



EVROPSKÁ UNIE
Fond soudržnosti
Operační program Životní prostředí

		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 Moravy, státní podnik, Dřevařská 11, 602 00 Břeclav						Počet A4:	51
Odpovědný projektant:	Ing. Jaroslav Vrzák				Datum:	03/2021	
Vypracoval:	Ing. Miroslav Staněk				Změna:	-	
Akce: Jez Šargoun, Malá Voda – rekonstrukce					Stupeň:	DPS	
					Č. zakázky:	H-19/021	
Název části: DOKUMENTACE OBJEKTŮ					Část:	D	
Příloha: STATICKÉ VÝPOČTY					Měřítko: -	Č. přílohy: D.1.2.c	

Statické výpočty (Dokumentace stavebního nebo inženýrského objektu)

Obsah:

1	Úvod a popis statického výpočtu	3
2	Normy, literatura, použitý sw	3
3	Morfologické poměry	3
4	Geologické poměry	4
5	Geotechnické parametry zemin	4
6	Nastavení výpočtu	5
7	Statický výpočet stability konstrukce jezu	7
8	Statický výpočet stability štětovnicové jímky u RP	15
9	Statický výpočet ocelové lávky přes štěrkovou propust	23
10	Statický výpočet železobetonové štěrkové propusti	27
11	Statický výpočet železobetonové manipulační šachty	31
12	Statický výpočet opěrné zdi na konci rybího přechodu	36
13	Statický výpočet opěrné zdi na začátku rybího přechodu	40
14	Závěr	51

1 Úvod a popis statického výpočtu

V rámci této akce dojde ke kompletní rekonstrukci stávajícího jezu Šargoun, který se nachází na významném vodním toku Malá Voda nedaleko města Litovel. Stávající jezové těleso je v havarijním stavu, a tak bude kompletně vybouráno a nahrazeno novým jezovým tělesem (SO 01.1). Součástí akce je i kompletní rekonstrukce stávající štěrkové propusti (SO 01.2) – stávající štěrková propust bude také vybourána a nahrazena novou konstrukcí stejného charakteru. Dále bude nově vybudován rybí přechod (SO 02) umožňující migraci ryb.

V bezprostřední blízkosti stávajícího jezu se nachází objekt malé vodní elektrárny Šargoun (MVE Šargoun). Bude vytvořena záchytný zemní hráz s železobetonovým objektem spodní výpusti, přemostěným dvěma ocelovými lávkami. Před nátokem do spodních výpustí jsou uvažovány ocelové česle, opřené o spodní lávku. Dále je součástí řešení bezpečnostní přeliv, jehož vývar je zajištěn opěrnou zdí.

Jako podklad pro zpracování PD byl objednatelem poskytnuta zpráva inženýrskogeologického a hydrogeologického průzkumu Litovel – Morava – PPO, průzkum (2007, GeTec GS, a.s.). Tento průzkum byl zpracován pro účely akce Morava, Litovel – Protipovodňová opatření, I. Etapa, Dokumentace k územnímu rozhodnutí.

V rámci tohoto průzkumu bylo provedeno 12 jádrových vrtů. Vrty s označením J11 a J12 byly provedeny v blízkosti jezu a MVE Šargoun. Sonda J11 se nachází na levém břehu, sonda J12 na břehu pravém. Půdorysná vzdálenost těchto sond je 78,7 m. V rámci statického výpočtu jsou posouzeny nosné konstrukce v charakteristických řezech s rozhodujícím způsobem namáhání.

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 (FINE), moduly Tížná zeď, Patky

3 Morfologické poměry

Podle regionálního členění náleží zájmové území do geomorfologických jednotek:

<i>Provincie:</i>	Západní Karpaty
<i>Soustava:</i>	Vněkarpatské sníženiny
<i>Podsoustava:</i>	Západní Vněkarpatské sníženiny
<i>Celek:</i>	Hornomoravský úval

Podcelek: Středomoravská niva

Uvedená niva je akumulární rovina podél řeky Moravy, jižněji i kolem dolní Bečvy.

4 Geologické poměry

Podle geologických map spadá zájmové území do neogénu hornomoravského úvalu. V zájmovém území jsou zastoupeny pliocenní sedimenty pestré série, které představují až sladkovodní uloženiny. Z litologického hlediska se jedná o střídání jemně až hrubě zrnitých písků s polohami jílu s málo tříděnými křemennými zrny. Mezi Litovlí a Olomoucí jsou dosti časté až několik metrů mocné polohy kaolinitických jílu. Střídání vrstev je bohaté. V píscích bývají hojné limonitické konkréce.

Pokryv je tvořen fluvialními sedimenty. Kromě svrchní humózní vrstvy, případně recentních navážek, lze v zeminách kvartérního pokryvu vyčlenit dvě základní vrstvy. Při povrchu jsou povodňové jíly, které představují soudržné zeminy charakteru většinou jílu s nízkou nebo střední plasticitou. Místy díky obsahu písků ale získávají charakter i písčitých hlín nebo písčitých jílu. Velmi proměnlivá je jejich konzistence. Obecně se dá říci, že s hloubkou klesá. Ve vrtu J11 byla mocnost povodňové hlíny jen 0,3 m, u jezu byly zeminy pravděpodobně odtěženy a nahrazeny navážkami.

Bázi kvartérních sedimentů tvoří terasové štěrky a písky. V provedených vrtech výrazně převažovaly štěrky. Štěrků jsou hodnoceny jako středně uhlé a zpravidla zvodnělé v celé mocnosti.



Z geologického profilu tvořeného sondami J11 a J12 vyplývá, že podloží stávajícího jezu je tvořeno převážně nesoudržnými písčity (písky s příměsí jemnozrnných zemin až jílovitými písky) a štěrkovitými zeminami – štěrky s příměsí jemnozrnných zemin. Málo propustné podloží neogenního původu se nachází v hloubce asi 15 m.

Stávající objekt MVE je založen na místě původního mlýnského náhonu (viz obr. 2). MVE Šargoun byla vybudována v 80. letech minulého století. Dále i na základě informací a postřehů od správce MVE Šargoun projektant usuzuje, že geologické prostředí pod objektem MVE je tvořeno složitými základovými poměry.

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.



5 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	Třída S3, středně uhlá		29,50	0,00	17,50	7,50	14,00
2	Třída G3, středně uhlá		32,50	0,00	19,00	9,00	16,00

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

Parametry zemin pro výpočet modulu reakce podloží (Schmitt)

Číslo	Název	Vzorek	ν [-]	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]
1	Třída S3, středně ulehlá		0,30	21,00	-
2	Třída G3, středně ulehlá		0,25	102,00	-

Parametry zemin**Třída S3, středně ulehlá**

Objemová tíha :	γ = 17,50 kN/m ³
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 29,50 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 0,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina :	δ = 14,00 °
Zemina :	nesoudržná
Edometrický modul :	E_{oed} = 21,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 17,50 kN/m ³

Třída G3, středně ulehlá

Objemová tíha :	γ = 19,00 kN/m ³
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 32,50 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 0,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina :	δ = 16,00 °
Zemina :	nesoudržná
Edometrický modul :	E_{oed} = 102,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 19,00 kN/m ³

6 Nastavení výpočtu

Výpočty zdí byly provedeny dle ČSN EN 1997 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí v charakteristických řezech. Posouzení zdí bylo provedeno v programu GEO5 2018, moduly Tízná zeď a Patky. 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
Zděná (kamenná) zeď :	EN 1996-1-1 (EC6)

Výpočet zdí

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 konstrukceObjemová tíha $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$

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

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku

$$f_{ck} = 25,00 \text{ MPa}$$

Pevnost v tahu

$$f_{ctm} = 2,60 \text{ MPa}$$

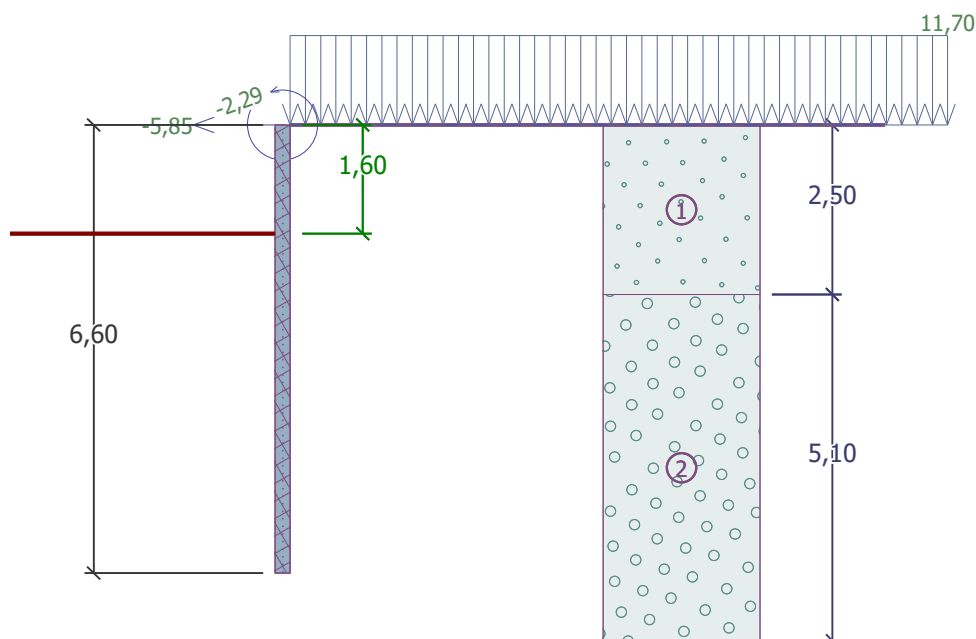
Ocel podélná : B500

Mez kluzu

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

7 Statický výpočet stability konstrukce jezu

Jez je navržen jako vakový. Základ tvoří železobetonový pás v celé délce jezu šířky 5 m a výšky 1,5 m. Na straně k podjezí je ozub výšky 2,4 m a šířky 0,6 m. Základ je kotven do podloží pomocí dvou řad štětovnic tvořící současně ztracené bednění základu. Štětovnice jsou uvažovány VL 604 délky 6,6 m vetknuté do podloží na návodní straně 5,0 m a na vzdušné straně 4,1 m. Do základu je ukotvena vaková konstrukce jezu, zároveň jsou do základu zabetonovány stojky provizorního hrazení jezu z profilů HEB 120. Posouzení je pro zjednodušení provedeno jako posudek pažení jedné řady štětovnic stabilizující celý základ na straně v podjezí. Na vzdušné straně je uvažován kamenný zához. Ve výpočtu je předpokládáno maximální obnažení vzdušné strany z důvodu např. eroze do úrovně první pracovní spáry. První situace je uvažována jako trvalá, to je pro běžnou hladinu vody. Druhá situace je uvažována jako dočasná pro provizorní přehrazení toku v drážkách provizorního hrazení.



Posouzení pažící konstrukce

Vstupní data

Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 6,60 m

Název průřezu : Štětovnice : VL 604

Plocha průřezu	A	=	1,57E-02	m ² /m
Moment setrvačnosti	I	=	3,07E-04	m ⁴ /m
Modul pružnosti	E	=	210000,00	MPa
Modul pružnosti ve smyku	G	=	81000,00	MPa
Průřezový modul	W	=	1,620E-03	m ³ /m
Plastický průřezový modul	W _{pl}	=	1,822E-03	m ³ /m

Modul reakce podloží

Modul reakce podloží počítán podle teorie Schmitt.

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,60 m.

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 0,00 m

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	11,70				na terénu

Číslo	Název
1	tíha vody

Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla nová změna	Název	F [kN/m]	M [kNm/m]	Hloubka z [m]
1	Ano	vaky - výška 1,17 m	-5,85	-2,29	0,00

Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 40

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 : trvalá

Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)**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	4.73	5.94	37.20
1.00	0.00	0.00	0.00	21.26	21.26	68.18
1.60	0.00	0.00	0.00	31.17	31.17	86.77
1.60	-0.00	-0.00	-0.01	31.18	31.18	86.78
2.50	-6.36	-7.99	-50.07	46.05	46.05	114.66
2.50	-5.58	-7.29	-63.60	44.53	44.53	140.82
6.60	-33.15	-43.33	-378.17	112.94	112.94	319.11

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	-12.56	4.73	-5.85	2.29
0.16	0.00	0.00	-11.91	7.45	-6.85	3.33
0.33	0.00	0.00	-11.27	10.18	-8.31	4.58
0.49	0.00	0.00	-10.63	12.91	-10.21	6.10
0.66	0.00	0.00	-9.99	15.64	-12.57	7.97
0.82	0.00	0.00	-9.35	18.36	-15.37	10.27
0.99	0.00	0.00	-8.72	21.09	-18.63	13.07

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
1.16	0.00	0.00	-8.09	23.82	-22.33	16.44
1.32	0.00	0.00	-7.47	26.55	-26.49	20.47
1.48	0.00	0.00	-6.86	29.27	-31.09	25.21
1.59	0.00	0.00	-6.47	31.04	-34.32	28.71
1.61	0.00	0.00	-6.42	30.86	-34.82	29.26
1.65	0.00	0.00	-6.26	29.22	-36.08	30.75
1.81	0.00	0.00	-5.68	22.77	-40.37	37.07
1.98	0.00	0.00	-5.11	16.31	-43.59	44.01
2.15	0.00	0.00	-4.55	9.86	-45.75	51.40
2.31	0.00	0.00	-4.02	3.41	-46.85	59.05
2.47	0.00	0.00	-3.52	-3.04	-46.88	66.80
2.64	0.00	0.00	-3.04	-27.48	-44.36	74.38
2.80	0.00	0.00	-2.59	-37.38	-39.01	81.28
2.97	0.00	0.00	-2.18	-47.29	-32.02	87.16
3.13	0.00	0.00	-1.80	-57.20	-23.40	91.76
3.30	0.00	0.00	-1.47	-67.10	-13.15	94.80
3.46	0.00	0.00	-1.17	-77.01	-1.26	96.01
3.63	0.00	0.00	-0.91	-86.92	12.27	95.12
3.79	0.00	0.00	-0.70	-96.82	27.42	91.87
3.96	249.52	0.00	-0.52	-80.86	43.85	85.44
4.13	249.52	0.00	-0.38	-44.17	54.05	77.28
4.29	249.52	0.00	-0.27	-15.62	58.87	67.90
4.46	249.52	0.00	-0.19	5.77	59.60	58.08
4.62	249.52	0.00	-0.13	21.03	57.31	48.40
4.79	249.52	0.00	-0.10	31.18	52.94	39.28
4.95	249.52	0.00	-0.08	37.18	47.25	31.00
5.11	249.52	0.00	-0.07	39.88	40.85	23.72
5.28	249.52	0.00	-0.08	40.07	34.22	17.53
5.44	249.52	0.00	-0.09	38.39	27.73	12.42
5.61	249.52	0.00	-0.11	35.38	21.63	8.35
5.77	249.52	0.00	-0.13	31.46	16.10	5.25
5.94	249.52	0.00	-0.15	26.97	11.28	3.00
6.10	249.52	0.00	-0.17	22.15	7.22	1.48
6.27	249.52	0.00	-0.20	17.14	3.98	0.57
6.43	249.52	0.00	-0.23	12.06	1.57	0.12
6.60	249.52	0.00	-0.25	6.94	-0.00	0.00

Maximální posouvající síla = 59,60 kN/m

Maximální moment = 96,01 kNm/m

Maximální deformace = 12,6 mm

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	6,4
2	0,46	7,9
3	0,92	8,9
4	1,38	9,4

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
5	1,84	9,5
6	2,30	9,1
7	2,76	8,2
8	3,22	6,9
9	3,68	5,1
10	4,14	2,8
11	4,61	0,0
12	4,61	0,0

Vstupní data (Fáze budování 2)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,60 m.

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 0,00 m

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ne	Ano	stálé	16,00				na terénu

Číslo	Název
1	tíha vody

Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla		Název	F [kN/m]	M [kNm/m]	Hloubka z [m]
	nová	změna				
1	Ne	Ano	vaky - výška 1,17 m	-8,00	-4,27	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	6.46	8.12	50.87
1.00	0.00	0.00	0.00	22.99	22.99	81.85
1.60	0.00	0.00	0.00	32.91	32.91	100.44
1.60	-0.00	-0.00	-0.01	32.91	32.91	100.45
2.50	-6.36	-7.99	-50.07	47.79	47.79	128.33
2.50	-5.58	-7.29	-63.60	46.05	46.05	158.18
6.60	-33.15	-43.33	-378.17	114.46	114.46	336.48

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	-16.38	6.46	-8.00	4.27
0.16	0.00	0.00	-15.55	9.19	-9.29	5.69
0.33	0.00	0.00	-14.72	11.92	-11.03	7.36
0.49	0.00	0.00	-13.90	14.65	-13.22	9.36
0.66	0.00	0.00	-13.08	17.37	-15.87	11.75
0.82	0.00	0.00	-12.27	20.10	-18.96	14.62
0.99	0.00	0.00	-11.46	22.83	-22.50	18.03
1.16	0.00	0.00	-10.66	25.56	-26.49	22.07
1.32	0.00	0.00	-9.87	28.28	-30.93	26.80
1.48	0.00	0.00	-9.09	31.01	-35.82	32.30
1.59	0.00	0.00	-8.59	32.78	-39.24	36.31
1.61	0.00	0.00	-8.52	32.60	-39.76	36.94
1.65	0.00	0.00	-8.32	30.96	-41.10	38.64
1.81	0.00	0.00	-7.57	24.50	-45.67	45.82
1.98	0.00	0.00	-6.84	18.05	-49.18	53.66
2.15	0.00	0.00	-6.13	11.60	-51.63	61.99
2.31	0.00	0.00	-5.45	5.15	-53.01	70.63
2.47	0.00	0.00	-4.80	-1.31	-53.33	79.42
2.64	0.00	0.00	-4.18	-25.96	-51.08	88.09
2.80	0.00	0.00	-3.60	-35.86	-45.98	96.12
2.97	0.00	0.00	-3.06	-45.77	-39.24	103.17
3.13	0.00	0.00	-2.57	-55.67	-30.87	108.98
3.30	0.00	0.00	-2.11	-65.58	-20.87	113.27
3.46	0.00	0.00	-1.71	-75.49	-9.23	115.78
3.63	0.00	0.00	-1.36	-85.39	4.04	116.23
3.79	0.00	0.00	-1.05	-95.30	18.95	114.35
3.96	0.00	0.00	-0.79	-105.21	35.49	109.89
4.13	249.52	0.00	-0.58	-93.78	54.00	101.91
4.29	249.52	0.00	-0.41	-50.51	65.77	91.93
4.46	249.52	0.00	-0.29	-16.92	71.21	80.55
4.62	249.52	0.00	-0.19	8.18	71.82	68.69
4.79	249.52	0.00	-0.12	26.03	68.91	57.04
4.95	249.52	0.00	-0.08	37.86	63.56	46.08
5.11	249.52	12.48	-0.06	44.98	56.68	36.14
5.28	249.52	12.48	-0.05	48.26	48.93	27.42
5.44	249.52	12.48	-0.06	48.56	40.91	20.01
5.61	249.52	12.48	-0.07	46.69	33.03	13.91
5.77	249.52	12.48	-0.09	43.30	25.59	9.08
5.94	249.52	12.48	-0.11	38.91	18.79	5.43
6.10	249.52	12.48	-0.14	33.91	12.78	2.83
6.27	249.52	12.48	-0.16	28.58	7.62	1.16
6.43	249.52	12.48	-0.19	23.10	3.35	0.27
6.60	249.52	12.48	-0.22	17.56	0.00	-0.00

Maximální posouvající síla = 71,82 kN/m
 Maximální moment = 116,23 kNm/m

Maximální deformace = 16,4 mm

Sednutí terénu za konstrukcí

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	8,3
2	0,46	10,3
3	0,92	11,7
4	1,38	12,4
5	1,84	12,6
6	2,30	12,0
7	2,76	10,9
8	3,22	9,1
9	3,68	6,7
10	4,14	3,7
11	4,61	0,0
12	4,61	0,0

Dimenzace č. 1

	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	-16.38	-12.56	-8.00	-5.85	2.29	4.27
0.16	-15.55	-11.91	-9.29	-6.85	3.33	5.69
0.33	-14.72	-11.27	-11.03	-8.31	4.58	7.36
0.49	-13.90	-10.63	-13.22	-10.21	6.10	9.36
0.66	-13.08	-9.99	-15.87	-12.57	7.97	11.75
0.82	-12.27	-9.35	-18.96	-15.37	10.27	14.62
0.99	-11.46	-8.72	-22.50	-18.63	13.07	18.03
1.16	-10.66	-8.09	-26.49	-22.33	16.44	22.07
1.32	-9.87	-7.47	-30.93	-26.49	20.47	26.80
1.48	-9.09	-6.86	-35.82	-31.09	25.21	32.30
1.59	-8.59	-6.47	-39.24	-34.32	28.71	36.31
1.61	-8.52	-6.42	-39.76	-34.82	29.26	36.94
1.65	-8.32	-6.26	-41.10	-36.08	30.75	38.64
1.81	-7.57	-5.68	-45.67	-40.37	37.07	45.82
1.98	-6.84	-5.11	-49.18	-43.59	44.01	53.66
2.15	-6.13	-4.55	-51.63	-45.75	51.40	61.99
2.31	-5.45	-4.02	-53.01	-46.85	59.05	70.63
2.47	-4.80	-3.52	-53.33	-46.88	66.80	79.42
2.64	-4.18	-3.04	-51.08	-44.36	74.38	88.09
2.80	-3.60	-2.59	-45.98	-39.01	81.28	96.12
2.97	-3.06	-2.18	-39.24	-32.02	87.16	103.17
3.13	-2.57	-1.80	-30.87	-23.40	91.76	108.98
3.30	-2.11	-1.47	-20.87	-13.15	94.80	113.27
3.46	-1.71	-1.17	-9.23	-1.26	96.01	115.78
3.63	-1.36	-0.91	4.04	12.27	95.12	116.23
3.79	-1.05	-0.70	18.95	27.42	91.87	114.35
3.96	-0.79	-0.52	35.49	43.85	85.44	109.89
4.13	-0.58	-0.38	54.00	54.05	77.28	101.91

	Def. min [mm]	Def. max [mm]	Pos. síla min. [kN/m]	Pos. síla max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
4.29	-0.41	-0.27	58.87	65.77	67.90	91.93
4.46	-0.29	-0.19	59.60	71.21	58.08	80.55
4.62	-0.19	-0.13	57.31	71.82	48.40	68.69
4.79	-0.12	-0.10	52.94	68.91	39.28	57.04
4.95	-0.08	-0.08	47.25	63.56	31.00	46.08
5.11	-0.07	-0.06	40.85	56.68	23.72	36.14
5.28	-0.08	-0.05	34.22	48.93	17.53	27.42
5.44	-0.09	-0.06	27.73	40.91	12.42	20.01
5.61	-0.11	-0.07	21.63	33.03	8.35	13.91
5.77	-0.13	-0.09	16.10	25.59	5.25	9.08
5.94	-0.15	-0.11	11.28	18.79	3.00	5.43
6.10	-0.17	-0.14	7.22	12.78	1.48	2.83
6.27	-0.20	-0.16	3.98	7.62	0.57	1.16
6.43	-0.23	-0.19	1.57	3.35	0.12	0.27
6.60	-0.25	-0.22	-0.00	0.00	-0.00	0.00

Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -16,4 mm
 Minimální deformace = -0,1 mm
 Maximální ohybový moment = 116,23 kNm/m
 Minimální ohybový moment = 0,00 kNm/m
 Maximální posouvající síla = 71,82 kN/m

Posouzení průřezu - mezivýsledky

Průřezové charakteristiky na 1 m stěny:

Průřezová plocha $A = 1,573E-02 \text{ m}^2/\text{m}$
 Průřezový modul $W = 1,620E-03 \text{ m}^3/\text{m}$
 Plastický průřezový modul $W_{pl} = 1,822E-03 \text{ m}^3/\text{m}$
 Moment setrvačnosti $I = 3,073E-04 \text{ m}^4/\text{m}$
 Statický moment průřezu $S = 9,110E-04 \text{ m}^3/\text{m}$
 Statický moment $S_1 = 6,321E-04 \text{ m}^3/\text{m}$
 Tloušťka řezu stěn průřezu $t = 16,4 \text{ mm}/\text{m}$

Materiálové charakteristiky:

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

Normové součinitele:

Součinitel únosnosti průřezu $\gamma_{M0} = 1,00$

Únosnost průřezu:

Únosnost v ohybu $M_{c,Rd} = W \cdot f_y / \gamma_{M0} = 380,70 \text{ kNm}/\text{m}$
 Únosnost ve smyku $V_{c,Rd} = I \cdot t / S \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 748,49 \text{ kN}/\text{m}$

Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.
 Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

Dimenzační síly na 1 m stěny

$M_{\max} = 116,23 \text{ kNm}/\text{m}; \quad Q = 4,04 \text{ kN}/\text{m}$
 $Q_{\max} = 71,82 \text{ kN}/\text{m}; \quad M = 68,69 \text{ kNm}/\text{m}$

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

Posouzení ohybu:

$M_{\max} / M_{c,Rd} = 0,305 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$$Q/V_{c,Rd} = 0,005 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení rovinné napjatosti:

$$\text{Normálové napětí} \quad \sigma_{x,Ed} = 67,90 \text{ MPa}$$

$$\text{Smykové napětí} \quad \tau_{Ed} = 0,51 \text{ MPa}$$

$$\text{Posudek: } (\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,083 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

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

$$M/M_{c,Rd} = 0,180 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení smyku:

$$Q_{max}/V_{c,Rd} = 0,096 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení rovinné napjatosti:

$$\text{Normálové napětí} \quad \sigma_{x,Ed} = 40,13 \text{ MPa}$$

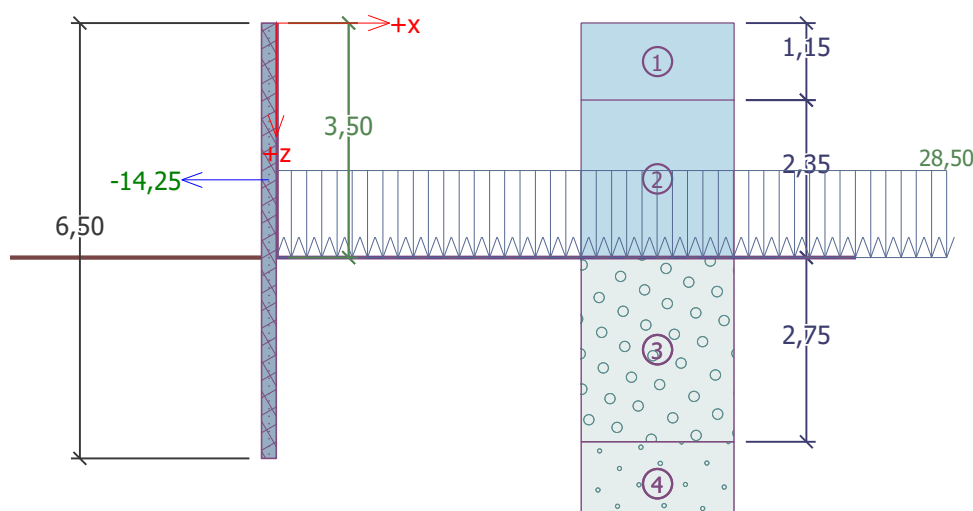
$$\text{Smykové napětí} \quad \tau_{Ed} = 9,03 \text{ MPa}$$

$$\text{Posudek: } (\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,034 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Průřez VYHOVUJE

8 Statický výpočet stability štětovnicové jímky u RP

Na pravém břehu je navržena štětovnicová stěna tvořící jímku pro I. etapu výstavby. V nejvíce namáhaném místě jsou uvažovány štětovnice délky 6,5 m vetknuté do dna potoka na délku 3,0 m. Zatížení štětovnicové stěny je v první situaci uvažována hydrostatickým tlakem na výšku 2,85 m. Jedná se o dočasnou konstrukci, ovšem vzhledem k předpokládané délce výstavby je situace uvažována jako trvalá. V druhé situaci je uvažována dočasná situace kdy hladina vody je v úrovni Q100, tzn. na celou volnou délku štětovnic 3,5 m.



Posouzení pažící konstrukce

Vstupní data

Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 8,45 m

Název průřezu : Štětovnice : VL 604

Plocha průřezu	A	=	1,57E-02	m ² /m
Moment setrvačnosti	I	=	3,07E-04	m ⁴ /m
Modul pružnosti	E	=	210000,00	MPa
Modul pružnosti ve smyku	G	=	81000,00	MPa
Průřezový modul	W	=	1,620E-03	m ³ /m
Plastický průřezový modul	W _{pl}	=	1,822E-03	m ³ /m

Modul reakce podloží

Modul reakce podloží počítán podle teorie Schmitt.

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 3,50 m.

Tvar terénu

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 3,50 m

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	28,50		0,00	10,00	3,50

Číslo	Název
1	voda

Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla nová změna	Název	F [kN/m]	M [kNm/m]	Hloubka z [m]
1	Ano	hydrostatický tlak	-14,25	0,00	2,34

Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 40

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 : trvalá

Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)**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	0.00	0.00
0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.51	-0.06	-0.08	-0.73	0.16	13.33	13.33
3.53	-0.21	-0.28	-2.44	0.47	13.55	13.55
3.53	-0.21	-0.28	-2.44	10.58	13.55	13.55
3.71	-1.44	-1.88	-16.44	13.08	15.37	15.37
4.02	-3.52	-4.60	-40.19	17.33	18.47	18.47
4.33	-5.60	-7.33	-63.94	21.58	21.58	21.58
4.64	-7.69	-10.05	-87.69	25.83	25.83	25.83
4.95	-9.77	-12.77	-111.43	30.08	30.08	30.08
5.26	-11.85	-15.49	-135.18	34.33	34.33	34.33
5.57	-13.93	-18.21	-158.93	38.58	38.58	38.58

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
5.88	-16.01	-20.93	-182.68	42.82	42.82	42.82
6.19	-18.10	-23.65	-206.43	47.07	47.07	47.07
6.25	-18.50	-24.18	-210.99	47.89	47.89	47.89
6.25	-21.11	-26.52	-166.11	49.32	49.32	49.32
6.50	-22.88	-28.74	-180.02	52.74	52.74	52.74

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	-3.57	0.00	-0.00	-0.00
0.16	0.00	0.00	-3.44	0.00	-0.00	0.00
0.33	0.00	0.00	-3.30	0.00	-0.00	0.00
0.49	0.00	0.00	-3.17	0.00	-0.00	0.00
0.65	0.00	0.00	-3.03	0.00	-0.00	0.00
0.81	0.00	0.00	-2.90	0.00	-0.00	0.00
0.97	0.00	0.00	-2.76	0.00	-0.00	0.00
1.14	0.00	0.00	-2.63	0.00	-0.00	0.00
1.30	0.00	0.00	-2.50	0.00	-0.00	0.00
1.46	0.00	0.00	-2.36	0.00	-0.00	0.00
1.63	0.00	0.00	-2.23	0.00	-0.00	0.00
1.79	0.00	0.00	-2.09	0.00	-0.00	0.00
1.95	0.00	0.00	-1.96	0.00	-0.00	0.00
2.11	0.00	0.00	-1.82	0.00	-0.00	0.00
2.27	0.00	0.00	-1.69	0.00	-0.00	0.00
2.34	0.00	0.00	-1.63	0.00	-0.00	0.00
2.34	0.00	0.00	-1.63	0.00	-14.25	0.00
2.44	0.00	0.00	-1.55	0.00	-14.25	1.39
2.60	0.00	0.00	-1.42	0.00	-14.25	3.71
2.76	0.00	0.00	-1.29	0.00	-14.26	6.03
2.92	0.00	0.00	-1.16	0.00	-14.26	8.34
3.09	0.00	0.00	-1.03	0.00	-14.26	10.66
3.25	0.00	0.00	-0.91	0.00	-14.26	12.98
3.41	0.00	0.00	-0.79	0.00	-14.26	15.29
3.49	0.00	0.00	-0.74	0.00	-14.26	16.43
3.51	0.00	0.00	-0.73	-0.48	-14.25	16.65
3.58	0.00	0.00	-0.68	5.41	-14.42	17.61
3.74	0.00	0.00	-0.58	-4.82	-14.47	19.98
3.90	0.00	0.00	-0.48	-15.06	-12.85	22.22
4.06	0.00	0.00	-0.40	-25.30	-9.57	24.07
4.22	0.00	0.00	-0.32	-35.53	-4.63	25.25
4.39	0.00	0.00	-0.25	-45.77	1.98	25.48
4.55	249.52	0.00	-0.20	-34.32	9.03	24.37
4.71	249.52	0.00	-0.15	-22.13	13.58	22.51
4.88	249.52	0.00	-0.12	-12.23	16.35	20.05
5.04	249.52	0.00	-0.09	-4.39	17.67	17.27
5.20	249.52	0.00	-0.07	1.69	17.87	14.37
5.36	249.52	0.00	-0.05	6.30	17.20	11.51

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
5.53	249.52	0.00	-0.04	9.73	15.88	8.81
5.69	249.52	0.00	-0.03	12.25	14.09	6.37
5.85	249.52	0.00	-0.03	14.12	11.94	4.25
6.01	249.52	0.00	-0.03	15.54	9.52	2.50
6.17	249.52	0.00	-0.03	16.69	6.90	1.17
6.34	30.33	0.00	-0.03	22.44	3.71	0.30
6.50	30.33	0.00	-0.03	23.25	-0.00	-0.00

Maximální posouvající síla = 17,87 kN/m
 Maximální moment = 25,48 kNm/m
 Maximální deformace = 3,6 mm

Vstupní data (Fáze budování 2)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 3,50 m.

Tvar terénu

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

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 3,50 m

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ne	Ano	stálé	35,00		0,00	10,00	3,50

Číslo	Název
1	voda

Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla		Název	F [kN/m]	M [kNm/m]	Hloubka z [m]
	nová	změna				
1	Ne	Ano	hydrostatický tlak	-17,50	0,00	2,34

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	0.00	0.00
0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
1.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.51	-0.06	-0.08	-0.73	0.16	16.34	16.34
3.53	-0.21	-0.28	-2.44	0.47	16.56	16.56
3.53	-0.21	-0.28	-2.44	12.88	16.56	16.56
3.71	-1.44	-1.88	-16.44	15.39	18.38	18.38
4.02	-3.52	-4.60	-40.19	19.63	21.48	21.48
4.33	-5.60	-7.33	-63.94	23.88	24.57	24.57
4.64	-7.69	-10.05	-87.69	28.13	28.13	28.13
4.95	-9.77	-12.77	-111.43	32.38	32.38	32.38
5.26	-11.85	-15.49	-135.18	36.63	36.63	36.63
5.57	-13.93	-18.21	-158.93	40.88	40.88	40.88
5.88	-16.01	-20.93	-182.68	45.13	45.13	45.13
6.19	-18.10	-23.65	-206.43	49.38	49.38	49.38
6.25	-18.50	-24.18	-210.99	50.19	50.19	50.19
6.25	-21.11	-26.52	-166.11	51.95	51.95	51.95
6.50	-22.88	-28.74	-180.02	55.37	55.37	55.37

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	-5.20	0.00	0.00	0.00
0.16	0.00	0.00	-5.01	0.00	-0.00	0.00
0.33	0.00	0.00	-4.82	0.00	-0.00	0.00
0.49	0.00	0.00	-4.63	0.00	-0.00	0.00
0.65	0.00	0.00	-4.44	0.00	-0.00	0.00
0.81	0.00	0.00	-4.25	0.00	-0.00	0.00
0.97	0.00	0.00	-4.06	0.00	-0.00	0.00
1.14	0.00	0.00	-3.87	0.00	-0.00	0.00
1.30	0.00	0.00	-3.68	0.00	-0.00	0.00
1.46	0.00	0.00	-3.49	0.00	-0.00	0.00
1.63	0.00	0.00	-3.30	0.00	-0.00	0.00
1.79	0.00	0.00	-3.10	0.00	-0.00	0.00
1.95	0.00	0.00	-2.91	0.00	-0.00	0.00
2.11	0.00	0.00	-2.72	0.00	-0.00	0.00
2.27	0.00	0.00	-2.53	0.00	-0.00	0.00
2.34	0.00	0.00	-2.46	0.00	-0.00	0.00
2.34	0.00	0.00	-2.46	0.00	-17.50	0.00
2.44	0.00	0.00	-2.34	0.00	-17.50	1.71
2.60	0.00	0.00	-2.15	0.00	-17.50	4.55
2.76	0.00	0.00	-1.96	0.00	-17.51	7.40

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
2.92	0.00	0.00	-1.78	0.00	-17.51	10.24
3.09	0.00	0.00	-1.60	0.00	-17.51	13.09
3.25	0.00	0.00	-1.42	0.00	-17.51	15.93
3.41	0.00	0.00	-1.25	0.00	-17.51	18.78
3.49	0.00	0.00	-1.17	0.00	-17.51	20.17
3.51	0.00	12.48	-1.16	9.53	-17.58	20.45
3.58	0.00	0.00	-1.09	7.72	-18.18	21.66
3.74	0.00	0.00	-0.94	-2.52	-18.60	24.67
3.90	0.00	0.00	-0.79	-12.76	-17.36	27.61
4.06	0.00	0.00	-0.66	-22.99	-14.45	30.22
4.22	0.00	0.00	-0.54	-33.23	-9.88	32.22
4.39	0.00	0.00	-0.44	-43.47	-3.65	33.34
4.55	0.00	0.00	-0.35	-53.70	4.24	33.31
4.71	249.52	0.00	-0.27	-48.50	13.32	31.63
4.88	249.52	0.00	-0.20	-31.32	19.76	28.90
5.04	249.52	0.00	-0.15	-17.09	23.66	25.34
5.20	249.52	0.00	-0.11	-5.44	25.46	21.32
5.36	249.52	0.00	-0.07	4.03	25.55	17.16
5.53	249.52	0.00	-0.04	11.73	24.24	13.09
5.69	249.52	0.00	-0.02	18.10	21.80	9.34
5.85	249.52	0.00	-0.00	23.50	18.41	6.06
6.01	249.52	0.00	0.01	28.27	14.20	3.40
6.17	0.00	0.00	0.03	31.17	9.22	1.47
6.34	30.33	0.00	0.04	27.12	4.50	0.37
6.50	30.33	0.00	0.06	28.32	0.00	-0.00

Maximální posouvající síla = 25,55 kN/m
 Maximální moment = 33,34 kNm/m
 Maximální deformace = 5,2 mm

Dimenzace č. 1

	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	-5.20	-3.57	-0.00	0.00	-0.00	0.00
0.16	-5.01	-3.44	-0.00	-0.00	0.00	0.00
0.33	-4.82	-3.30	-0.00	-0.00	0.00	0.00
0.49	-4.63	-3.17	-0.00	-0.00	0.00	0.00
0.65	-4.44	-3.03	-0.00	-0.00	0.00	0.00
0.81	-4.25	-2.90	-0.00	-0.00	0.00	0.00
0.97	-4.06	-2.76	-0.00	-0.00	0.00	0.00
1.14	-3.87	-2.63	-0.00	-0.00	0.00	0.00
1.30	-3.68	-2.50	-0.00	-0.00	0.00	0.00
1.46	-3.49	-2.36	-0.00	-0.00	0.00	0.00
1.63	-3.30	-2.23	-0.00	-0.00	0.00	0.00
1.79	-3.10	-2.09	-0.00	-0.00	0.00	0.00
1.95	-2.91	-1.96	-0.00	-0.00	0.00	0.00
2.11	-2.72	-1.82	-0.00	-0.00	0.00	0.00
2.27	-2.53	-1.69	-0.00	-0.00	0.00	0.00

	Def. min [mm]	Def. max [mm]	Pos. síla min. [kN/m]	Pos. síla max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
2.34	-2.46	-1.63	-0.00	-0.00	0.00	0.00
2.34	-2.46	-1.63	-17.50	-14.25	0.00	0.00
2.44	-2.34	-1.55	-17.50	-14.25	1.39	1.71
2.60	-2.15	-1.42	-17.50	-14.25	3.71	4.55
2.76	-1.96	-1.29	-17.51	-14.26	6.03	7.40
2.92	-1.78	-1.16	-17.51	-14.26	8.34	10.24
3.09	-1.60	-1.03	-17.51	-14.26	10.66	13.09
3.25	-1.42	-0.91	-17.51	-14.26	12.98	15.93
3.41	-1.25	-0.79	-17.51	-14.26	15.29	18.78
3.49	-1.17	-0.74	-17.51	-14.26	16.43	20.17
3.51	-1.16	-0.73	-17.58	-14.25	16.65	20.45
3.58	-1.09	-0.68	-18.18	-14.42	17.61	21.66
3.74	-0.94	-0.58	-18.60	-14.47	19.98	24.67
3.90	-0.79	-0.48	-17.36	-12.85	22.22	27.61
4.06	-0.66	-0.40	-14.45	-9.57	24.07	30.22
4.22	-0.54	-0.32	-9.88	-4.63	25.25	32.22
4.39	-0.44	-0.25	-3.65	1.98	25.48	33.34
4.55	-0.35	-0.20	4.24	9.03	24.37	33.31
4.71	-0.27	-0.15	13.32	13.58	22.51	31.63
4.88	-0.20	-0.12	16.35	19.76	20.05	28.90
5.04	-0.15	-0.09	17.67	23.66	17.27	25.34
5.20	-0.11	-0.07	17.87	25.46	14.37	21.32
5.36	-0.07	-0.05	17.20	25.55	11.51	17.16
5.53	-0.04	-0.04	15.88	24.24	8.81	13.09
5.69	-0.03	-0.02	14.09	21.80	6.37	9.34
5.85	-0.03	-0.00	11.94	18.41	4.25	6.06
6.01	-0.03	0.01	9.52	14.20	2.50	3.40
6.17	-0.03	0.03	6.90	9.22	1.17	1.47
6.34	-0.03	0.04	3.71	4.50	0.30	0.37
6.50	-0.03	0.06	-0.00	0.00	-0.00	-0.00

Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -5,2 mm
 Minimální deformace = 0,1 mm
 Maximální ohybový moment = 33,34 kNm/m
 Minimální ohybový moment = 0,00 kNm/m
 Maximální posouvající síla = 25,55 kN/m

Posouzení průřezu - mezivýsledky**Průřezové charakteristiky na 1 m stěny:**

Průřezová plocha $A = 1,573E-02 \text{ m}^2/\text{m}$
 Průřezový modul $W = 1,620E-03 \text{ m}^3/\text{m}$
 Plastický průřezový modul $W_{pl} = 1,822E-03 \text{ m}^3/\text{m}$
 Moment setrvačnosti $I = 3,073E-04 \text{ m}^4/\text{m}$
 Statický moment průřezu $S = 9,110E-04 \text{ m}^3/\text{m}$
 Statický moment $S_1 = 6,321E-04 \text{ m}^3/\text{m}$
 Tloušťka řezu stěn průřezu $t = 16,4 \text{ mm}/\text{m}$

Materiálové charakteristiky:

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

Normové součinitele:Součinitel únosnosti průřezu $\gamma_{M0} = 1,00$ **Únosnost průřezu:**Únosnost v ohybu $M_{c,Rd} = W \cdot f_y / \gamma_{M0} = 380,70 \text{ kNm/m}$ Únosnost ve smyku $V_{c,Rd} = l \cdot t / S \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 748,49 \text{ kN/m}$ **Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1**

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

Dimenzační síly na 1 m stěny $M_{\max} = 33,34 \text{ kNm/m}; \quad Q = 3,65 \text{ kN/m}$ $Q_{\max} = 25,55 \text{ kN/m}; \quad M = 17,16 \text{ kNm/m}$ **Posouzení max. momentu $M_{\max} + Q$:****Posouzení ohybu:** $M_{\max} / M_{c,Rd} = 0,088 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$ **Posouzení smyku:** $Q / V_{c,Rd} = 0,005 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$ **Posouzení rovinné napjatosti:**Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 19,48 \text{ MPa}$ Smykové napětí $\tau_{Ed} = 0,46 \text{ MPa}$ Posudek: $(\sigma_{x,Ed} / (f_y / \gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed} / (f_y / \gamma_{M0}))^2 = 0,007 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$ **Posouzení max. posouvající síly $Q_{\max} + M$:****Posouzení ohybu:** $M / M_{c,Rd} = 0,045 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$ **Posouzení smyku:** $Q_{\max} / V_{c,Rd} = 0,034 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$ **Posouzení rovinné napjatosti:**Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 10,02 \text{ MPa}$ Smykové napětí $\tau_{Ed} = 3,21 \text{ MPa}$ Posudek: $(\sigma_{x,Ed} / (f_y / \gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed} / (f_y / \gamma_{M0}))^2 = 0,002 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$ **Průřez VYHOVUJE**

9 Statický výpočet ocelové lávky přes štěrkovou propust

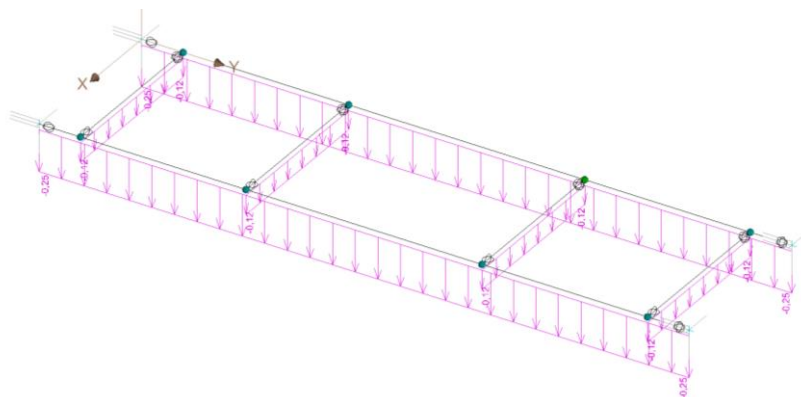
Přes štěrkovou propust je navržena ocelová lávka tvořená dvojicí prostých nosníků z profilů U 200 ve vzdálenosti 1,2 m od sebe se světly rozpětím 4,71 m. Nosníky jsou na krajích a ve třetinách rozpětí spojeny příčnickami z profilů IPN 120. Po obou stranách lávky je ochranné zábradlí výšky 1,2 m. Pochozí konstrukce lávky je z pororošťů. Konstrukce je modelována jako 3D prutový model.



3D vizualizace konstrukce

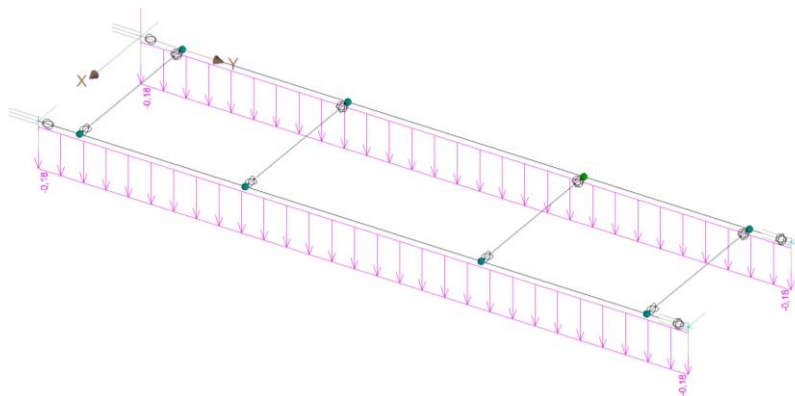
a) Výpočet zatížení

1.ZS – Vlastní hmotnost nosných prvků – modelováno programem FINE 3D



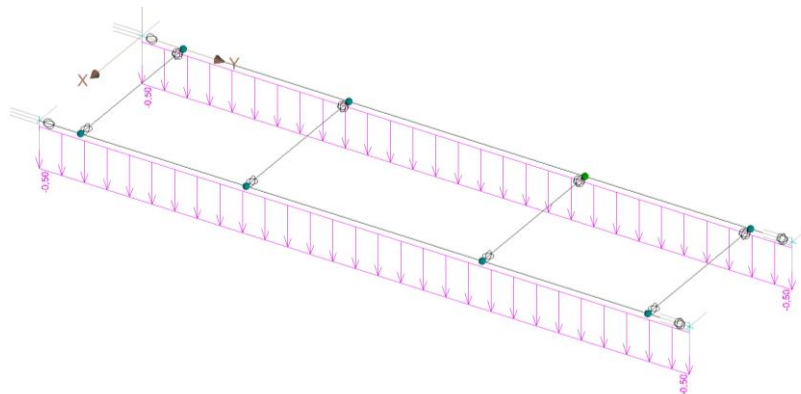
2.ZS – Vlastní hmotnost pororošťů

Hmotnost pororošťů $g_P = 0,3 \text{ kN/m}^2$ (předpoklad 30 kg/m^2)



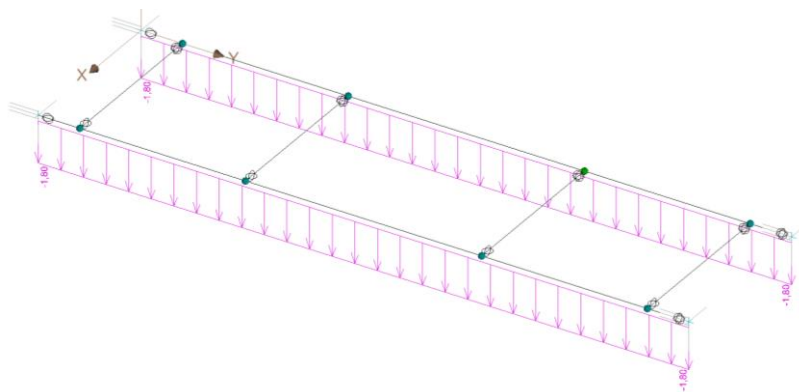
3.ZS – Vlastní hmotnost zábradlí

Hmotnost zábradlí $g_z = 0,5 \text{ kN/m}^2$ (předpoklad 50 kg/m^2)



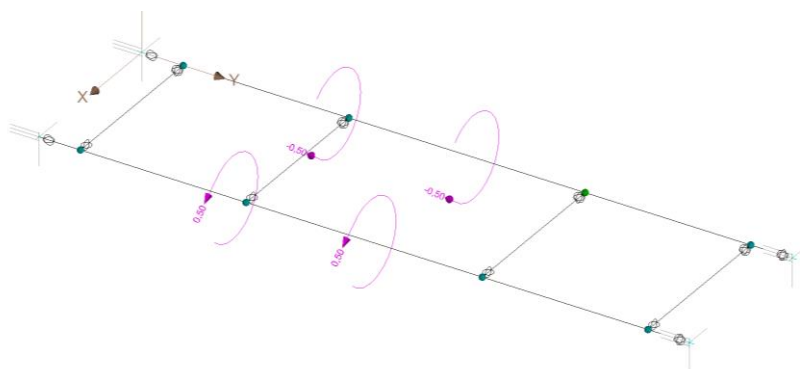
4.ZS – Užitéčné zatížení lávky

Užitéčné zatížení $f_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$

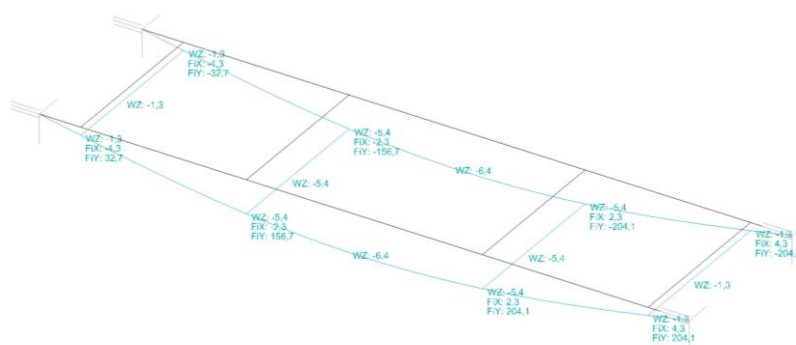


5.ZS – Užitéčné zatížení zábradlí

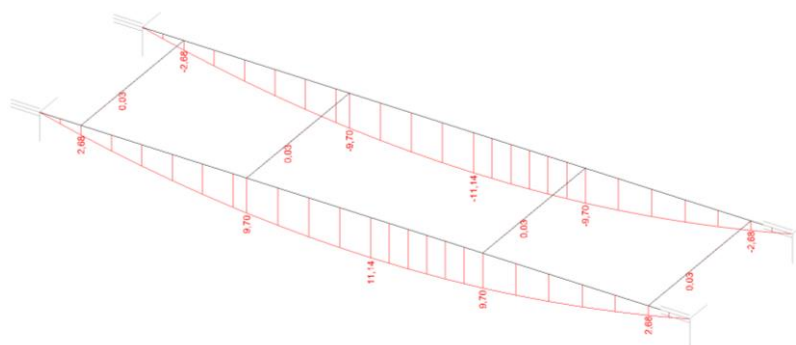
Zatížení zábradlí je uvažováno $0,25 \text{ kN/mb}$ vodorovně do horního madla



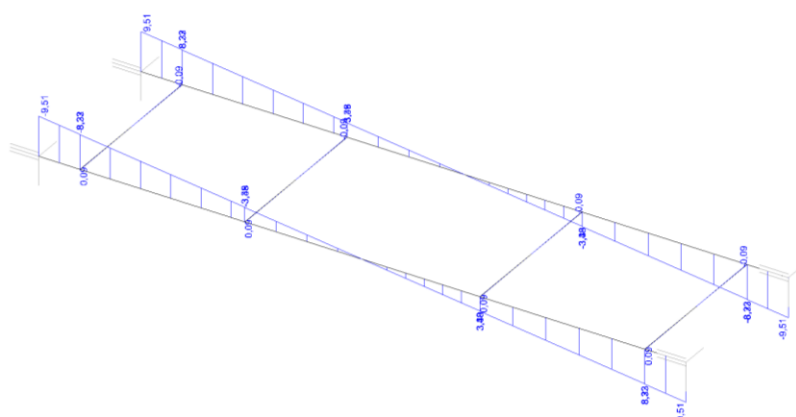
b) Průběh vnitřních sil – obálka kombinací



deformace



ohybový moment

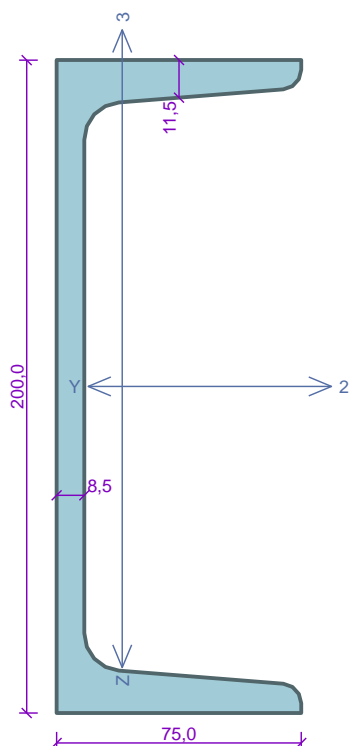


posouvací síla

c) Dimenzace

V rámci výpočtu byly posouzeny všechny dílce. Dále je přiloženou posouzení nosníku lávky z profil UPN 200.

Kritický řez dílce "2: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 U(UPN) 200**Průřezová plocha: $A = 3,220E03 \text{ mm}^2$

Poloha těžiště:

 $y_T = 20,1 \text{ mm}$ $z_T = 100,0 \text{ mm}$

Momenty setrvačnosti:

 $I_y = 1,910E07 \text{ mm}^4$ $I_z = 1,480E06 \text{ mm}^4$

Průřezové moduly:

 $W_{y,1} = -1,911E05 \text{ mm}^3$ $W_{z,1} = 2,694E04 \text{ mm}^3$ $W_{y,2} = 1,911E05 \text{ mm}^3$ $W_{z,2} = -7,334E04 \text{ mm}^3$

Moment tuhosti v prostém kroucení:

 $I_k = 1,190E05 \text{ mm}^4$

Výsečový moment setrvačnosti:

 $I_\omega = 9,070E09 \text{ mm}^6$

Plastické průřezové moduly:

 $W_{pl,y} = 2,280E05 \text{ mm}^3$ $W_{pl,z} = 5,180E04 \text{ mm}^3$ **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.1 - Q3:G1+G2+Q4+G5

 $N = 0,000 \text{ kN}$ $V_z = -9,511 \text{ kN}$ $M_y = 0,000 \text{ kNm}$ $V_y = 0,000 \text{ kN}$ $M_z = 0,000 \text{ kNm}$ $T_t = 1,050 \text{ kNm}$ $T_\omega = 0,000 \text{ kNm}$ $B = 0,000 \text{ kNm}^2$ **Parametry vzpěru**

Délka dílce: 4,710 m

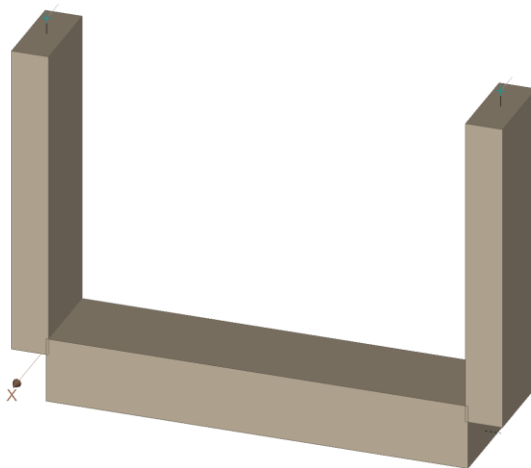
 $L_z = 0,300 \text{ m}$ $k_z = 1,000$ $L_{cr,z} = 0,300 \text{ m}$ $L_y = 0,300 \text{ m}$ $k_y = 1,000$ $L_{cr,y} = 0,300 \text{ m}$ **Parametry klopení**Součinitele uložení konců: $k_y = 1.0$ $k_z = 1.0$ $k_w = 1.0$ $l_{z1} = 4,710 \text{ m}$ M_y : Tvar č.4 $z_p = 1,000$ $l_{y1} = 4,710 \text{ m}$ M_z : Tvar č.4 $y_p = 1,000$ **Výsledky posouzení - Rozhodující zatěžovací případ:** Kombinace č.1 - Q3:G1+G2+Q4+G5; **Třída průřezu:** 1**Posudek smyku od kroucení:**Napětí: $\tau_t = 101,471 \text{ MPa}$; $\tau_w = 0,000 \text{ MPa}$ Pevnost: $\tau_{Rd} = 135,677 \text{ MPa}$ $101,471 + 0,000 < 135,677$ **Vyhovuje****Posudek smyku od posouvající síly V_z :** $9,511 \text{ kN} < 174,794 \text{ kN}$ **Vyhovuje**

Štíhlost dílce: 14,0

Průřez vyhovuje**VYHOVUJE**

10 Statický výpočet železobetonové štěrkové propusti

Na levém břehu je navržena štěrková propust. Je tvořena rámem tvaru „U“ výšky 4,05 m a šířky 4,35 m. Tloušťka dna je 0,7m, tloušťka stěny na levé straně je 0,4 m, na pravé straně tvoří stěnu železobetonový šachtový pilíř. Konstrukce je posouzena na hydrostatický tlak na levou stěnu.

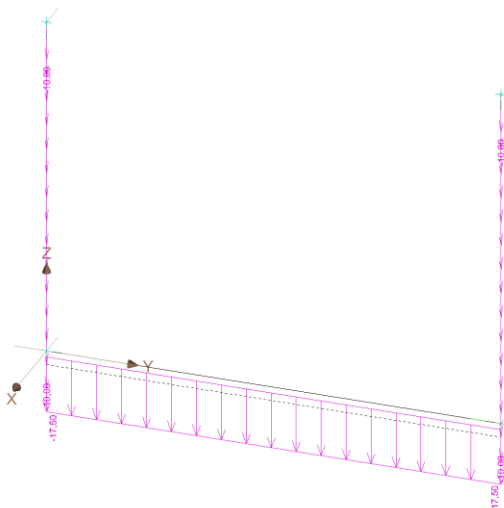


3D vizualizace

a) Výpočet zatížení

1.ZS – Vlastní hmotnost

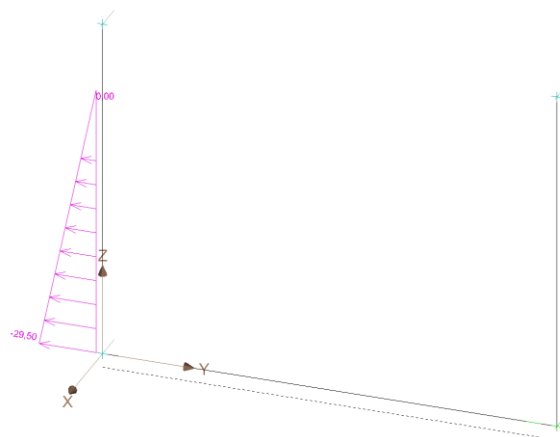
- modelováno programem FINE 3D



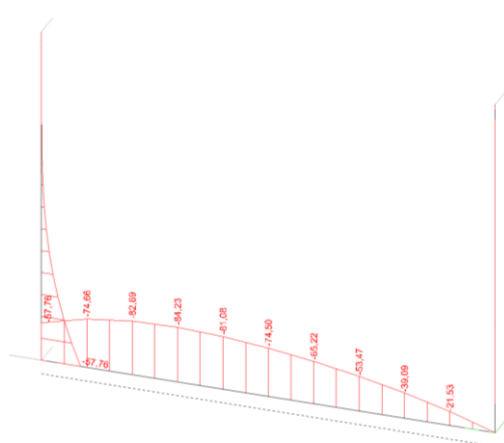
2.ZS Hydrostatický tlak – trvalé zatížení

$$h_v = 2,95 \text{ m}$$

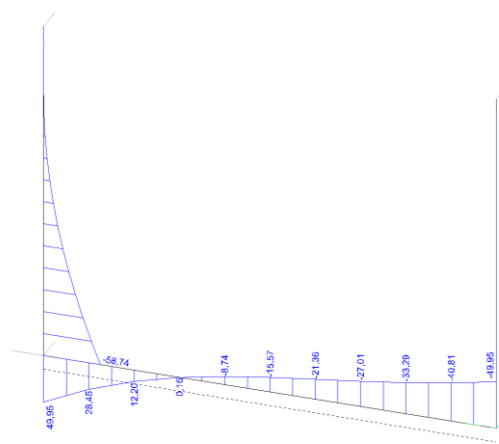
$$\sigma_{\text{hyd}} = 10 \times 2,95 = 29,5 \text{ kPa}$$



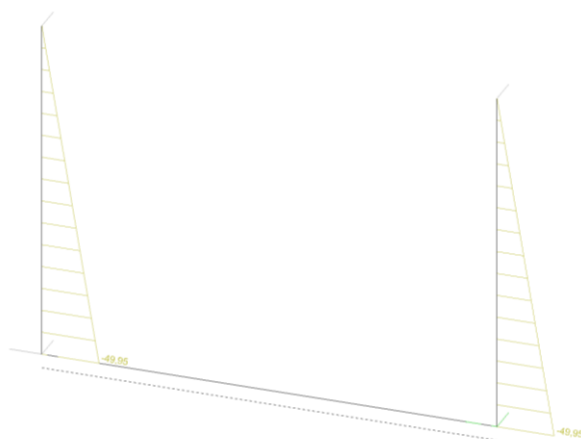
b) Průběh vnitřních sil – obálka kombinací



ohybový moment

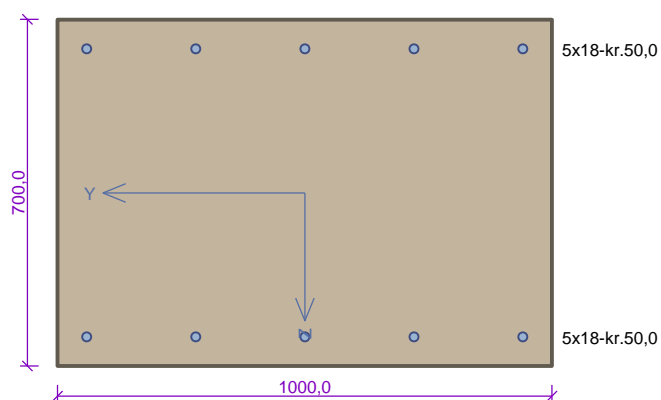


posouvající síla



normálová síla

c) Dimenzace

Kritický řez dílce "1:DD" (1,470m)

Typ prvku: deska
Prostředí: XC2, XF4, 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):

$\rho_{s,t} = 0,00198 \geq \rho_{s,min} = 0,00151$

$\rho_{s,t,CSN} = 0,00182 \geq \rho_{s,min,CSN} = 0,0018 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

$\rho_s = 0,00364 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow$ **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	Kombinace č.1 - G1+G2	0,00	0,00	-84,23	-374,29	0,16	239,10	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Posouzení mezního stavu použitelnosti**Mezní stav omezení napětí**

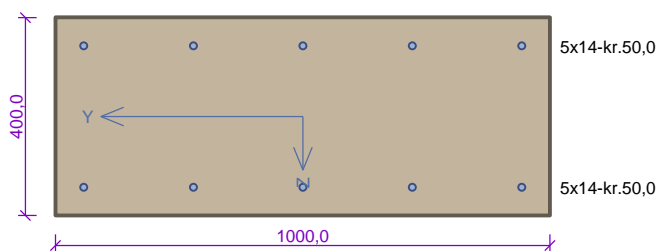
č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	σ_c [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,min}$ [MPa]	Posouzení
1	Kombinace č.1 - G1+G2	0,00	-62,39	2,16	80,45	4,47	Vyhovuje
Limitní hodnoty $k_1 \times f_{ck} / k_3 \times f_{yk}$				18,00	400,00		

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.2 - G1+G2	0,00	-62,39	241.10^{-6}	0,462	0,111	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}						0,300	

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

VYHOVUJE

Kritický řez dílce "2:DD" (0,000m)

Typ prvku: stěna
Prostředí: XC2, XF4, 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

Stěna (celková výztuž):

$\rho_s = 0,00385 \geq \rho_{s,min} = 0,002 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

$\rho_s = 0,00385 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Minimální plocha vodorovné výztuže: $A_{sh,min} = 400 \text{ mm}^2$

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	-49,95	-8615,75	-57,76	-132,72	-58,74	-160,43	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Posouzení mezního stavu použitelnosti**Mezní stav omezení napětí**

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	σ_c [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,min}$ [MPa]	Posouzení
1	Kombinace č.1 - G1+G2	-37,00	-42,79	5,00	145,28	1,12	Vyhovuje
Limitní hodnoty $k_1 \times f_{ck} / k_3 \times f_{yk}$				18,00	400,00		

Mezní stav omezení šířky trhlin

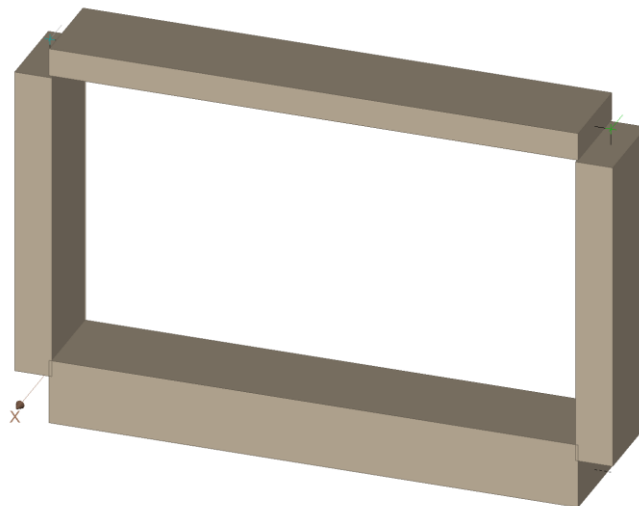
č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	$\Delta\epsilon$ [-]	$s_{r,max}$ [mm]	w [mm]	Posouzení
1	Kombinace č.2 - G1+G2	-37,00	-42,79	$436 \cdot 10^{-6}$	0,548	0,239	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}						0,300	

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

VYHOVUJE

11 Statický výpočet železobetonové manipulační šachty

Na levém břehu je navržena manipulační šachta. Jedná se dutý pilíř výšky 3,7 m s nepravidelným půdorysem s tloušťkou stěny vždy minimálně 0,4 m, tloušťkou dna 0,7 m a s tloušťkou krycí desky 0,3 m. Výpočet je proveden v nevíce namáhaném řezu. Šachta je zatížena hydrostatickým tlakem a užitným zatížením při pohybu osob.

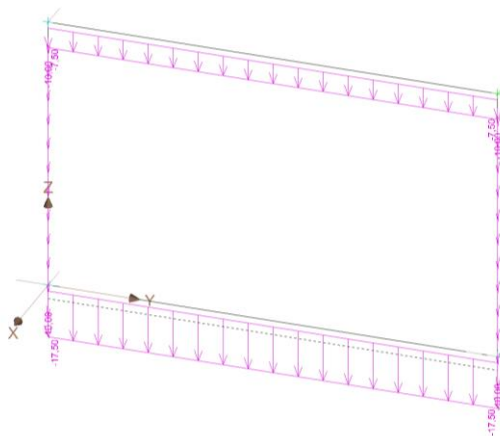


3D vizualizace

a) Výpočet zatížení

1.ZS – Vlastní hmotnost

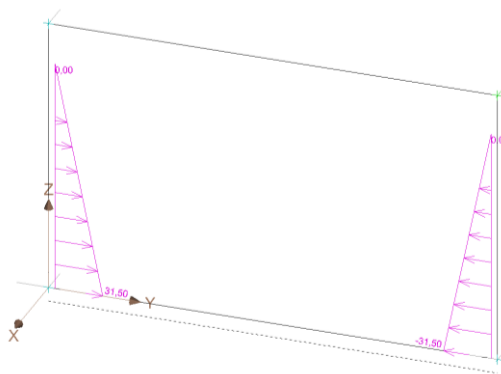
- modelováno programem FINE 3D



2.ZS Hydrostatický tlak – trvalé zatížení

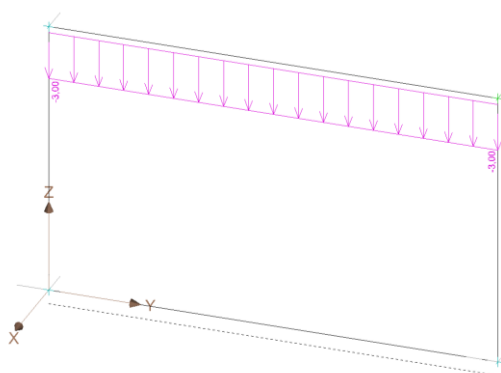
$$h_v = 3,15 \text{ m}$$

$$\sigma_{hyd} = 10 \times 3,15 = 31,5 \text{ kPa}$$

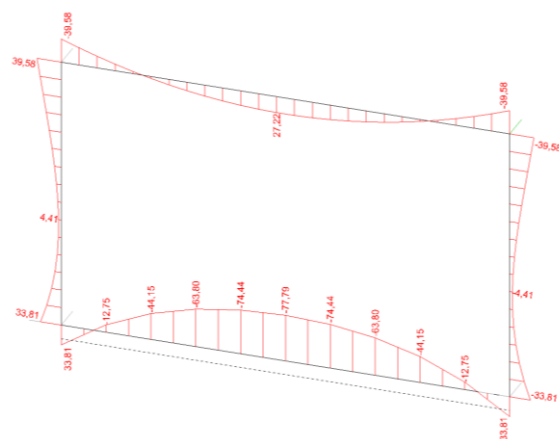


3.ZS Pohyb obsluhy – užité zátížení

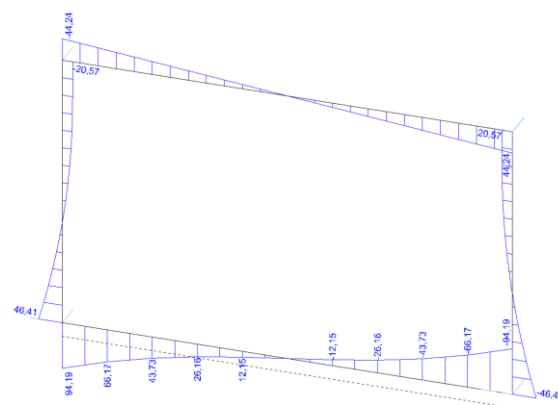
$$f_k = 3 \text{ kN/m}^2$$



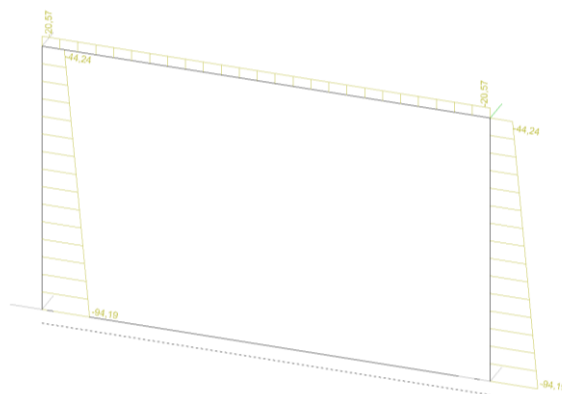
b) Průběh vnitřních sil – obálka kombinací



ohybový moment



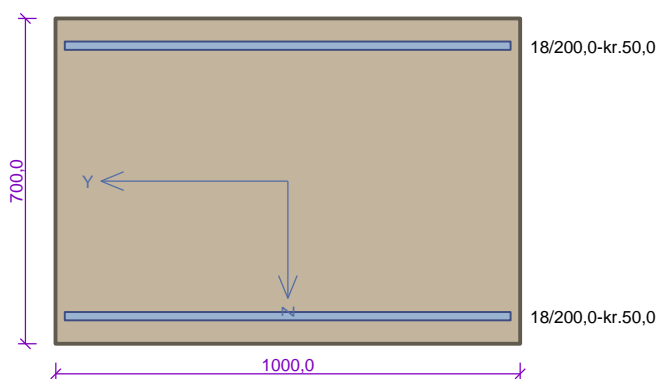
posouvající síla



normálová síla

c) Dimenzace

d) Kritický řez dílce "1:DD" (0,000m)



Typ prvku: deska
Prostředí: XC1, XF4, 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

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):

$\rho_{s,t} = 0,00198 \geq \rho_{s,min} = 0,00151$

$\rho_{s,t,CSN} = 0,00182 \geq \rho_{s,min,CSN} = 0,0018 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

$\rho_s = 0,00364 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow$ **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	Kombinace č.1 - Q3:G1+G2	0,00	0,00	33,81	374,29	94,19	239,10	Vyhovuje
2	Kombinace č.2 - G1+G2	0,00	0,00	34,62	374,29	80,58	239,10	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení napětí

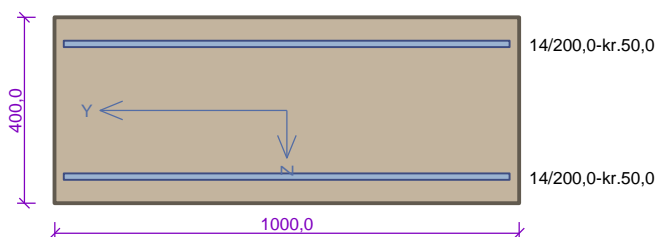
č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	σ_c [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,min}$ [MPa]	Posouzení
1	Kombinace č.1 - G1+G2	0,00	25,65	0,89	33,07	1,84	Vyhovuje
Limitní hodnoty $k_1 \times f_{ck} / k_3 \times f_{yk}$				18,00	400,00		

Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	$\Delta\epsilon$ [-]	$s_{r,max}$ [mm]	w [mm]	Posouzení
1	Kombinace č.2 - G1+G2	0,00	25,65	$99,2 \cdot 10^{-6}$	0,462	0,046	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}						0,300	

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

VYHOVUJE

Kritický řez dílce "2:DD" (3,700m)

Typ prvku: stěna
Prostředí: XC1, XF4, 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

Stěna (celková výztuž):

$\rho_s = 0,00385 \geq \rho_{s,min} = 0,002 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

$\rho_s = 0,00385 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Minimální plocha vodorovné výztuže: $A_{sh,min} = 400 \text{ mm}^2$

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 - Q3:G1+G2	-44,24	-8615,75	39,58	131,86	-20,57	-159,69	Vyhovuje
2	Kombinace č.2 - G1+G2	-30,63	-8615,75	27,82	129,82	-17,17	-157,94	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Posouzení mezního stavu použitelnosti**Mezní stav omezení napětí**

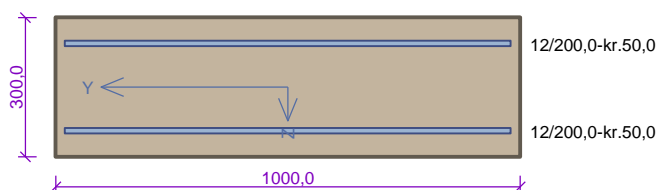
č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	σ_c [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,min}$ [MPa]	Posouzení
1	Kombinace č.1 - G1+G2	-22,69	20,61	2,39	66,70	1,00	Vyhovuje
Limitní hodnoty $k_1 \times f_{ck} / k_3 \times f_{yk}$				18,00	400,00		

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.2 - G1+G2	-22,69	20,61	$200 \cdot 10^{-6}$	0,548	0,110	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}						0,300	

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

VYHOVUJE

Kritický řez dílce "4:DD" (0,000m)

Typ prvku: deska
Prostředí: XC4, XF2, 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):

$\rho_{s,t} = 0,00232 \geq \rho_{s,min} = 0,00151$

$\rho_{s,t,CSN} = 0,00188 \geq \rho_{s,min,CSN} = 0,0018 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

$\rho_s = 0,00377 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow$ **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	Kombinace č.1 - Q3:G1+G2	-20,57	-6452,39	-39,58	-71,86	-44,24	-125,53	Vyhovuje
2	Kombinace č.2 - G1+G2	-17,17	-6452,39	-27,82	-71,47	-30,63	-125,12	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení napětí

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	σ_c [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,min}$ [MPa]	Posouzení
1	Kombinace č.1 - G1+G2	-12,72	-20,61	4,81	143,07	-10,35	Vyhovuje
Limitní hodnoty $k_1 \times f_{ck} / k_3 \times f_{yk}$				18,00	400,00		

Mezní stav omezení šířky trhlin

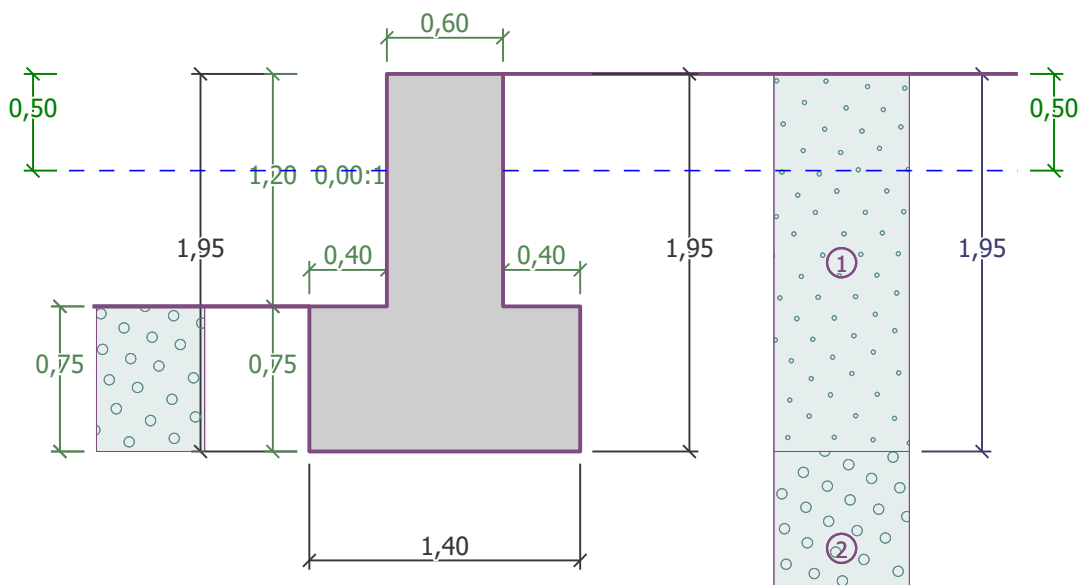
č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	$\Delta\epsilon$ [-]	$s_{r,max}$ [m]	w [mm]	Posouzení
1	Kombinace č.2 - G1+G2	-12,72	-20,61	429.10 ⁻⁶	0,612	0,263	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}						0,300	

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

VYHOVUJE

12 Statický výpočet opěrné zdi na konci rybího přechodu

Na pravém břehu je navržena opěrná úhlová železobetonová zeď podél rybího přechodu. Zeď je proměnné výšky. V tomto odstavci je posouzena nižší část zdi. Výška dříku zdi je 1,2 m, tloušťka dříku je 0,6 m, tloušťka základu je 0,75 m a základ je široký 1,4 m s přesahem 0,4 m na obě strany. Je uvažována trvalá situace s vyrovnanými hladinami před a za stěnou a dočasná situace při uzavření rybího přechodu a s hladinou ve výšce 0,5 m pod korunou zdi pouze na jedné straně.



Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 0,50 m
Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 0,50 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 G3, středně ulehlá
 Výška zeminy před zdí $h = 0,75 \text{ m}$
 Terén před konstrukcí je rovný.

Nastavení výpočtu fáze

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

Posouzení čís. 1 (Fáze budování 1)

Průběh tlaku vody

Bod čís.	Hĺbka [m]	Vod.složka [kPa]	Svis. složka [kPa]
1	0,00	0,00	0,00
2	0,50	0,00	0,00
3	0,51	0,00	0,00

Bod čís.	Hloubka [m]	Vod.složka [kPa]	Svis. složka [kPa]
4	1,20	0,00	0,00
5	1,95	0,00	0,00

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	-0,88	26,01	0,70	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-1,17	-0,25	0,00	0,00	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-0,98	1,03	1,13	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	7,13	-0,74	5,68	1,24	1,350	1,350	1,350
Tlak vody	0,00	-1,95	0,00	1,00	1,000	1,000	1,350

Posouzení celé zdi**Posouzení na překlpení**Moment vzdorující $M_{res} = 20,63 \text{ kNm/m}$ Moment klopící $M_{ovr} = 6,85 \text{ kNm/m}$ **Zed' na překlpení VYHOVUJE****Posouzení na posunutí**Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 17,85 \text{ kN/m}$ Vodor. síla posunující $H_{act} = 8,46 \text{ kN/m}$ **Zed' na posunutí VYHOVUJE****Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE**

Maximální napětí v základové spáře : 33,75 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	2,01	44,18	8,05	0,033	33,75
2	2,27	34,71	8,46	0,047	27,35

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	1,49	32,72	5,96

Vstupní data (Fáze budování 2)**Založení**

Typ založení : zemina - geologický profil

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

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

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 1,20 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 G3, středně ulehlá

Výška zeminy před zdí $h = 0,75 \text{ m}$

Terén před konstrukcí je rovný.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

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

Posouzení čís. 1 (Fáze budování 2)

Průběh tlaku vody

Bod čís.	Hloubka [m]	Vod.složka [kPa]	Svis. složka [kPa]
1	0,00	0,00	0,00
2	0,50	0,00	0,00
3	0,51	0,14	0,00
4	1,20	7,00	0,00
5	1,95	7,00	0,00

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	-0,91	30,21	0,70	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-1,17	-0,25	0,00	0,00	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-0,98	1,03	1,13	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	7,13	-0,74	5,68	1,24	1,350	1,350	1,350
Tlak vody	7,70	-0,57	0,00	1,00	1,350	1,350	1,350
Vztlak vody	0,00	-1,95	0,00	1,00	1,000	1,000	1,350

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{\text{res}} = 22,73 \text{ kNm/m}$

Moment klopící $M_{\text{ovr}} = 12,76 \text{ kNm/m}$

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{\text{res}} = 20,01 \text{ kN/m}$

Vodor. síla posunující $H_{\text{act}} = 18,85 \text{ kN/m}$

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 46,06 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	7,92	49,85	18,44	0,114	46,06

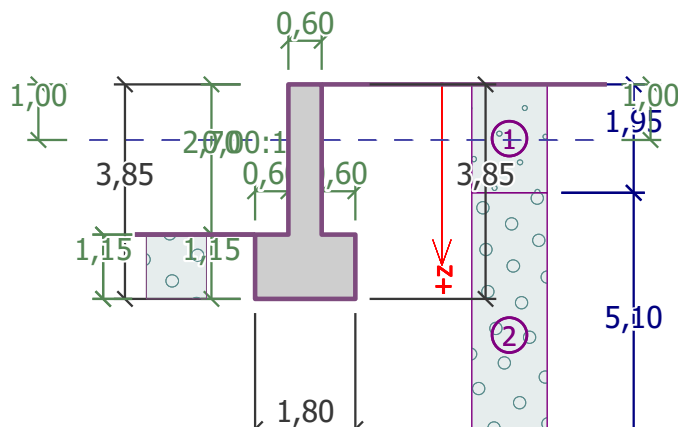
Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
2	8,18	38,91	18,85	0,150	39,72

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	5,87	36,92	13,66

13 Statický výpočet opěrné zdi na začátku rybího přechodu

Na pravém břehu je navržena opěrná úhlová železobetonová zeď podél rybího přechodu. Zeď je proměnné výšky. V tomto odstavci je posouzena vyšší část zdi. Výška dřívku zdi je 2,7 m, tloušťka dřívku je 0,6 m, tloušťka základu je 1,15 m a základ je široký 1,8 m s přesahem 0,6 m na obě strany. Je uvažována trvalá situace s vyrovnanými hladinami před a za stěnou a dočasná situace při uzavření rybího přechodu a s hladinou ve výšce 1,0 m pod korunou zdi pouze na jedné straně.



Posouzení čís. 1 (Fáze budování 1)

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 1,00 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 1,00 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 G3, středně ulehlá

Výška zeminy před zdí $h = 1,15$ 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

Průběh tlaku vody

Bod čís.	Hloubka [m]	Vod.složka [kPa]	Svis. složka [kPa]
1	0,00	0,00	0,00
2	1,00	0,00	0,00
3	1,64	0,00	0,00

Bod čis.	Hloubka [m]	Vod.složka [kPa]	Svis. složka [kPa]
4	1,95	0,00	0,00
5	2,70	0,00	0,00
6	3,85	0,00	0,00

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	-1,63	53,97	0,90	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-2,75	-0,38	0,00	0,00	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,50	2,81	1,40	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	26,24	-1,47	20,79	1,54	1,350	1,350	1,350
Tlak vody	0,00	-3,85	0,00	1,20	1,000	1,000	1,350

Posouzení celé zdi**Posouzení na překlpení**Moment vzdorující $M_{res} = 68,29$ kNm/mMoment klopící $M_{ovr} = 51,02$ kNm/m**Zed' na překlpení VYHOVUJE****Posouzení na posunutí**Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 49,14$ kN/mVodor. síla posunující $H_{act} = 32,67$ kN/m**Zed' na posunutí VYHOVUJE****Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE**

Maximální napětí v základové spáře : 86,57 kPa

Únosnost základové půdy**Síly působící ve středu základové spáry**

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	30,91	104,72	31,71	0,164	86,57
2	31,77	84,84	32,67	0,208	80,72

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	22,90	77,57	23,49

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	-0,21	0,00	106,00	559,44	18,95	Ano
ZS 1	Ne	-0,21	0,00	106,00	559,44	18,95	Ano
ZS 2	Ano	-0,25	0,00	97,25	495,66	19,62	Ano
ZS 2	Ne	-0,25	0,00	97,25	495,66	19,62	Ano

$$R_d = 693,927 \text{ kPa}$$

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

$$\text{Spočtená vlastní tíha pasu } G = 26,91 \text{ kN/m}$$

$$\text{Spočtená tíha nadloží } Z = 41,16 \text{ kN/m}$$

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (ZS 2)

Parametry smykové plochy pod základem:

$$\text{Hloubka smykové plochy } z_{sp} = 3,12 \text{ m}$$

$$\text{Dosah smykové plochy } l_{sp} = 9,83 \text{ m}$$

$$\text{Výpočtová únosnost zákl. půdy } R_d = 495,66 \text{ kPa}$$

$$\text{Extrémní kontaktní napětí } \sigma = 97,25 \text{ kPa}$$

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

$$\text{Max. excentricita ve směru délky patky } e_x = 0,140 < 0,333$$

$$\text{Max. excentricita ve směru šířky patky } e_y = 0,000 < 0,333$$

$$\text{Max. prostorová excentricita } e_t = 0,140 < 0,333$$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (ZS 2)

Zemní odpor: není uvažován

$$\text{Horizontální únosnost základu } R_{dh} = 72,98 \text{ kN}$$

$$\text{Extrémní horizontální síla } H = 32,67 \text{ kN}$$

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost 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.

$$\text{Spočtená vlastní tíha pasu } G = 26,91 \text{ kN/m}$$

$$\text{Spočtená tíha nadloží } Z = 41,16 \text{ kN/m}$$

Sednutí a natočení základu - mezivýsledky

Vrstva čís.	Počátek [m]	Konec [m]	Mocnost [m]	E_{def} [MPa]	σ_{or} [kPa]	$\Delta\sigma_z$ [kPa]	Sednutí [mm]
1	3,85	3,90	0,05	85,00	41,95	24,08	0,01
2	3,90	3,95	0,05	85,00	42,40	23,29	0,01
3	3,95	4,00	0,05	85,00	42,85	21,86	0,01
4	4,00	4,05	0,05	85,00	43,30	20,34	0,01
5	4,05	4,10	0,05	85,00	43,75	19,02	0,01

Vrstva čís.	Počátek [m]	Konec [m]	Mocnost [m]	E_{def} [MPa]	σ_{or} [kPa]	$\Delta\sigma_z$ [kPa]	Sednutí [mm]
6	4,10	4,15	0,05	85,00	44,20	17,91	0,01
7	4,15	4,25	0,10	85,00	44,88	16,61	0,02
8	4,25	4,35	0,10	85,00	45,77	15,15	0,01
9	4,35	4,45	0,10	85,00	46,67	13,94	0,01
10	4,45	4,55	0,10	85,00	47,58	12,87	0,01
11	4,55	4,65	0,10	85,00	48,48	11,91	0,01
12	4,65	4,75	0,10	85,00	49,38	11,05	0,01
13	4,75	5,00	0,25	85,00	50,95	9,79	0,02
14	5,00	5,25	0,25	85,00	53,20	8,29	0,02
15	5,25	5,50	0,25	85,00	55,45	7,14	0,02
16	5,50	5,74	0,24	85,00	57,67	6,26	0,01

Sednutí středu délkové hrany = 0,1 mm

Sednutí středu šířkové hrany 1 = 0,4 mm

Sednutí středu šířkové hrany 2 = 0,0 mm

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

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 85,00$ MPa

Základ je ve směru délky tuhý ($k=92,04$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=536,78$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,107 < 0,333$

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

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,107 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 0,2 mm

Hloubka deformační zóny = 1,89 m

Natočení ve směru šířky = 0,244 ($\tan \cdot 1000$); ($1,4E-02^\circ$)

Dimenzace čís. 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení podélné výztuže základu ve směru x

6 ks profil 18,0 mm, krytí 50,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 1,15 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0,14 \% > 0,13 \% = \rho_{min}$

Poloha neutrálné osy $x = 0,06 \text{ m} < 0,67 \text{ m} = x_{max}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 707,72 \text{ kNm} > 18,43 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

Posouzení základu na protlačení

Normálová síla v sloupu = 77,81 kN

Maximální únosnost na obvodu sloupu

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy	=	25,94 kN
Síla přenášená smykovou pevností patky	=	51,87 kN
Uvažovaný obvod sloupu	u_0	= 2,00 m
Smykové napětí na obvodu sloupu	$V_{Ed,max}$	= 0,03 MPa
Únosnost na obvodu sloupu	$V_{Rd,max}$	= 2,94 MPa

Základ na protlačení VYHOVUJE**Dimenzace čís. 1****Posouzení dříku - přední výztuž****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.- zeď	0,00	-1,54	27,05	0,30	1,000	1,350	1,000
Tlak v klidu	24,30	-1,02	0,00	0,60	1,350	1,000	1,350
Tlak vody	0,00	-2,70	0,00	0,60	1,000	1,000	1,000

Posouzení dříku - přední výztuž

Přední výztuž není nutná.

Posouzení dříku - zadní výztuž**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.- zeď	0,00	-1,54	27,05	0,30	1,000	1,350	1,000
Tlak v klidu	24,30	-1,02	0,00	0,60	1,350	1,000	1,350
Tlak vody	0,00	-2,70	0,00	0,60	1,000	1,000	1,000

Posouzení dříku - zadní výztuž

Posouzení zdi v pracovní spáře 2,70 m od koruny zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

5 ks profil 16,0 mm, krytí 50,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 0,60 m

Stupeň vyztužení	ρ	=	0,19 %	>	0,13 %	=	ρ_{min}
Poloha neutrálné osy	x	=	0,05 m	<	0,33 m	=	x_{max}
Posouvající síla na mezi únosnosti	V_{Rd}	=	172,90 kN	>	32,80 kN	=	V_{Ed}
Moment na mezi únosnosti	M_{Rd}	=	231,56 kNm	>	33,30 kNm	=	M_{Ed}

Průřez VYHOVUJE.**Posouzení výstupku****Spočtené síly působící na konstrukci**

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zeď	0,00	-1,63	53,97	0,90	1,350
Odpor na líci	-2,75	-0,38	0,00	0,00	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,50	2,81	1,40	1,350

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Výpočtový koeficient
Aktivní tlak	26,24	-1,47	20,79	1,54	1,350
Tlak vody	0,00	-3,85	0,00	1,20	1,350

Posouzení výstupku

Vyztužení a rozměry průřezu

6 ks profil 18,0 mm, krytí 50,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 1,15 m

Stupeň vyztužení	ρ	=	0,14 %	>	0,13 %	=	ρ_{min}
Poloha neutrálné osy	x	=	0,06 m	<	0,67 m	=	x_{max}
Posouvající síla na mezi únosnosti	V_{Rd}	=	291,46 kN	>	41,93 kN	=	V_{Ed}
Moment na mezi únosnosti	M_{Rd}	=	707,72 kNm	>	13,72 kNm	=	M_{Ed}

Průřez VYHOVUJE.**Posouzení paty****Spočtené síly působící na konstrukci**

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zed'	0,00	-0,57	15,87	1,50	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,50	2,81	1,40	1,350
Aktivní tlak	26,24	-1,47	20,79	1,54	1,350
Kontaktní napětí	0,00	0,00	-12,01	1,40	1,000

Posouzení paty

Vyztužení a rozměry průřezu

5 ks profil 20,0 mm, krytí 30,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 1,15 m

Stupeň vyztužení	ρ	=	0,14 %	>	0,13 %	=	ρ_{min}
Poloha neutrálné osy	x	=	0,06 m	<	0,68 m	=	x_{max}
Posouvající síla na mezi únosnosti	V_{Rd}	=	295,39 kN	>	41,27 kN	=	V_{Ed}
Moment na mezi únosnosti	M_{Rd}	=	740,59 kNm	>	14,16 kNm	=	M_{Ed}

Průřez VYHOVUJE.**Posouzení čís. 2 (Fáze budování 2)****Vliv vody**

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 0,00 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 0,00 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 G3, středně ulehlá

Výška zeminy před zdí h = 1,15 m

Terén před konstrukcí je rovný.

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	Ano		hydrostatický tlak	stálé	-13,50	0,00	0,00	-0,60	-0,90

Posouzení čís. 1**Spočtené síly působící na konstrukci**

Název	F_{hor}	Působíště	F_{vert}	Působíště	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
	[kN/m]	z [m]	[kN/m]	x [m]			
Tíh.- zed'	0,00	-1,69	64,17	0,90	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-2,75	-0,38	0,00	0,00	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	1,56	-0,38	0,45	1,80	1,350	1,350	1,350
Tlak vody	0,00	-1,15	0,00	1,80	1,350	1,350	1,350
hydrostatický tlak	13,50	-2,05	0,00	1,20	1,350	1,350	1,350

Posouzení celé zdi**Posouzení na překlpení**Moment vzdorující $M_{res} = 42,03$ kNm/mMoment klopící $M_{ovr} = 37,11$ kNm/m**Zed' na překlpení VYHOVUJE****Posouzení na posunutí**Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 37,51$ kN/mVodor. síla posunující $H_{act} = 17,58$ kN/m**Zed' na posunutí VYHOVUJE****Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE**

Maximální napětí v základové spáře : 96,55 kPa

Únosnost základové půdy**Síly působící ve středu základové spáry**

Číslo	Moment	Norm. síla	Pos. síla	Excentricita	Napětí
	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[-]	[kPa]
1	36,20	87,23	16,61	0,231	89,93
2	36,57	64,77	17,58	0,314	96,55

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment	Norm. síla	Pos. síla
	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
1	26,81	64,62	12,31

Posouzení plošného základu**Posouzení čís. 1****Posouzení zatěžovacích stavů**

Název	VI. tíha příznivě	e_x	e_y	σ	R_d	Využití	Vyhovuje
		[m]	[m]	[kPa]	[kPa]	[%]	
ZS 1	Ano	-0,41	0,00	89,93	176,86	50,85	Ano
ZS 1	Ne	-0,41	0,00	89,93	176,86	50,85	Ano
ZS 2	Ano	-0,56	0,00	96,55	127,03	76,01	Ano
ZS 2	Ne	-0,56	0,00	96,55	127,03	76,01	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 26,91 \text{ kN/m}$

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

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (ZS 2)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 3,12 \text{ m}$

Dosah smykové plochy $l_{sp} = 9,83 \text{ m}$

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 127,03 \text{ kPa}$

Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 96,55 \text{ kPa}$

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,314 < 0,333$

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

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,314 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (ZS 2)

Zemní odpor: není uvažován

Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 37,51 \text{ kN}$

Extrémní horizontální síla $H = 17,58 \text{ kN}$

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost 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 $G = 26,91 \text{ kN/m}$

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

Sednutí středu délkové hrany $= 0,3 \text{ mm}$

Sednutí středu šířkové hrany 1 $= 0,6 \text{ mm}$

Sednutí středu šířkové hrany 2 $= 0,3 \text{ mm}$

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

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 85,00 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky tuhý ($k=92,04$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=536,78$)

Posouzení excentricity zatíženíMax. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,231 < 0,333$ Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$ Max. prostorová excentricita $e_t = 0,231 < 0,333$ **Excentricita zatížení základu VYHOVUJE****Celkové sednutí a natočení základu:**

Sednutí základu = 0,4 mm

Hloubka deformační zóny = 3,90 m

Natočení ve směru šířky = 0,168 (tan*1000); (9,6E-03 °)

Dimenzace čís. 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení podélné výztuže základu ve směru x

6 ks profil 18,0 mm, krytí 50,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 1,15 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0,14 \% > 0,13 \% = \rho_{\min}$ Poloha neutrální osy $x = 0,06 \text{ m} < 0,67 \text{ m} = x_{\max}$ Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 707,72 \text{ kNm} > 12,87 \text{ kNm} = M_{Ed}$ **Průřez VYHOVUJE.****Posouzení základu na protlačení**

Normálová síla v sloupu = 60,32 kN

Maximální únosnost na obvodu sloupu

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy = 20,11 kN

Síla přenášená smykovou pevností patky = 40,22 kN

Uvažovaný obvod sloupu $u_0 = 2,00 \text{ m}$ Smykové napětí na obvodu sloupu $v_{Ed, \max} = 0,03 \text{ MPa}$ Únosnost na obvodu sloupu $v_{Rd, \max} = 2,94 \text{ MPa}$ **Základ na protlačení VYHOVUJE****Dimenzace čís. 1****Posouzení dříku - přední výztuž****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	-1,35	37,49	0,90	1,000	1,350	1,000
Odpor na líci	0,00	-0,01	0,00	0,00	1,000	1,000	1,000
Tlak v klidu	0,00	-0,01	0,00	1,80	1,000	1,000	1,350
Tlak vody	0,00	-0,01	0,00	1,80	1,000	1,000	1,000
hydrostatický tlak	13,50	-0,91	0,00	1,20	1,350	1,000	1,350

Posouzení dříku - přední výztuž

Přední výztuž není nutná.

Posouzení dříku - zadní výztuž**Spočtené síly působící na konstrukci**

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.síla	Koef. pos.síla
Tíh.- zeď	0,00	-1,35	37,49	0,90	1,000	1,350	1,000
Odpor na líci	0,00	-0,01	0,00	0,00	1,000	1,000	1,000
Tlak v klidu	0,00	-0,01	0,00	1,80	1,000	1,000	1,350
Tlak vody	0,00	-0,01	0,00	1,80	1,000	1,000	1,000
hydrostatický tlak	13,50	-0,91	0,00	1,20	1,350	1,000	1,350

Posouzení dříku - zadní výztuž

Posouzení zdi v pracovní spáře 2,70 m od koruny zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

8 ks profil 20,0 mm, krytí 50,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 0,60 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0,47 \% > 0,13 \% = \rho_{min}$ Poloha neutrálné osy $x = 0,09 \text{ m} < 0,33 \text{ m} = x_{max}$ Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 548,57 \text{ kNm} > 0,00 \text{ kNm} = M_{Ed}$ **Průřez VYHOVUJE.****Posouzení dříku - zadní výztuž**

Posouzení zdi v pracovní spáře 2,70 m od koruny zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

8 ks profil 20,0 mm, krytí 50,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 1,80 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0,14 \% > 0,13 \% = \rho_{min}$ Poloha neutrálné osy $x = 0,09 \text{ m} < 1,07 \text{ m} = x_{max}$ Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 422,01 \text{ kN} > 18,22 \text{ kN} = V_{Ed}$ Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 1859,85 \text{ kNm} > 16,41 \text{ kNm} = M_{Ed}$ **Průřez VYHOVUJE.****Posouzení výstupku****Spočtené síly působící na konstrukci**

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zeď	0,00	-1,69	64,17	0,90	1,350
Odpor na líci	-2,75	-0,38	0,00	0,00	1,350
Aktivní tlak	1,56	-0,38	0,45	1,80	1,350
Tlak vody	0,00	-1,15	0,00	1,80	1,350
hydrostatický tlak	13,50	-2,05	0,00	1,20	1,350

Posouzení výstupku

Vyztužení a rozměry průřezu

6 ks profil 18,0 mm, krytí 50,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 1,15 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0,14 \% > 0,13 \% = \rho_{min}$

Poloha neutrálné osy $x = 0,06 \text{ m} < 0,67 \text{ m} = x_{\max}$
 Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 291,46 \text{ kN} > 41,24 \text{ kN} = V_{Ed}$
 Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 707,72 \text{ kNm} > 13,86 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

Posouzení paty

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zed'	0,00	-0,57	15,87	1,50	1,350
Aktivní tlak	1,56	-0,38	0,45	1,80	1,350
Kontaktní napětí	0,00	0,00	-2,68	1,29	1,000

Posouzení paty

Vyztužení a rozměry průřezu
 5 ks profil 20,0 mm, krytí 50,0 mm
 Šířka průřezu = 1,00 m
 Výška průřezu = 1,15 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0,14 \% > 0,13 \% = \rho_{\min}$
 Poloha neutrálné osy $x = 0,06 \text{ m} < 0,67 \text{ m} = x_{\max}$
 Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 291,25 \text{ kN} > 19,35 \text{ kN} = V_{Ed}$
 Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 726,93 \text{ kNm} > 6,56 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

14 Závěr

Konstrukce jsou posouzeny pro nejvíce namáhané řezy a výpočty potvrzují, že rozměry konstrukce i způsob vyztužení jsou dostatečné. U průřezů betonových konstrukcí je uvažováno vyztužení i dle konstrukčních zásad, především s ohledem na vznik trhlin.

Takto navržené konstrukce jsou ze statického hlediska vyhovující. Při realizaci je nutné dodržet veškeré dimenze navrženého profilu. Jedná se především o druh použitého materiálu, geometrie konstrukce, a uspořádání vložek výztuže v konstrukci.

Konstrukce jsou navrženy pro běžné předpokládané situace. Při nesmí docházet k nadměrnému přitěžování konstrukcí vlivem stavební mechanizace, nad rámec uvažovaných zatížení. Zároveň musí být dodržena technologická kázeň při provádění železobetonových konstrukcí, především krytí výztuže, rozestupy a přesahy v případě stykání jednotlivých vložek.

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.