napětí v základové spáře $\sigma = 29,06 \text{ kPa}$ Návrhová únosnost základové půdy $R_d = 71,43 \text{ kPa}$ **Únosnost základové půdy VYHOVUJE****Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE**

Kritický řez dílce "Dílec 1" (0,000m)

Typ prvku: stěna
Prostředí: XC2, XA1

Beton: C 30/37

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

Ocel podélná: B500B ($f_{yk} = 500,0$ MPa; $E_s = 200000$ MPa)

Ocel příčná: B500 ($f_{yk} = 500,0$ MPa; $E_s = 200000$ MPa)

Vzpěr

Vzpěrná délka: $l_{ef} = 4,50 \times 2,00 = 9,00$ m

S tlačnou výztuží je počítáno.

Průřez bez smykové výztuže.

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Stěna (celková výztuž):

$\rho_s = 0,00483 \geq \rho_{s,min} = 0,002 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

$\rho_s = 0,00483 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Minimální plocha vodorovné výztuže: $A_{sh,min} = 603,2$ mm²

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Posouzení
1	Zat. případ 1	-55,08	-10965,10	113,59	250,43	74,36	190,61	Vyhovuje
2	Zat. případ 3	-55,08	-10965,10	179,11	250,43	110,51	190,61	Vyhovuje
3	Zat. případ 4	-55,08	-13465,10	279,74	289,05	197,63	230,82	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Posouzení mezního stavu použitelnosti

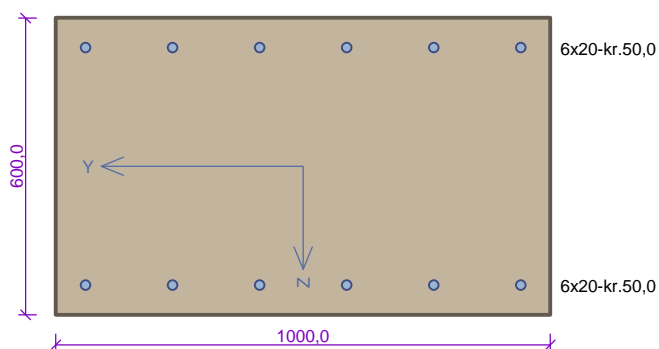
Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	$\Delta\varepsilon$ [–]	$s_{r,max}$ [m]	w [mm]	Posouzení
1	Zat. případ 2	-55,08	113,59	$608 \cdot 10^{-6}$	0,434	0,264	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}						0,300	

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

VYHOVUJE

Kritický řez dílce "Dílec 2" (0,950m)



Typ prvku: deska
Prostředí: XC2, XA1

Beton: C 30/37

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

Ocel podélná: B500B ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)

Ocel příčná: B500 ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)

Vzpěr

Vzpěr není uvažován

S tlačnou výztuží je počítáno.

Průřez bez smykové výztuže.

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

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

$\rho_{s,t} = 0,00349 \geq \rho_{s,min} = 0,00151$

$\rho_{s,t,CSN} = 0,00314 \geq \rho_{s,min,CSN} = 0,0018 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

$\rho_s = 0,00628 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Posouzení
1	Zat. případ 1	-148,72	-13507,96	130,30	479,73	0,00	0,00	Vyhovuje
2	Zat. případ 3	-221,02	-13507,96	195,74	496,65	0,00	0,00	Vyhovuje
3	Zat. případ 5	-348,30	-16507,96	306,15	597,04	0,00	0,00	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení šířky trhlin

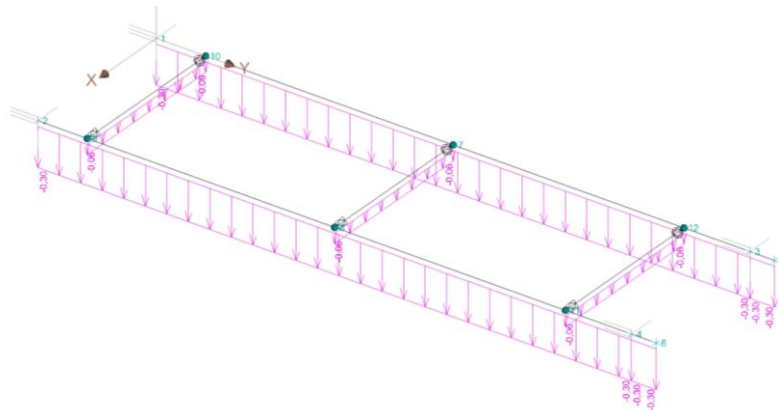
č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	$\Delta\varepsilon$ [-]	$s_{r,max}$ [m]	w [mm]	Posouzení
1	Zat. případ 2	-148,72	130,30	$295 \cdot 10^{-6}$	0,378	0,111	Vyhovuje
2	Zat. případ 4	-221,02	195,74	$445 \cdot 10^{-6}$	0,378	0,168	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}						0,300	

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

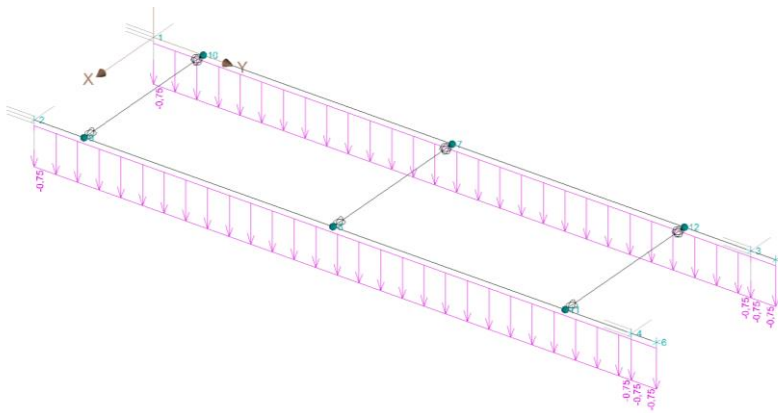
VYHOVUJE

D.6.9. Posouzení ocelové lávky na požerák

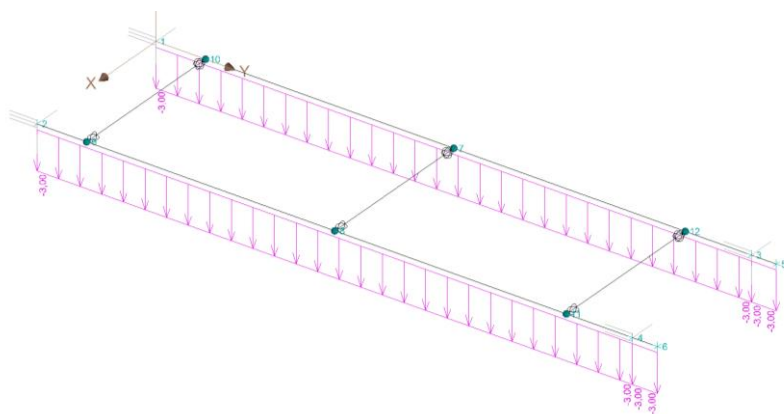
Jedná se o ocelovou lavku tvořenou dvojicí nosníku profilu UPE 240. Délka lávky na požerák je 3,7 m a šířka 1,0 m. Uložení nosníků lávek je uvažováno ve směru osy hlavního nosníku jako kluzné pro umožnění pohybu vlivem teplotních změn. Na lávce na požerák je uvažováno užité zatížení 3,0 kN/m². Pro lávku je uvažováno stálé zatížení od pochozí vrstvy z pororostů ve velikosti 50 kg/m² a zábradlí ve velikosti 50 kg/m. Na lávce na požerák jsou uvažovány na krajích a v polovině rozpětí rozpětí nosníku příčné výtzuhy IPN80. Dále je uprostřed nosníku uvažován kroutící moment od zábradlí ve velikosti 0,5 kNm/m.



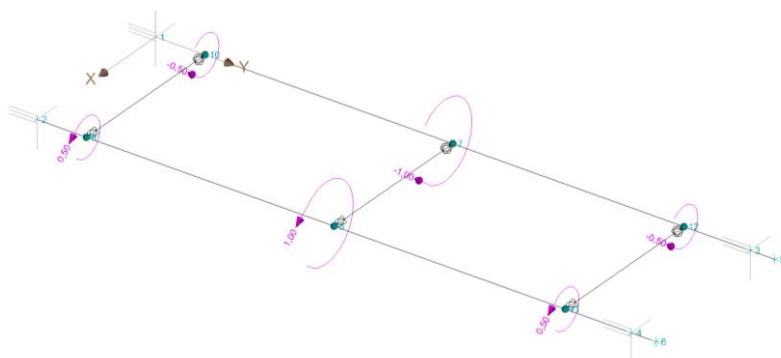
ZS1 – zatížení vlastní tíhou



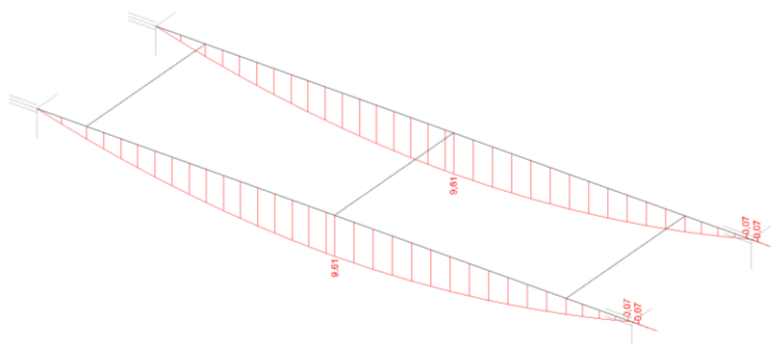
ZS2 – zatížení stálé (pororošty+ zábradlí)



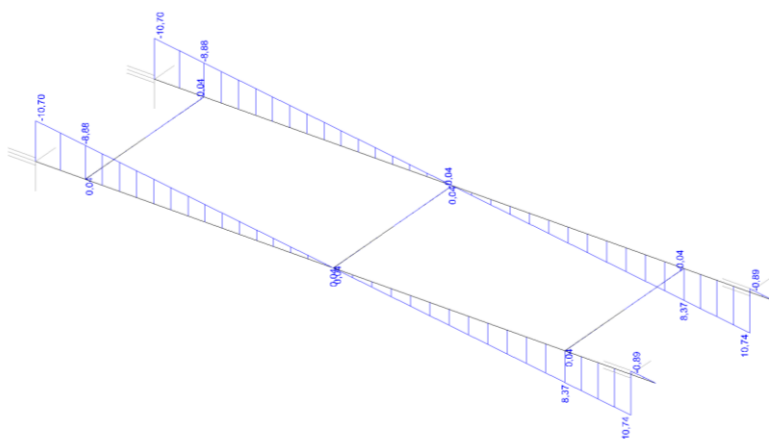
ZS3 – užité zátížení



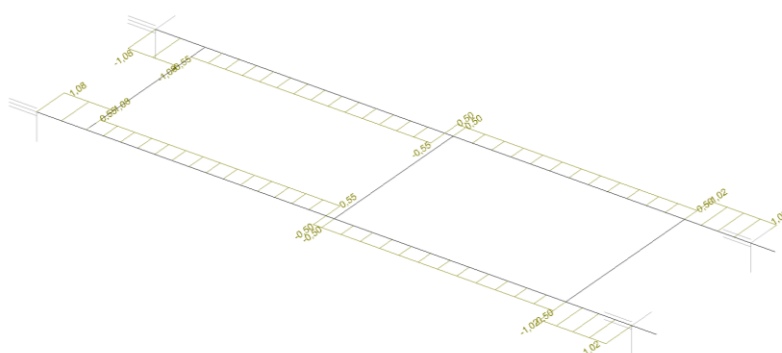
ZS4 – užité zátížení zábradlí



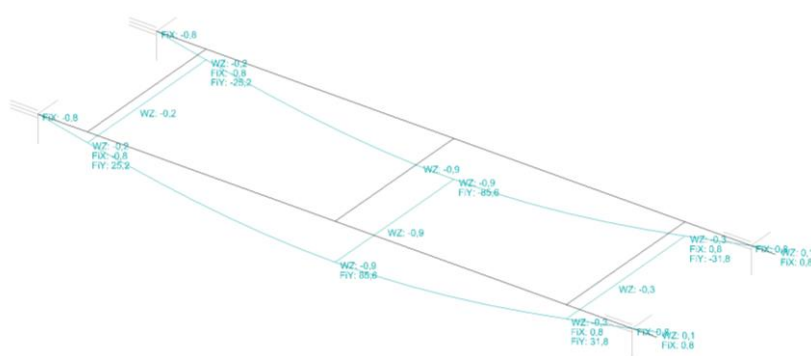
Výsledky MSÚ – ohybový moment



Výsledky MSÚ – posouvající síla

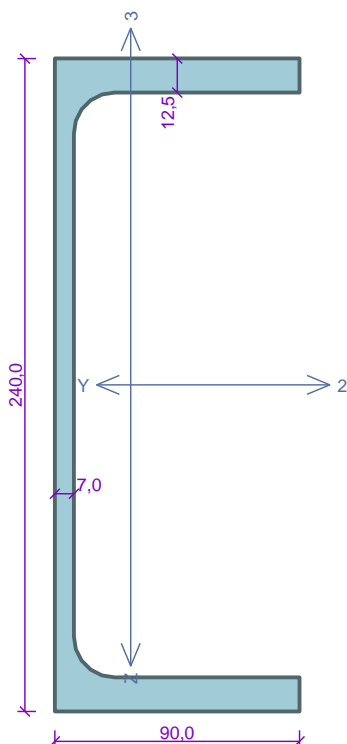


Výsledky MSÚ – kroutící moment



Výsledky MSP – deformace

Kritický řez dílce "1:DD" - průřez 1 (0,000m)



Norma EN 1993-1-1/Česko.

Únosnost průřezu : $\gamma_{M0} = 1,000$ Únosnost průřezu při posuzování stability : $\gamma_{M1} = 1,000$ Únosnost oslabeného průřezu : $\gamma_{M2} = 1,250$ **Průřez UPE 240**Průřezová plocha: $A = 3,850E03 \text{ mm}^2$

Poloha těžiště:

 $y_T = 27,9 \text{ mm}$ $z_T = 120,0 \text{ mm}$

Momenty setrvačnosti:

 $I_y = 3,600E07 \text{ mm}^4$ $I_z = 3,110E06 \text{ mm}^4$

Průřezové moduly:

 $W_{y,1} = -2,999E05 \text{ mm}^3$ $W_{z,1} = 5,008E04 \text{ mm}^3$ $W_{y,2} = 2,999E05 \text{ mm}^3$ $W_{z,2} = -1,114E05 \text{ mm}^3$

Moment tuhosti v prostém kroucení:

 $I_k = 1,510E05 \text{ mm}^4$

Výsečový moment setrvačnosti:

 $I_\omega = 2,640E10 \text{ mm}^6$

Plastické průřezové moduly:

 $W_{pl,y} = 3,469E05 \text{ mm}^3$ $W_{pl,z} = 9,085E04 \text{ mm}^3$ **Materiál: EN 10025 : Fe 360****Materiálové charakteristiky:**Mez kluzu f_y : 235,0 MPaMez pevnosti f_u : 360,0 MPaModul pružnosti E : 210000 MPaModul pružnosti ve smyku G : 81000 MPa**Vnitřní síly v souřadném systému průřezu**

Zatěžovací případ s největším využitím

Kombinace č.2 - Q4:G1+G2+Q3

 $N = 0,000 \text{ kN}$ $V_z = -8,274 \text{ kN}$ $V_y = 0,000 \text{ kN}$ $T_t = 1,542 \text{ kNm}$ $T_\omega = 0,000 \text{ kNm}$ $M_y = 0,000 \text{ kNm}$ $M_z = 0,000 \text{ kNm}$ $B = 0,000 \text{ kNm}^2$ **Parametry vzpěru**

Délka dílce: 3,600 m

Se vzpěrem se nepočítá

Parametry klopeníSoučinitele uložení konců: $k_y = 1,0$ $k_z = 1,0$ $k_w = 0,5$ $l_{z1} = 3,600 \text{ m}$ M_y : Tvar č.4 $z_p = 1,000$ $l_{y1} = 3,600 \text{ m}$ M_z : Tvar č.4 $y_p = 1,000$ **Výsledky posouzení - Rozhodující zatěžovací případ: Kombinace č.2 - Q4:G1+G2+Q3; Třída průřezu: 1****Posudek smyku od kroucení:**Napětí: $\tau_t = 127,621 \text{ MPa}$; $\tau_w = 0,000 \text{ MPa}$ Pevnost: $\tau_{Rd} = 135,677 \text{ MPa}$ $127,621 + 0,000 < 135,677$ **Vyhovuje****Posudek smyku od posouvajících sil V_z :** $8,274 \text{ kN} < 193,507 \text{ kN}$ **Vyhovuje**

Štíhlost dílce: 126,7

Průřez vyhovuje**VYHOVUJE**

D.6.10. Závěr

Konstrukce jsou staticky posouzeny s uvažováním jílovopísčitého materiálu, obvyklého pro tělesa zemních hrází v dané lokalitě. Při provádění výkopových prací musí být provedena kontrola výkopových zemin a ověření souladu s předpokladem. Současně musí být před zahájením betonáže provedena zkouška zhutnění základové spáry a stanovena její únosnost pro ověření s předpoklady v tomto výpočtu.

Veškeré železobetonové konstrukce jsou uvažovány z betonu C 30/37 XC4 XF3 XA1 s výztuží B500 a krytím 50 mm. Ocelové konstrukce jsou uvažovány z oceli Fe360 (dle ČSN EN 10025) s antikorozní ochranou třídy C, splněnou žárovým zinkováním ponorem v tloušťce 70 µm.

Při realizaci je nutné dodržet veškeré navržené dimenze konstrukcí. Změna umístění uvedených prvků způsobí redistribuci zatížení odlišnou od předloženého statického návrhu.

Během výstavby je nutné dodržovat organizaci výstavby, aby nedocházelo k přitěžování konstrukcí např. dopravou, stavební mechanizací atd.

Všechny změny a odlišnosti oproti předpokladům projektu, zejména odlišnosti v geologické skladbě, 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.