

KONCEPCE TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ KONSTRUKCÍ PPO KVASINY **A 2D MODELOVÁNÍ PROUDĚNÍ**

Adresa:

K Plzenci 1002/17
Plzeň – Černice 326 00
Česká Republika

Kontakt:

tel. 774 297 778
mail:
ters@progeocont.cz

IČO

04303270

Obsah

1. ÚVOD	3
2. GEOLOGIE	3
3. KONSTRUKCE OPĚRNÝCH ZDÍ	5
4. STATICKÝ VÝPOČET	7
5. ZÁVĚR	17

Adresa:

K Plzenci 1002/17
Plzeň – Černice 326 00
Česká Republika

Kontakt:

tel. 774 297 778
mail:
ters@progeocont.cz

IČO
04303270

1. ÚVOD

Účelem dokumentu je zpracovat technický návrh a statické posouzení konstrukcí protipovodňových zdí a model 2D prodělení podzemních vod při běžných a povodňových situacích v obci Kvasiny.

Zdi jsou rozčleněny na stavební objekty:

SO 02	délka 150m
SO 03	délka 410m
SO 04	délka 450m
SO 06	délka 180m.

2. GEOLOGIE

V lokalitě byl zpracován inženýrskogeologický a hydrogeologický průzkum 02/2016 (INGES). Bylo realizováno 5 jádrových vrtů Kv 1 až Kv 5 hloubky 3 až 7m.

SO 02	délka 150m	vrt nebyl realizován (doporučení IGHP uvažovat Kv5)
SO 03	délka 410m	Kv 4
SO 04	délka 450m	Kv 2,3
SO 06	délka 180m.	Kv 1

Pro zpracování dokumentace DUR a návrh konstrukcí je předložený průzkum zcela dostatečný. Závěry průzkumu jsou zohledněny při návrhu konstrukcí.

Pro další stupeň dokumentace by bylo vhodné průzkum doplnit. Vhodnou metodou pro tyto liniové objekty je geofyzikální měření, které je vhodné v místech zjištěných anomálií doplnit o průzkumné vrty.

Na základě takového podkladu je možné realizovat optimální návrh konstrukcí z pohledu technického a ekonomického.

Výsledky inženýrskogeologického a hydrogeologického průzkumu lze shrnout do následujících závěrů a doporučení:

- v oblasti Kv 1 až Kv 4 je skalní podloží tvořeno písčitými slínovci středního turonu, které jsou uloženy 1,5 m až 4,2 m pod terénem.
- V oblasti Kv 5 a Kv 6 je skalní podloží tvořeno fylity novoměstské skupiny orlicko-kladského krystalinika proterozoického až paleozoického stáří, které jsou uloženy cca 2,5 m pod terénem.
- Horniny skalního podloží, popř. jejich eluviální zvětraliny, jsou překryty hrubě zrnitými štěrky pleistocénní terasy Bělé. Mocnost terasy se pohybuje od cca 0,5 m až 2,0 m.
- Hladina podzemní vody mělkého kvartérního zvodnění, která koresponduje s hladinou povrchové vody, je vázaná na průlinově propustný kolektor terasových štěrků. Polopropustnou až nepropustnou bázi kvartérního kolektoru tvoří horniny skalního podloží.

Adresa:

K Plzenci 1002/17
Plzeň – Černice 326 00
Česká Republika

Kontakt:

tel. 774 297 778
mail:
tersa@progeocont.cz

IČO

04303270

- Hydrodynamickou zkouškou provedenou ve vrtu Kv 3 byl stanoven koeficient průtočnosti (transmisivity) $T = 3,0 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ a koeficient propustnosti (filtrace) $k = 5,8 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$.
- Podzemní voda nevykazuje dle ČSN EN 206 agresivitu na beton - nejedná se o agresivní prostředí pro beton.
- Dle ČSN 03 8372 vykazuje podzemní voda zvýšenou agresivitu (stupeň agresivity III.) až velmi vysokou agresivitu (stupeň agresivity IV.) na ocel.
- Výkopy budou zastiženy nesoudržné a zvodnělé zeminy. Svislé stěny výkopů doporučujeme zajistit pažením. U výkopů prováděných nad hladinou podzemní vody lze uvažovat s vysvahováním stěn výkopů.
- Jako nevhodnější metody pažení se jeví s ohledem na geologický profil, vlastnosti zemin a úroveň hladiny podzemní vody použití štětovnic nebo záporového pažení, popř. hnaného pažení nebo kluznicového pažení. Volba způsobu pažení bude závislá na hloubce výkopu, resp. na tom zda výkop bude prováděn pod hladinou vody.
- Hydrogeologicky významný kolektor podzemní vody vázaný na souvrství spodního turonu, který je předmětem ochrany, nebude stavební činností zastižen ani ovlivněn.

Adresa:

K Plzenci 1002/17
Plzeň – Černice 326 00
Česká Republika

Kontakt:

tel. 774 297 778
mail:
tersa@progeocont.cz

IČO
04303270

3. KONSTRUKCE OPĚRNÝCH ZDÍ

SO 02 – km 18,401 08

Konstrukce protipovodňové zdi je předpokládána v délce cca 150m podél komunikace II/321. Z důvodu úspory místa je konstrukce navržena a posouzena na zatížení vyvozené nárazem vozidla – SO 02 tedy zároveň slouží jako zádržný systém.

Jedná se o železobetonovou tížnou zeď – úhlová zeď. Dřík zdi je navržen šířky 0,5m, celková výška zdi je uvažována cca 3,3m. Založení zdi je uvažováno na úrovni báze fylitů.

Dle 2D modelu proudění měla být konstrukce založena v úrovni štěrků cca 362,70 mn.m. .Z konstrukčních důvodů je konstrukce založena ve větší hloubce a proto musí být rub konstrukce důsledně odvodněn, aby nedošlo k přerušení proudění.

SO 03 – km 17,013 00

Konstrukce protipovodňové zdi je předpokládána v délce cca 410m. Konstrukce zdi plně respektuje závěry 2D modelu proudění a úroveň založení se nachází cca v požadované výšce 348,60 m.n.m.. Ze statických důvodů je nutné konstrukci zdi založit na pilotách DN 600mm hloubky maximálně 3m, které jsou uvažovány v osově vzdálenosti 2m.

Piloty jsou v hlavách zmonolitněny železobetonovým věncem 600/800mm a do věnce je vetknut železobetonový dřík zdi výšky 1,15m a 0,3m.

Líc zdi musí být ochráněn proti erozi, jednou z možností je využití gabionové matrace tloušťky 300mm.

SO 04 – km 16,837 60

Konstrukce protipovodňové zdi je předpokládána v délce cca 450m. Konstrukce zdi plně respektuje závěry 2D modelu proudění a úroveň založení se nachází cca v požadované výšce 348,60 m.n.m.. Ze statických důvodů je nutné konstrukci zdi založit na pilotách DN 600mm hloubky maximálně 3m, které jsou uvažovány v osově vzdálenosti 2m.

Konstrukce se nachází v těsné blízkosti kanalizační stoky DN400, dle vyjádření správce je možné konstrukci umístit do vzdálenosti minimálně 1500mm od stoky.

V případě rekonstrukce sběrače je nutné uvažovat s tím, že výkop musí být v celé své délce a také hloubce pažen.

Piloty jsou v hlavách zmonolitněny železobetonovým věncem 600/1500mm a do věnce je vetknut železobetonový dřík zdi výšky 1,10m a 0,3m.

Líc zdi musí být ochráněn proti erozi, jednou z možností je využití gabionové matrace tloušťky 300mm.

Řez ve staničení km 16,770 20 bude přiléhat k objektu garáží. Konstrukce je navržena výšky 2,0m, založena v hloubce cca 1,30m pod terénem. S ohledem na neznámou hloubku založení přilehlých objektů, je nutné nejdříve realizovat kopané sondy pro ověření úrovně základové spáry. Objekt bude pravděpodobně nutné podchytit, což je možné realizovat postupným podezděním v krocích maximálně délky 1,50m. Délka kroku bude stanovena na základě stavebně-technického průzkumu objektu garáží. Objekt protipovodňové ochrany bude v horní části opatřen oplechováním z důvodu ochrany přilehlého objektu.

Adresa:

K Plzenci 1002/17
Plzeň – Černice 326 00
Česká Republika

Kontakt:

tel. 774 297 778
mail:
tersa@progeocont.cz

IČO

04303270

SO 06 – km 15,959 60

Konstrukce protipovodňové zdi je předpokládána v délce cca 180m. Konstrukce zdi plně respektuje závěry 2D modelu proudění a úroveň založení se nachází cca v požadované výšce 338,80 m.n.m. . Ze statických důvodů je nutné konstrukci zdi založit na pilotách DN 600mm hloubky maximálně 3m, které jsou uvažovány v osově vzdálenosti 2m.

Piloty jsou v hlavách zmonolitněny železobetonovým věncem 600/800mm a do věnce je vetknut železobetonový dřík zdi výšky 0,75m a 0,3m.

Líc zdi musí být ochráněn proti erozi, jednou z možností je využití gabionové matrace tloušťky 300mm.

Odvodnění protipovodňových zdí

Povrchové odvodnění (srážkové vody) budou odvedeny betonovým žlabem do míst úžlabí, kde budou soustředěny průchody (vybavené mobilním hrazením). Pokud nebude možné realizovat průchod v objektu protipovodňové zdi, zřídí se v úžlabí šachta, která bude vyvedena zpět do vodního toku. Pro případ povodňových situací bude šachta opatřena zpětnou klapkou.

Návrh protipovodňových zdí byl proveden na základě posouzení proudění podpovrchových vod pro běžné situace a také povodňovou situaci. Konstrukce jsou navrženy tak, aby neomezily cirkulaci podzemních vod. Proto s výjimkou SO 02 není nutné navrhovat drenážní odvodnění rubu zdi, navržené konstrukce neovlivní režim podpovrchových vod.

Materiály:

- | | |
|-----------------------------|--|
| • Železobetonová konstrukce | C30/37 - XC3, XF3, XA1 |
| • Piloty | C30/37 – XC3, XF3, XA1 |
| • Podkladní beton | C12/15 – X0 |
| • Lomový kámen | (vyvřelé horniny, odolné proti zvětrávání) |
| • Ocel | B500B |

Adresa:

K Plzenci 1002/17
Plzeň – Černice 326 00
Česká Republika

Kontakt:

tel. 774 297 778
mail:
tersa@progeocont.cz

IČO
04303270

4. STATICKÝ VÝPOČET

SO 02

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

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

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

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

Výpočet 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 EN1997

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 :	$\gamma_{Re} =$	1,40 [-]		
Součinitel redukce odporu na posunutí :	$\gamma_{Rh} =$	1,10 [-]		
Součinitel redukce odporu základové půdy :	$\gamma_{Rv} =$	1,40 [-]		

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

Materiál konstrukce

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

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

Beton : C 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	0,00	0,00
2	0,00	1,50

Adresa:

K Plzenci 1002/17
Plzeň - Černice 326 00
Česká republika

Kontakt:

tel. 774 297 778
mail:
tersa@progeocont.cz



IČO

04303270

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
3	1,25	1,50
4	1,25	1,98
5	-1,52	1,95
6	-1,52	1,50
7	-0,52	1,50
8	-0,50	0,00

Počátek [0,0] je v nejhořejším pravém bodu zdi.
 Plocha řezu zdi = 2,04 m².

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída G2, ulehlá		38,00	0,00	20,00	10,00	28,00
2	Fylit R3		35,00	35,00	22,00	12,00	26,00

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

Parametry zemín


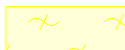
Třída G2, ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 20,00$ kN/m³
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 38,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00$ kPa
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 28,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00$ kN/m³

Fylit R3

Objemová tíha : $\gamma = 22,00$ kN/m³
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 35,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 35,00$ kPa
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 26,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 22,00$ kN/m³

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,00	Třída G2, ulehlá	
2	-	Fylit R3	

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Adresa:

K Plzenci 1002/17
 Plzeň - Černice 326 00
 Česká Republika

Kontakt:

tel. 774 297 778
 mail:
 tersa@progeocont.cz

IČO
 04303270

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 2,00 m
Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 2,00 m
Podloží u paty konstrukce je nepropustné.
Vztlak v základové spáře od rozdílných tlaků není uvažován.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		stálé	30,00		0,50	3,00	na terénu
2	ANO		stálé	20,00		3,50	3,00	na terénu

Číslo	Název
1	Q1
2	Q2

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: není uvažován
Zemina na líci konstrukce - Třída G2, ulehlá
Třecí úhel kce-zemina $\delta = 0,00^\circ$
Výška zeminy před zdí $h = 1,70$ m

Tvar terénu na líci konstrukce

Číslo	Souřadnice x[m]	Hloubka z[m]
1	0,00	0,00
2	0,00	-1,70
3	-0,50	-1,70
4	-3,00	0,20
5	-4,00	0,20

Počátek [0,0] je umístěn do levého spodního okraje konstrukce.
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla		Název	Působ.	F _x [kN/m]	F _z [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
	nová	změna							
1	ANO		SVODIDLO	mimořádné	-25,00	0,00	-25,00	0,00	0,00

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F _{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F _{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0,00	-0,58	47,01	1,35	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,10	26,53	1,98	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	8,54	-0,67	12,67	2,55	1,000	1,000	1,350
Tlak vody	0,00	-1,95	0,00	2,03	1,000	1,000	1,000
Q1	6,95	-0,80	10,09	2,46	1,000	1,000	1,350
Q2	0,00	-1,95	0,00	2,03	1,000	1,000	1,000
Q1	0,00	-1,95	0,55	2,02	1,000	1,000	1,350

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
SVODIDLO	25,00	-1,95	0,00	1,52	1,500	1,500	1,500

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 124,38$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 121,90$ kNm/m

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 69,15$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 52,02$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 90,74 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	71,50	131,31	57,10	0,199	78,92
2	81,65	97,36	52,02	0,306	90,74

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	44,77	97,24	39,52

Posouzení únosnosti základové půdy

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,306$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Návrhová únosnost základové půdy $R = 500,00$ kPa

Součinitel redukce odporu základové půdy $\gamma_{Rv} = 1,40$

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 90,74$ kPa

Únosnost základové půdy $R_d = 357,14$ kPa

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

Adresa:

K Plzenci 1002/17
Plzeň - Černice 326 00
Česká Republika

Kontakt:

tel. 774 297 778
mail:
tersa@progeocont.cz

IČO

04303270

SO 03, 04 a 06

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

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

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

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

Výpočet 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 EN1997

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 :	$\gamma_{Re} =$	1,40 [-]	
Součinitel redukce odporu na posunutí :	$\gamma_{Rh} =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce odporu základové půdy :	$\gamma_{Rv} =$	1,40 [-]	

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

Materiál konstrukce

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

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

Beton : C 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	0,00	0,00
2	0,00	0,85
3	0,15	0,85
4	0,15	3,85

Adresa:

K Plzeňci 1002/17
Plzeň - Černice 326 00
Česká republika

Kontakt:

tel. 774 297 778
mail:
tersa@progeocont.cz


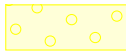

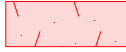
IČO

04303270

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
5	-0,45	3,85
6	-0,45	0,85
7	-0,30	0,85
8	-0,30	0,00

Počátek [0,0] je v nejhořejším pravém bodu zdi.
 Plocha řezu zdi = 2,06 m².

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída F4, konzistence tuhá		24,50	14,00	18,50	8,50	16,00
2	Třída G3, ulehlá		35,50	0,00	19,00	9,00	28,00
3	Třída F3, konzistence tuhá		26,50	12,00	18,00	8,00	18,00
4	Slínovec R3		32,00	30,00	23,00	13,00	24,00

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

Parametry zemín

Třída F4, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 24,50^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 14,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 16,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18,50 \text{ kN/m}^3$

Třída G3, ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 35,50^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 28,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Třída F3, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 26,50^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 12,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 18,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18,00 \text{ kN/m}^3$

Slínovec R3

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

Adresa:

K Plzeňci 1002/17
 Plzeň – Černice 326 00
 Česká Republika

Kontakt:





tel. 774 297 778
 mail:
 tersa@progeocont.cz

IČO

04303270

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 32,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 30,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 24,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 23,00 \text{ kN/m}^3$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	0,60	Třída F4, konzistence tuhá	
2	0,50	Třída G3, ulehlá	
3	0,40	Třída F3, konzistence tuhá	
4	-	Slínovec R3	

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

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 - Slínovec R3
 Výška zeminy před zdí $h = 2,40 \text{ m}$
 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	Síla č. 1	mimořádné	-2,15	0,00	0,00	0,00	-0,25

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1 (Fáze budování 1)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0,00	-1,92	30,21	0,30	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-17,60	-0,80	0,00	0,00	1,000	1,000	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-3,08	0,35	0,50	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	1,84	-2,99	2,55	0,54	1,350	1,350	1,000

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tlak vody	0,00	-3,85	0,00	0,45	1,000	1,000	1,000
Síla č. 1	2,15	-4,10	0,00	0,45	1,500	1,500	1,500

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 7,95$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 6,57$ kNm/m

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 26,63$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = -11,92$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 126,75 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	3,92	43,80	-12,58	0,149	103,84
2	5,66	34,00	-11,92	0,277	126,75

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	-0,46	33,10	-13,64

Posouzení únosnosti základové půdy

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,277$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Návrhová únosnost základové půdy $R = 500,00$ kPa

Součinitel redukce odporu základové půdy $\gamma_{Rv} = 1,40$

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 126,75$ kPa

Únosnost základové půdy $R_d = 357,14$ kPa

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

Dimenzace čís. 1 (Fáze budování 1)

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.- zed'	0,00	-0,42	5,86	0,15	1,000	1,350	1,000
Aktivní tlak	0,71	-0,12	0,38	0,30	1,350	1,350	1,350
Tlak vody	0,00	-0,85	0,00	0,30	1,000	1,000	1,000

Adresa:

K Plzeňci 1002/17
Plzeň - Černice 326 00
Česká Republika

Kontakt:

tel. 774 297 778
mail:
tersa@progeocont.cz

IČO

04303270

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.síla	Koef. pos.síla
Síla č. 1	2,15	-1,10	0,00	0,30	1,500	0,000	1,500

Posouzení dířku zdi


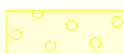


Výška průřezu $h = 0,30$ m

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 120,38$ kN/m $> 4,18$ kN/m $= V_{Ed}$
 Tlaková síla na mezi únosnosti $N_{Rd} = 31,95$ kN/m $> 6,38$ kN/m $= N_{Ed}$
 Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 16,65$ kNm/m $> 3,58$ kNm/m $= M_{Ed}$

Únosnost průřezu VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 2)

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	0,60	Třída F4, konzistence tuhá	
2	0,50	Třída G3, ulehlá	
3	0,40	Třída F3, konzistence tuhá	
4	-	Slínovec R3	

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 0,10 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: pasivní
 Zemina na líci konstrukce - Slínovec R3
 Třecí úhel kce-zemina $\delta = 0,00^\circ$
 Výška zeminy před zdí $h = 2,65$ m
 Terén před konstrukcí je rovný.

Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla nová	Síla změna	Název	Působ.	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
1	NE	NE	Síla č. 1	mimořádné	-2,15	0,00	0,00	0,00	-0,25

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Adresa:

K Plzeň 1002/17
 Plzeň - Černice 326 00
 Česká Republika

Kontakt:

tel. 774 297 778
 mail:
 tersa@progeocont.cz

IČO

04303270

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	-1,92	30,21	0,30	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-445,81	-1,17	0,00	0,00	1,000	1,000	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-3,08	0,17	0,50	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	0,98	-2,99	1,36	0,54	1,350	1,350	1,000
Tlak vody	29,71	-1,66	0,00	0,45	1,350	1,350	1,000
Vztlak vody	0,00	-3,85	0,00	0,45	1,000	1,000	1,000
Síla č. 1	2,15	-4,10	0,00	0,45	1,500	1,500	1,500

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 7,26$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = -439,00$ kNm/m

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 34,46$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = -401,20$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 69,83 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	-457,66	41,96	-411,94	0,000	69,83
2	-439,48	31,81	-401,20	0,000	52,95

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	-462,05	31,32	-413,01

Posouzení únosnosti základové půdy

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,000$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Návrhová únosnost základové půdy $R = 500,00$ kPa

Součinitel redukce odporu základové půdy $\gamma_{Rv} = 1,40$

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 69,83$ kPa

Únosnost základové půdy $R_d = 357,14$ kPa

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

Adresa:

K Plzenci 1002/17
Plzeň - Černice 326 00
Česká Republika

Kontakt:

tel. 774 297 778
mail:
tersa@progeocont.cz

IČO

04303270

5. ZÁVĚR

Konstrukce protipovodňových zdí jsou navrženy na základě dostupných podkladů a informací. Závěry 2D modelu proudění jsou při návrhu konstrukcí zohledněny a návrh tak respektuje současný stav proudění podzemních vod.

Pro další stupně projektové přípravy je vhodné s ohledem na rozsah konstrukcí upřesnit informace o geologické stavbě lokality a to především s ohledem na upřesnění návrhu konstrukce a ekonomického návrhu.

PŘÍLOHY:

1. SO 02 – km 18,401 08
2. SO 02 – km 18,401 08
3. SO 06 – km 15,959 60
4. SO 03 – km 17,013 00
5. SO 04 – km 16,837 60
6. SO 04 – km 16,770 02
7. SO 02 – model proudění
8. SO 03 – model proudění
9. SO 04 – model proudění
10. SO 06 – model proudění.

V Plzni

dne 23.6.2016

Ing. Ladislav Terš

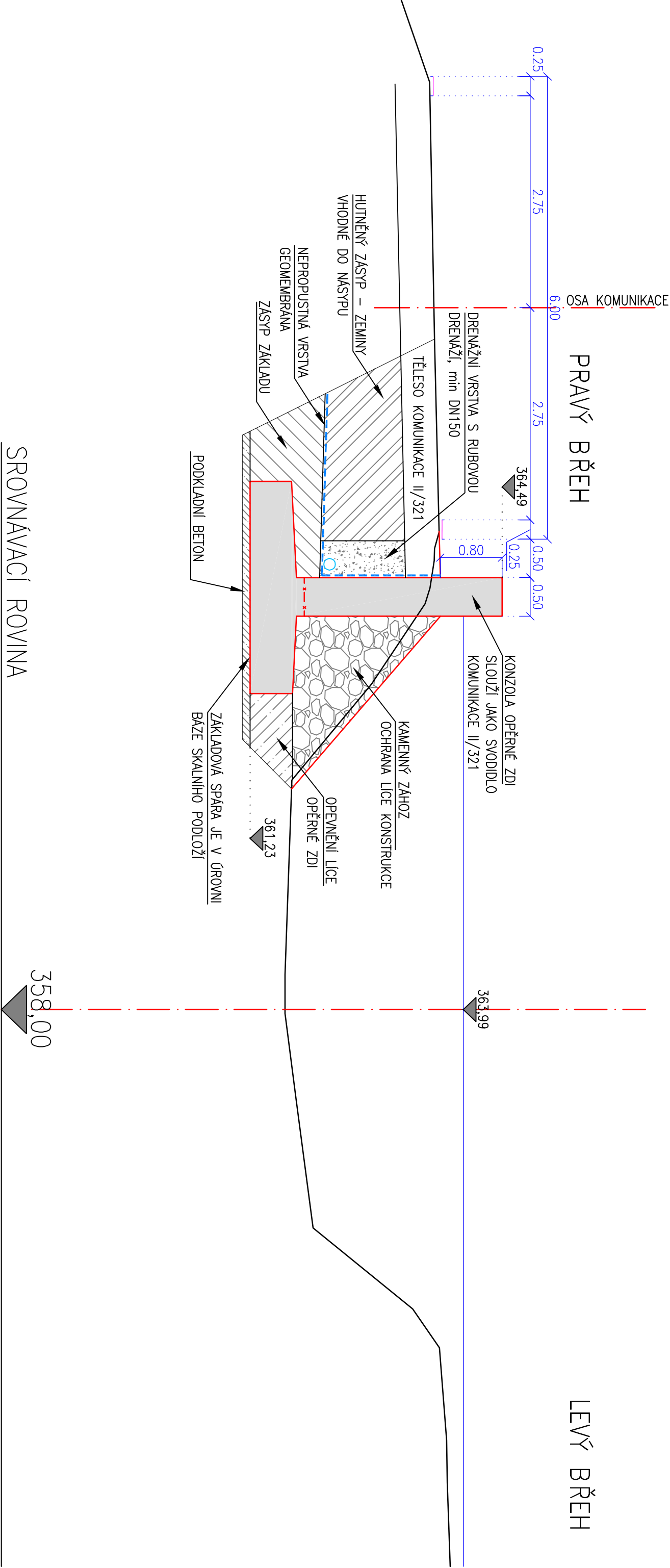
Adresa:

K Plzenci 1002/17
Plzeň – Černice 326 00
Česká Republika

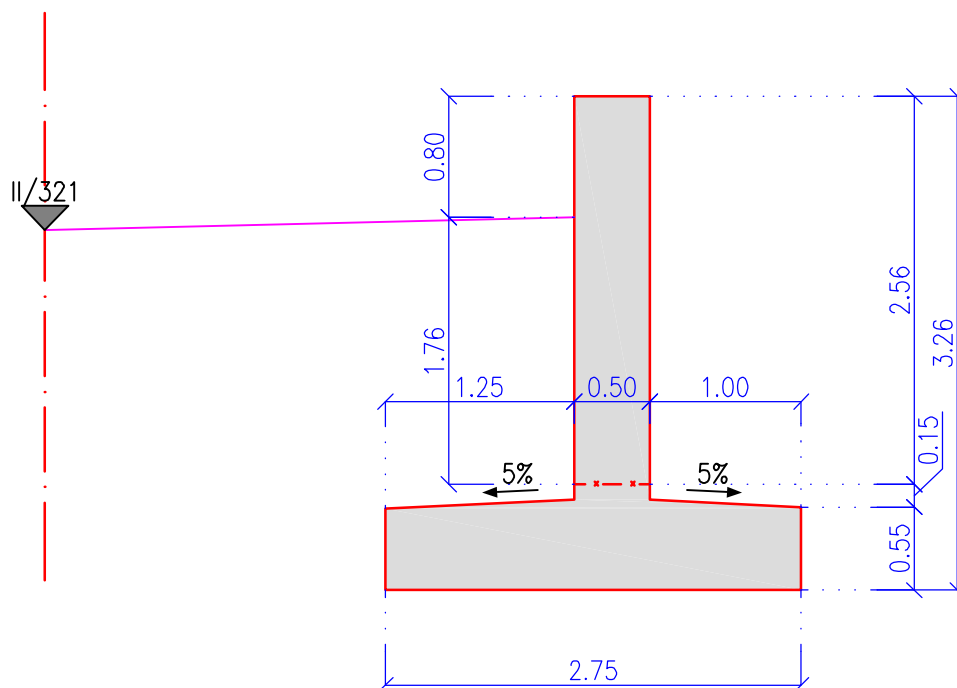
Kontakt:

tel. 774 297 778
mail:
tersa@progeocont.cz

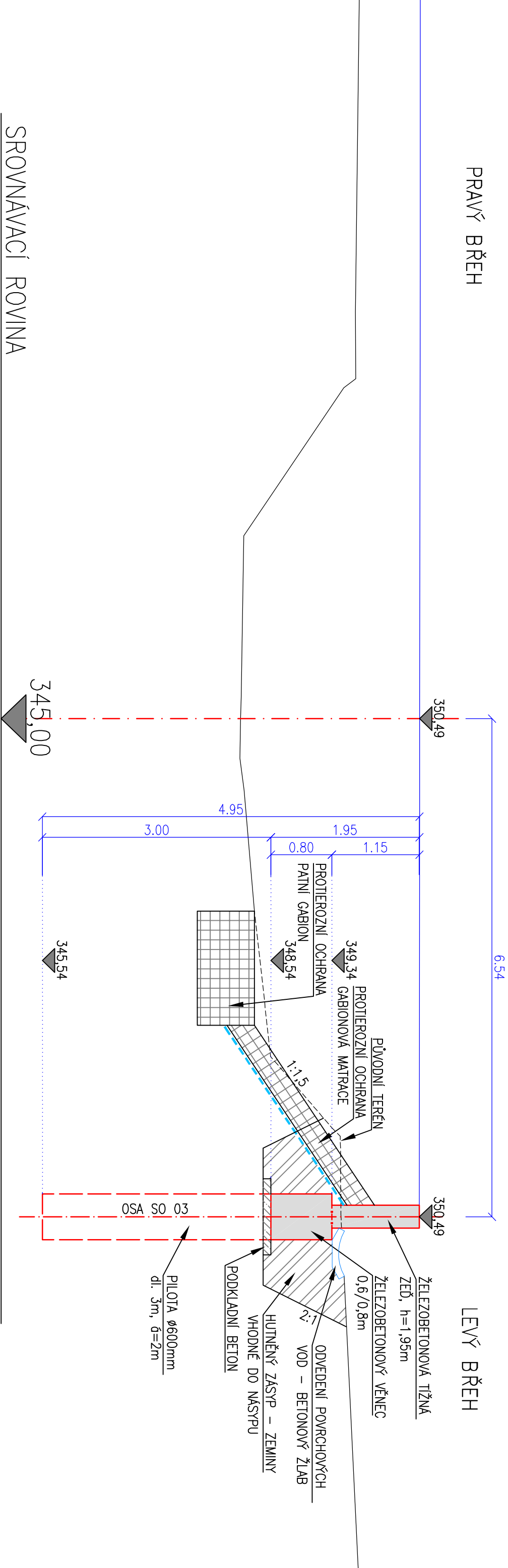
IČO
04303270



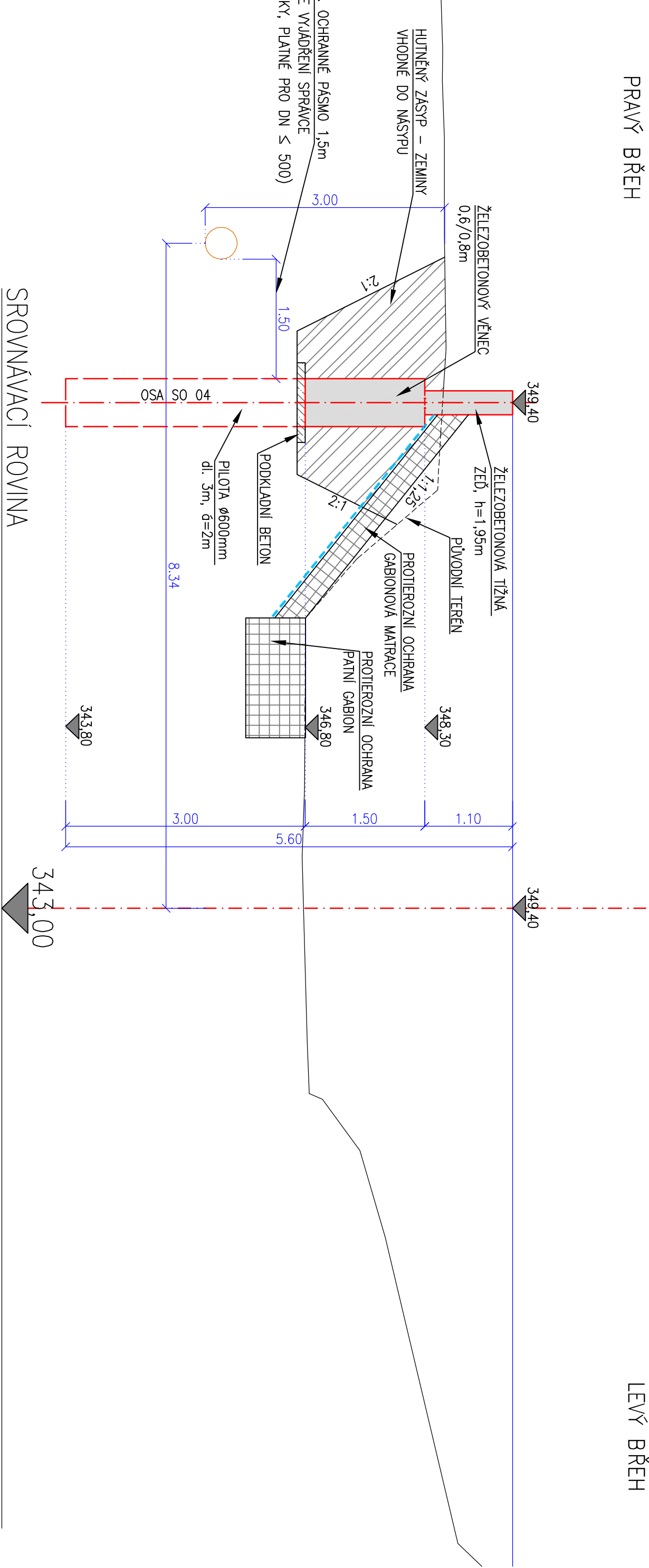
TYPICKÝ PŘÍČNÝ ŘEZ – S0 02
M 1:50



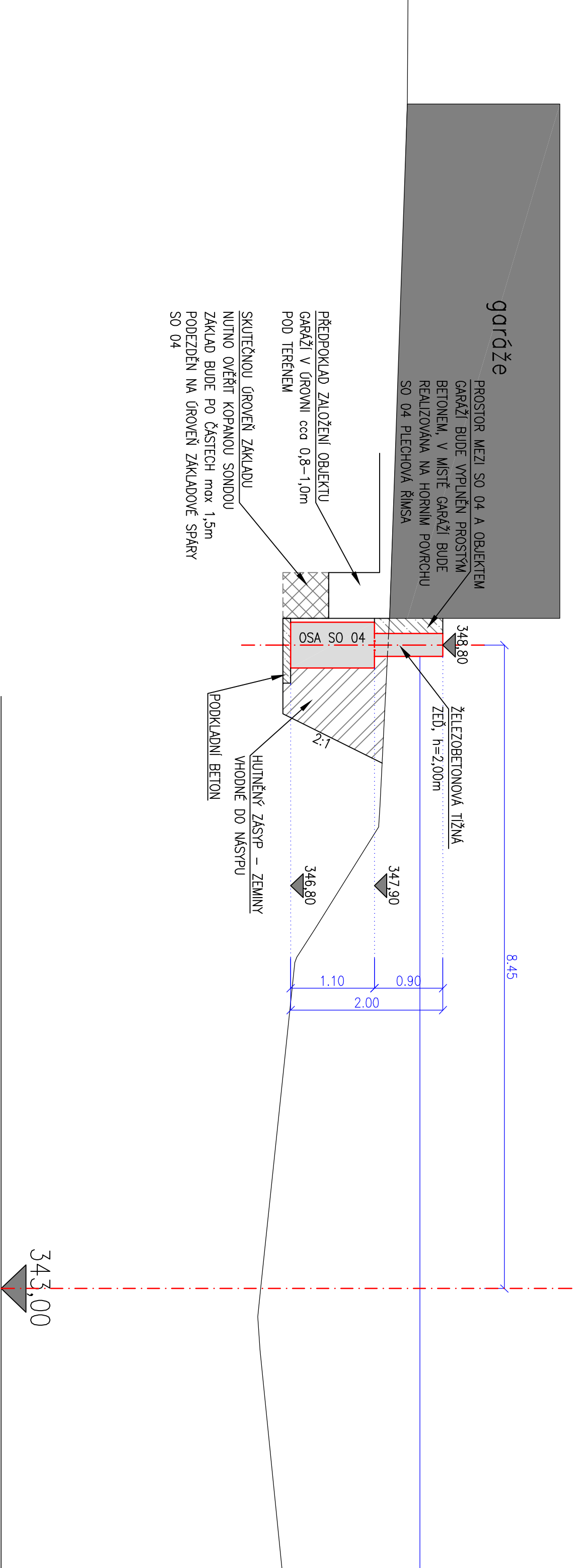
PŘÍČNÝ ŘEZ SO 03
KM 17,0130
M 1:50



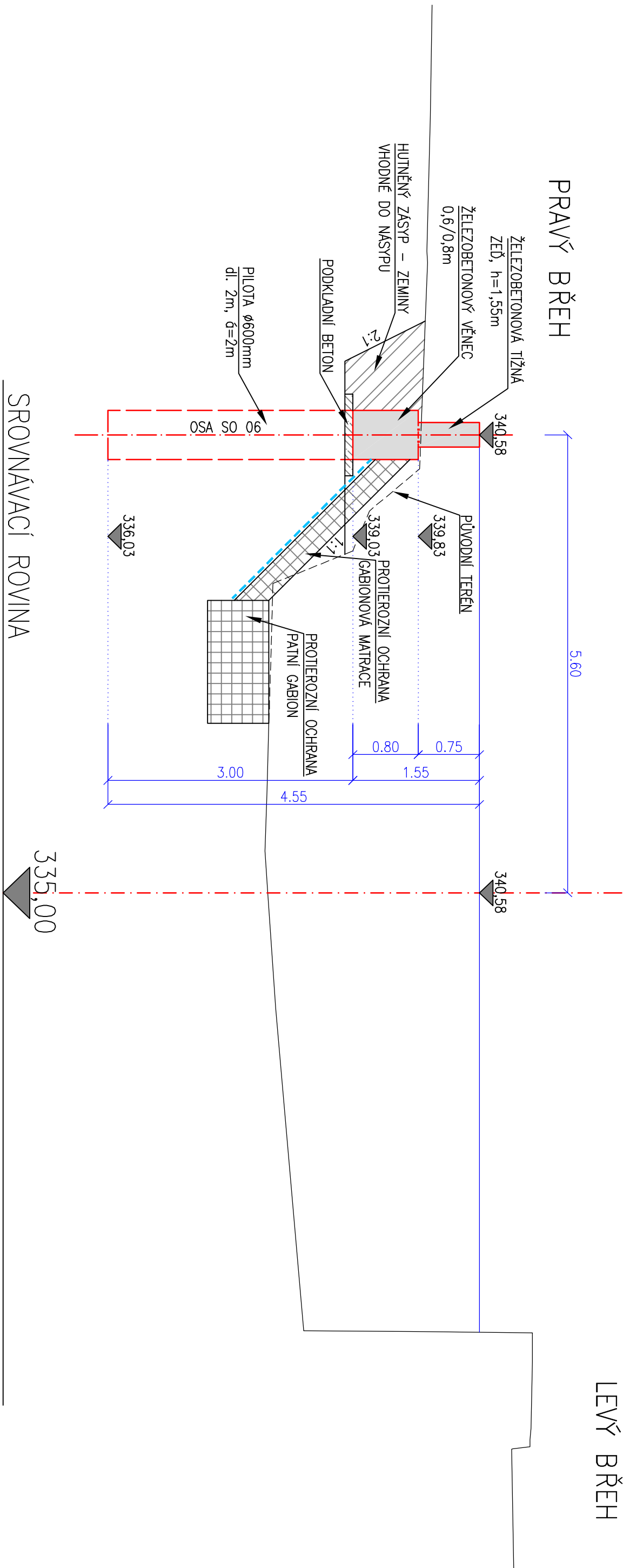
PŘÍČNÝ ŘEZ SO 04
KM 16,8376
M 1:50



PŘÍČNÝ ŘEZ SO 04
KM 16,770 20
M 1:50



PŘÍČNÝ ŘEZ SO 06
KM 15,9596
M 1:50



Posouzení průsaku a filtrační stability

Protipovodňová opatření v obci Kvasiny

Zhotovitel: doc. Dr. Ing. Pavel Fošumpaur

Objednatel: Ing. Ladislav Terš
K Plzenci 1002/17
326 00 Plzeň – Černice

Obsah:

1. ÚVOD	2
2. POUŽITÉ PODKLADY	2
2.1 GEOLOGICKÉ A HYDROGEOLOGICKÉ PODKLADY	3
2.2 HYDROLOGICKÉ PODKLADY	4
3. METODIKA ŘEŠENÍ PRŮSAKU PPO A PODLOŽÍM	5
3.1 ŘEŠENÍ PRŮSAKU PROSTŘEDKY PPO A PODLOŽÍM	5
3.2 POSOUZENÍ FILTRAČNÍ STABILITY	5
3.2.1 ZTEKUCENÍ A VNĚJŠÍ SUFOZE	5
3.2.2 VNITŘNÍ SUFOZE	7
3.3 PORUŠENÍ HYDRAULICKÝM PROLOMENÍM.....	7
4. VÝSLEDKY ŘEŠENÍ.....	8
4.1 ŘEZ A	8
4.2 ŘEZ B	10
4.2.1 POSOUZENÍ ZTEKUCENÍ	12
4.2.2 POSOUZENÍ VNITŘNÍ SUFOZE	13
4.2.3 CITLIVOSTNÍ ANALÝZA A ZÁVĚR	13
4.3 ŘEZ C	14
4.3.1 POSOUZENÍ ZTEKUCENÍ	16
4.3.2 POSOUZENÍ VNITŘNÍ SUFOZE	17
4.3.3 CITLIVOSTNÍ ANALÝZA A ZÁVĚR	17
4.4 ŘEZ D	18
4.4.1 POSOUZENÍ ZTEKUCENÍ	20
4.4.2 POSOUZENÍ VNITŘNÍ SUFOZE	20
4.4.3 POSOUZENÍ VZTLAKU NA VOZOVKU	21
4.4.4 CITLIVOSTNÍ ANALÝZA A ZÁVĚR	22
5. ZÁVĚR.....	23

1. Úvod

Cílem analýzy je posouzení filtrační stability a průsaku navrhovaného protipovodňového opatření v obci Kvasiny. Analýza je zpracována za účelem ověření a upřesnění základní koncepce technického řešení ve vztahu ke statice a základovým poměrům.

Analýza se zaměřuje zejména na tyto aspekty:

- 1) sestavení 2-D matematického modelu proudění podzemní vody ve 4 zadaných kolmých řezech na linii PPO,
- 2) simulace propagace povodňové vlny podloží PPO do chráněného území,
- 3) odhad filtrační stability PPO,
- 4) odhad kulminačního průsaku během návrhové povodně do chráněného území na 1 mb délky linie PPO,
- 5) posouzení vlivu PPO na režim podzemní vody při běžných stavech.

Analýza je zpracována pro předpoklad úrovně hladiny ve vodním toku na kótě koruny navrženého PPO a současně je zpracována citlivostní analýza pro hladinu o 10 cm, resp. 20 cm nižší. Navržené PPO bude poskytovat ochranu chráněnému území na průtok Q_{20} .

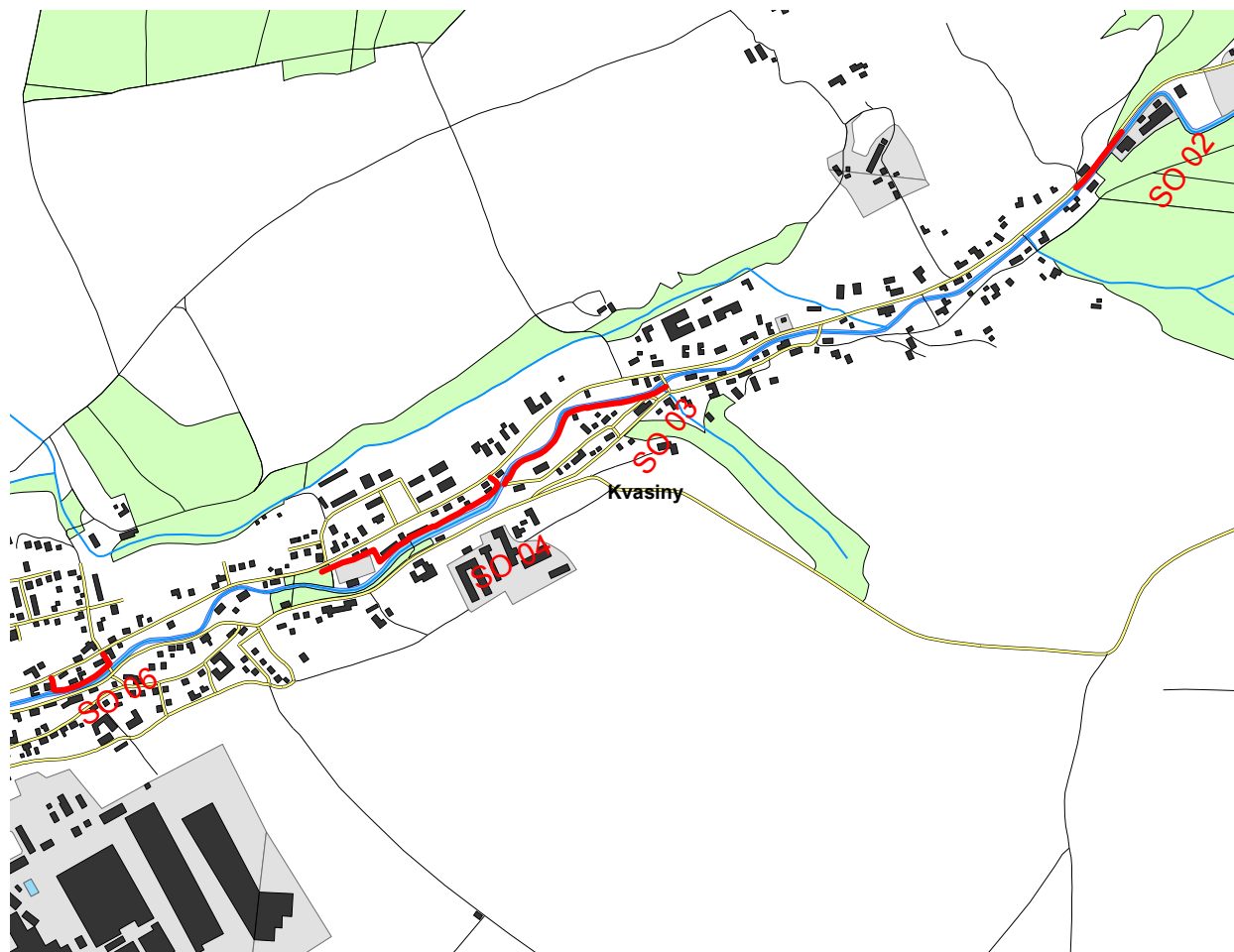
Pro posouzení byl využit dvourozměrný neustálený model proudění podzemní vody SEEP/W kanadské společnosti GEOSLOPE (číslo licence #100375, Pavel Fosumpaur), který umožňuje simulaci průsakových poměrů jako funkci času během návrhové povodňové vlny.

2. Použité podklady

Pro zpracování matematického modelu průsaku podloží PPO byly využity zejména tyto základní podklady:

- Návrh koncepce technického řešení PPO Kvasiny (VRV a.s., 2016),
- hydrologické a hydraulické podklady – údaje o N-letých průtocích v zájmovém území a hydrogram návrhové povodňové vlny,
- výkresy zadaných příčných řezů v linii PPO a situace PPO,
- Projekt inženýrskogeologického a hydrogeologického průzkumu (INGES s.r.o., 2015),
- Závěrečná zpráva o inženýrskogeologickém a hydrogeologickém průzkumu (INGES s.r.o., 2016).

Zájmové území se nachází v intravilánu obce Kvasiny a je rozděleno do čtyř charakteristických úseků v rámci stavebních objektů SO 02, SO 03, SO 04 a SO 06. PPO je tvořeno stabilními stěnami na březích vodního toku Bělá s návrhovou mírou ochrany na průtok Q20.



Obr. 2.1 Situace posuzovaného profilu v obci Kvasiny.

2.1 Geologické a hydrogeologické podklady

V rámci zadání byl objednatelem dodán inženýrskogeologický a hydrogeologický průzkum (INGES s.r.o., 2015-2016). V rámci IGP bylo realizováno celkem 5 průzkumných vrtů, které byly lokalizovány s ohledem na reprezentativní popis geologických a hydrogeologických vlastností podloží plánovaného PPO. Na základě zadání byly výpočty průsaků podložím a filtrační stability zaměřeny na následující charakteristické příčné profily:

příčný profil	stavební objekt	označení průzkumného vrtu
řez A	SO 06	Kv1
řez B	SO 04	Kv3
řez C	SO 03	Kv4
řez D	SO 02	Kv5

Skalní podloží v prostoru vrtů KV1 až Kv4 tvoří písčité slínovce, které byly zastiženy v hloubce 1,5 až 4,2 m pod terénem. V prostoru vrtu Kv5 tvoří skalní podloží fylity zastižené v hloubce 2,4 m pod terénem. Součinitel propustnosti kolektoru šterkové terasy byla ověřena hydrodynamickou zkouškou na úrovni $5,8 \cdot 10^{-4} \text{ m.s}^{-1}$.

Z geologického profilu je patrné, že pod terénem se nachází vrstva povodňových hlín. Součinitel propustnosti byl uvažován v řádu $k = 10^{-6} \text{ m.s}^{-1}$.

2.2 Hydrologické podklady

Pro posouzení průsaku a stability podzemní části PPO byl využit neustálený matematický model proudění podzemní vody SEEP W. Nutným vstupem je znalost průběhů hladiny návrhové povodně ve vodním toku Bělá. Hodnoty N-letých průtoků uvádí následující tabulka:

N-leté průtoky [$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$]							
1	2	5	10	20	50	100	třída
6.88	11.9	21.3	30.7	42.3	61.3	78.8	II.

Koryto Bělé protéká v obci Kvasiny lichoběžníkovým profilem s průměrným sklonem dna 1%, šířka ve dně je průměrně 6 m a sklon svahů 1:1,5. Z podkladů ČHMÚ vyplývá, že dlouhodobý průměrný roční průtok v Bělé je v zájmovém úseku $0,98 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ (limnigraf Skuhrov). Tento průtok byl ve výpočtech zvolen jako počáteční podmínka před nástupem povodňové vlny. Na základě zjednodušené úvahy rovnoměrného proudění protéká dlouhodobý průměrný průtok s výškou cca 0,20 m nade dnem koryta vodního toku Bělá.

Hydrogram návrhové povodňové vlny s dobou opakování kulminačního průtoky 20 let (PV20) byl odvozen na základě zaznamenaného průběhu reálné povodně z roku 1998 (VRV a.s.). Průběh návrhové povodně v jednotlivých posuzovaných řezech je přiložen v kapitole výsledky řešení v rámci jejich posouzení.

3. Metodika řešení průsaku PPO a podloží

3.1 Řešení průsaku prostředky PPO a podloží

Pro analýzu proudění v podloží PPO byl využit 2D matematický model SEEP W kanadské společnosti GEO-SLOPE International Ltd. Produkt patří k celosvětově nejpoužívanějším a vyznačuje se dobrou stabilitou a robustností.

Program SEEP W řeší proudění podzemní vody metodou konečných prvků a umožňuje výpočet jak v ustáleném, tak v neustáleném režimu. Dále umožňuje výpočet nasyceným a nenasyčeným půdním prostředím. Pro analýzu podloží v rámci akce PPO Kvasiny byl využit přístup nenasyčeného neustáleného proudění, kdy neustálená okrajová podmínka byla dána právě průběhem návrhové povodně PV₂₀. Tento přístup umožňuje plně vystihnout propagaci povodňové vlny zemním prostředím v závislosti na čase. Výsledky jsou pak spolehlivější a odpovídají lépe realitě, než při využití ustáleného nasyceného modelování. Rozhodující je tento faktor zejména pro výpočet stability PPO, neboť hodnoty hydraulických gradientů, které ji určují, jsou ve skutečnosti funkcí času.

3.2 Posouzení filtrační stability

3.2.1 Ztekucení a vnější sufoze

Obsahem tohoto posudku je vyhodnocení hydraulických gradientů v oblasti výtoku průsakové vody do volna v okolí vzdušní paty PPO, popř. v oblasti výtoku vody do drénu a porovnání těchto gradientů s kritickou hodnotou. Při překročení kritického hydraulického gradientu hrozí vyplavování jemných částic materiálu násypu, čímž vznikají nebezpečné preferenční cesty, které mohou vést až ke ztrátě stability. Dále byly testovány hydraulické gradienty v podloží PPO v oblasti pod základovou spárou podzemních stěn.

Při proudění podzemní vody je element V namáhán svou tíhou, tíhou vody a proudovým tlakem. Tečná napětí z dalších úvah vyloučíme (výpočet je na straně bezpečnosti). Při kritickém hydraulickém gradientu se zemina právě začíná dostávat do vzhledu:

$$i_c \cdot \gamma_v \cdot V = (\gamma_{sat} - \gamma_v) \cdot V$$

kde i_c je kritický hydraulický gradient,
 γ_v ... měrná tíha vody [kN],
 γ_{sat} ... měrná tíha saturované zeminy [kN].

Měrná tíha vysušené zeminy γ_d je:

$$\gamma_d = (1 - n) \cdot \gamma_s$$

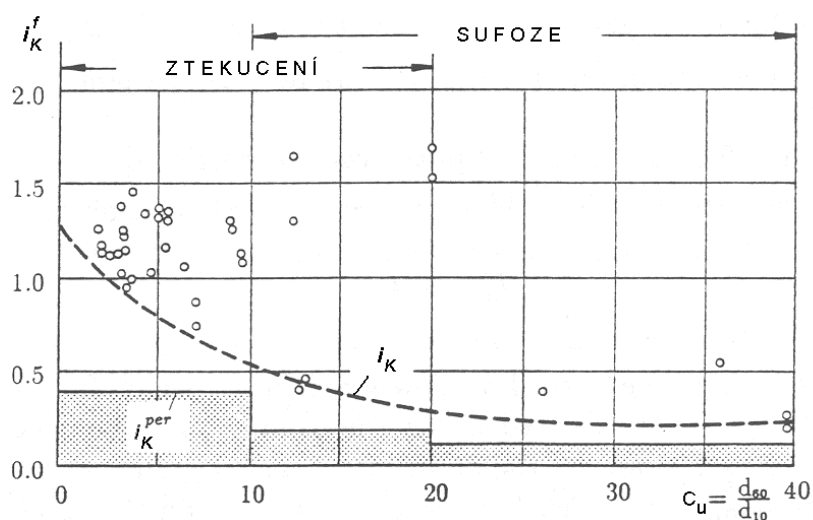
Měrná tíha saturované zeminy γ_{sat} je:

$$\gamma_{sat} = \gamma_d + n \cdot \gamma_v$$

Zdánlivá tíha zrn je přibližně $\gamma_s \cong 27 \text{ kN.m}^{-3}$ a pórovitost $n = \text{cca } 30\%$.

Hodnota kritického hydraulického gradientu je tudíž $i_c = 1$ až $1,2$. Mezní stav filtrační stability proti porušení sufózním jevům a vzniku preferenčních cest je dán vztahem: $i \leq i_c$. Přes tyto skutečnosti uvádí literatura pro sufózně ohrožené materiály podstatně menší hodnoty kritických hydraulických gradientů.

Za obecně velmi konzervativní kritérium je považován soubor kritérií dle Istominy (1957). Hodnoty kritických gradientů autorka uvádí v závislosti na čísle nestejnozrnnosti $C_u = d_{60}/d_{10}$. Hodnoty přípustných gradientů autorka doporučuje volit ještě nižší na straně bezpečnosti. Vzhledem ke krátkodobému charakteru zatížení vycházíme z přípustného gradientu nesoudržných zemin hodnotou $0,3$ až $0,4$.



Pro hlinité soudržné materiály jsou hodnoty kritických gradientů naopak významně vyšší, v rozmezí cca $1,0$ až $2,0$.

Posouzení filtrační stability proto musí být vždy provedeno individuálně s přihlédnutím k charakteru materiálu, kterým proudí podzemní voda.

3.2.2 Vnitřní sufoze

Vnitřní sufoze hrozí při proudění v porézním prostředí, kdy mohou být vyplavovány jemné částice ze skeletu. Důsledkem může být sedání podzákladí PPO. V našem případě teoreticky hrozí v základové spáře podzemní části PPO.

Číslo nestejnozrnnosti podložních štěrků $C_u > 20$ -> jedná se o sufózní zeminy.

Na rozdíl od ztekucení mají význačnou úlohu setrvačné síly a jde proto vesměs o velké filtrační rychlosti.

Jako hydraulické kritérium lze orientačně využít hodnotu kritické filtrační rychlosti (Vukovič, Pušič, 1992):

$$v_k = \frac{k^{0,356}}{200}$$

3.3 Porušení hydraulickým prolomením

Pro posouzení hydraulického prolomení vztlakem na stropní izolátor (méně propustnou vrstvu) v chráněném území za PPO je použita rovnice podle mezních stavů:

$$n_1 \cdot n_2 \cdot \gamma_v \cdot (H_{\max} - K) \leq n_3 \cdot \gamma_z \cdot (K_t - K)$$

kde	n_1	součinitel významu konstrukce ($n_1=1,1$),
	n_2	součinitel spolehlivosti zatížení hydrostatickým tlakem ($n_2=1,0$),
	n_3	součinitel spolehlivosti přetížení stropního izolátoru ($n_3=0,9$),
	γ_v	měrná tíha vody ($\gamma_v = 10 \text{ KN/m}^3$),
	γ_z	měrná tíha stropního izolátoru ($\gamma_z = 19 \text{ KN/m}^3$),
	H_{\max}	hydraulická (piezometrická výška) pod stropním izolátorem (m n.m.),
	K	kóta báze stropního izolátoru (m n.m.),
	K_t	kóta terénu (m n.m.).

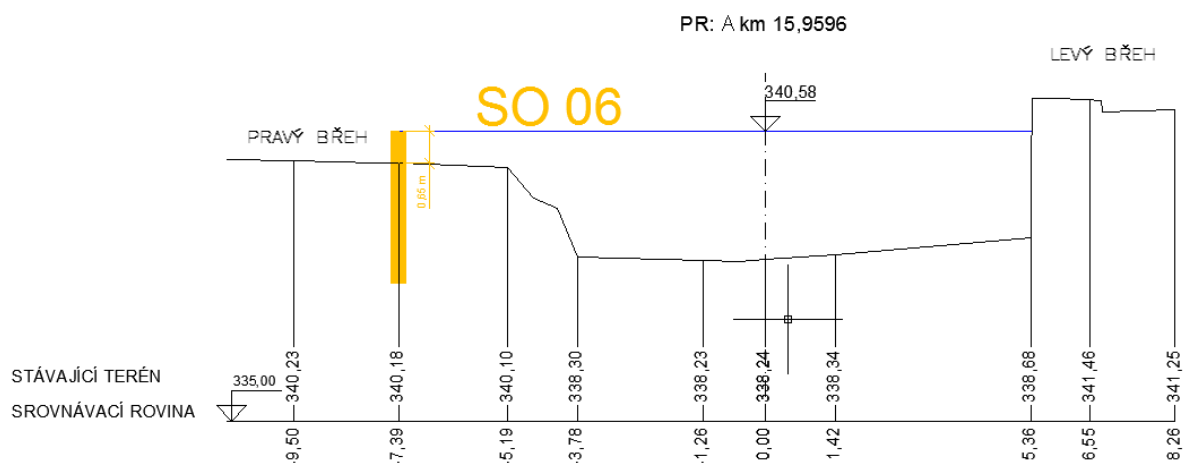
Mezní stav porušení stropního izolátoru hydrostatickým vztlakem je do výpočtu zaváděn v případě výskytu relativně nepropustných nebo málo propustných nadložních vrstev v chráněném území za linií PPO.

4. Výsledky řešení

Tato kapitola obsahuje souhrn výsledků posouzení průsaků a filtrační stability pro jednotlivé posuzované řezy dle zadání v počtu 4 ks.

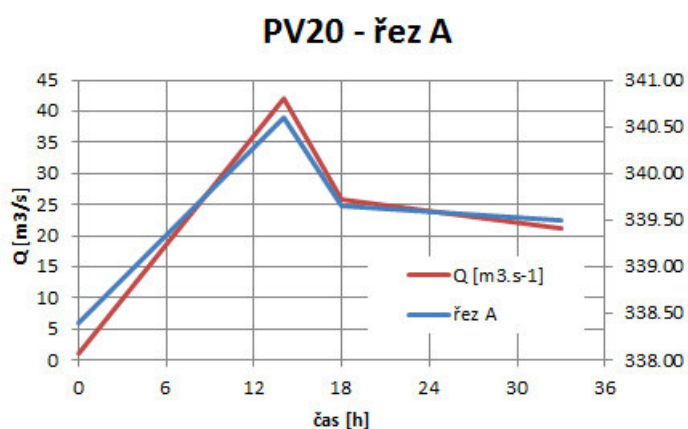
4.1 Řez A

Řez A byl zadán jako reprezentativní profil v rámci objektu SO 06. Jedná se o liniové PPO charakteru stabilní stěna na pravém břehu Bělé v délce cca 180 m. Maximální návrhová hladina pro posouzení je uvažována v úrovni koruny PPO na kótě 340,60 m n. m. (viz obr. 4.1). Maximální hrazená výška tedy činí 0,65 m nad terénem. V rámci citlivostní analýzy jsou také posouzeny hladiny kulminace povodně na úrovních o 10 cm, resp. 20 cm nižší.



Obr. 4.1 Zadaný řez A.

Na obr. 4.2 je znázorněno zatížení návrhovou povodní PV20.

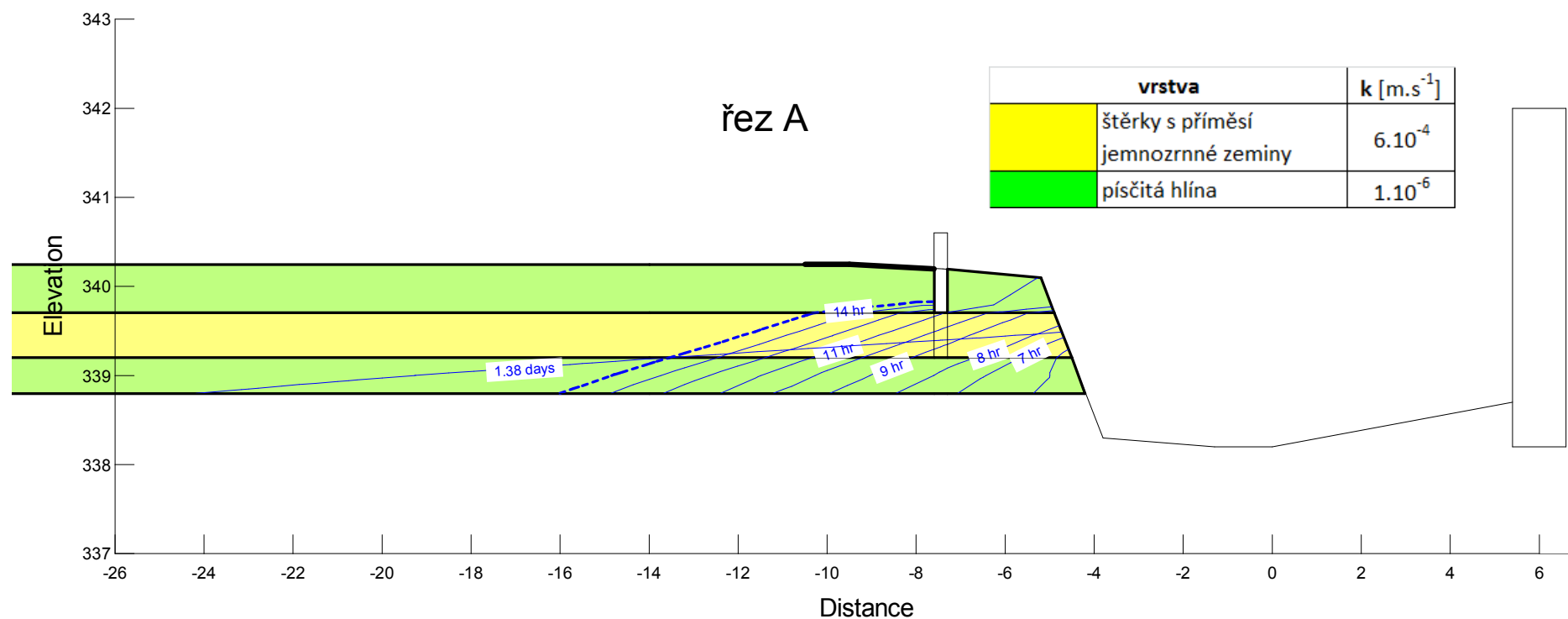


Obr. 4.2 Zatížení povodní PV20 – řez A.

Podloží je uvažováno dle sondy **Kv1**:

- pod terénem je vrstva písčitých hlín s humózní příměsí mocnosti 0,6 m ($k = 1 \cdot 10^{-6} \text{ m.s}^{-1}$),
- níže se nacházejí štěrky s příměsí jemnozrnné zeminy o mocnosti 0,5 m ($k = 6 \cdot 10^{-4} \text{ m.s}^{-1}$),
- následují zvětralé písčité slínovce charakteru písčité hlíny o mocnosti 0,4 m ($k = 1 \cdot 10^{-6} \text{ m.s}^{-1}$),
- z pohledu 2D modelu proudění podzemní vody tvoří nepropustnou vrstvu písčité slínovce na úrovni 338,80 m n. m.

Výsledek simulace postupu povodňové vlny podložím znázorňuje obr. 4.3.



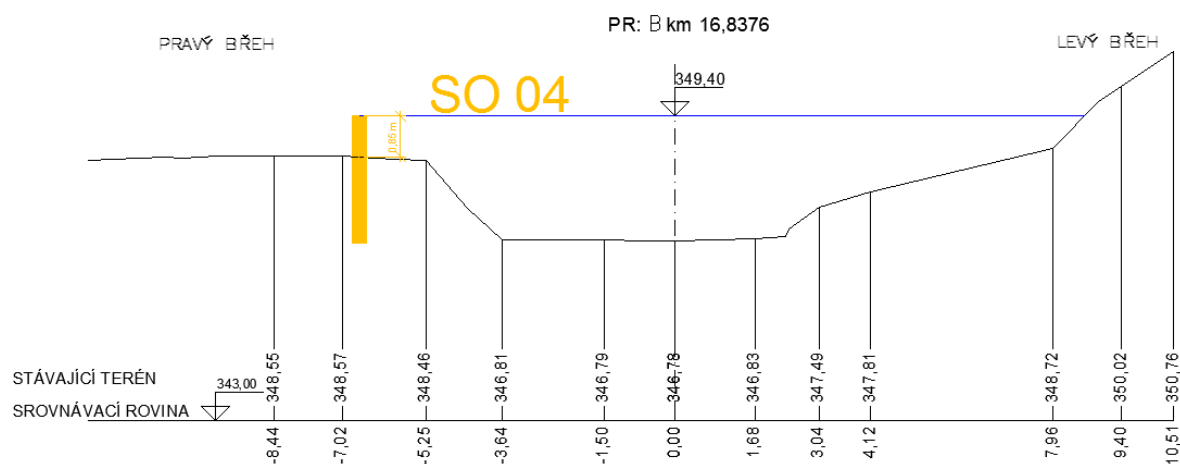
Obr. 4.3 Postup povodňové vlny podložím.

Dílčí závěry:

1. Koryto Bělé protéká v zájmovém úseku zahloubené do nepropustného podloží tvořeného zdravými spongilitickými slínovci. Běžné průtoky se proto nedostávají do šterkového kolektoru a IGP proto ve vrtu KV1 nezastihl hladinu podzemní vody. Simulace prokázala, že během návrhové povodně Q20 se podzemní voda nepřiblíží k terénu chráněného území. Vztlak na vozovku za linií PPO se nebude aktivovat.
2. Podzemní část PPO doporučuji nezavazovat do nepropustného podloží z důvodu zachování komunikace podzemních vod s korytem řeky Bělé.

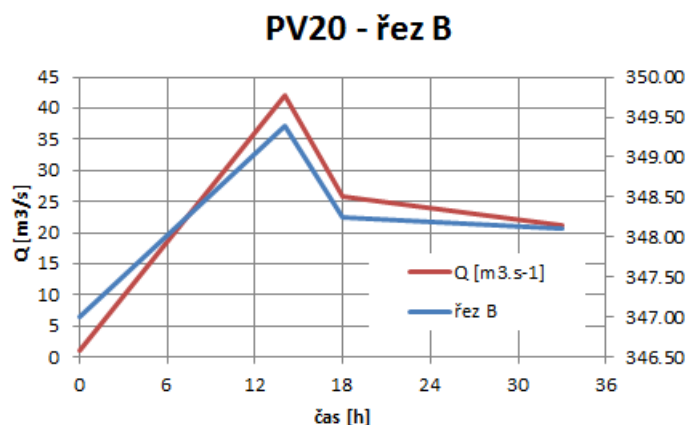
4.2 Řez B

Řez B byl zadán jako reprezentativní profil v rámci objektu SO 04. Jedná se o liniové PPO charakteru stabilní stěna na pravém břehu Bělé v délce cca 450 m. Maximální návrhová hladina pro posouzení je uvažována v úrovni koruny PPO na kótě 349,40 m n. m. (viz obr. 4.4). Maximální hrazená výška tedy činí 0,85 m nad terénem. V rámci citlivostní analýzy jsou také posouzeny hladiny kulminace povodně na úrovních o 10 cm, resp. 20 cm nižší. Hloubka založení PPO byla zvolena na úrovni přirozeného dna koryta Bělé – 346,80 m n. m.



Obr. 4.4 Zadaný řez B.

Na obr. 4.5 je znázorněno zatížení návrhovou povodní PV20.

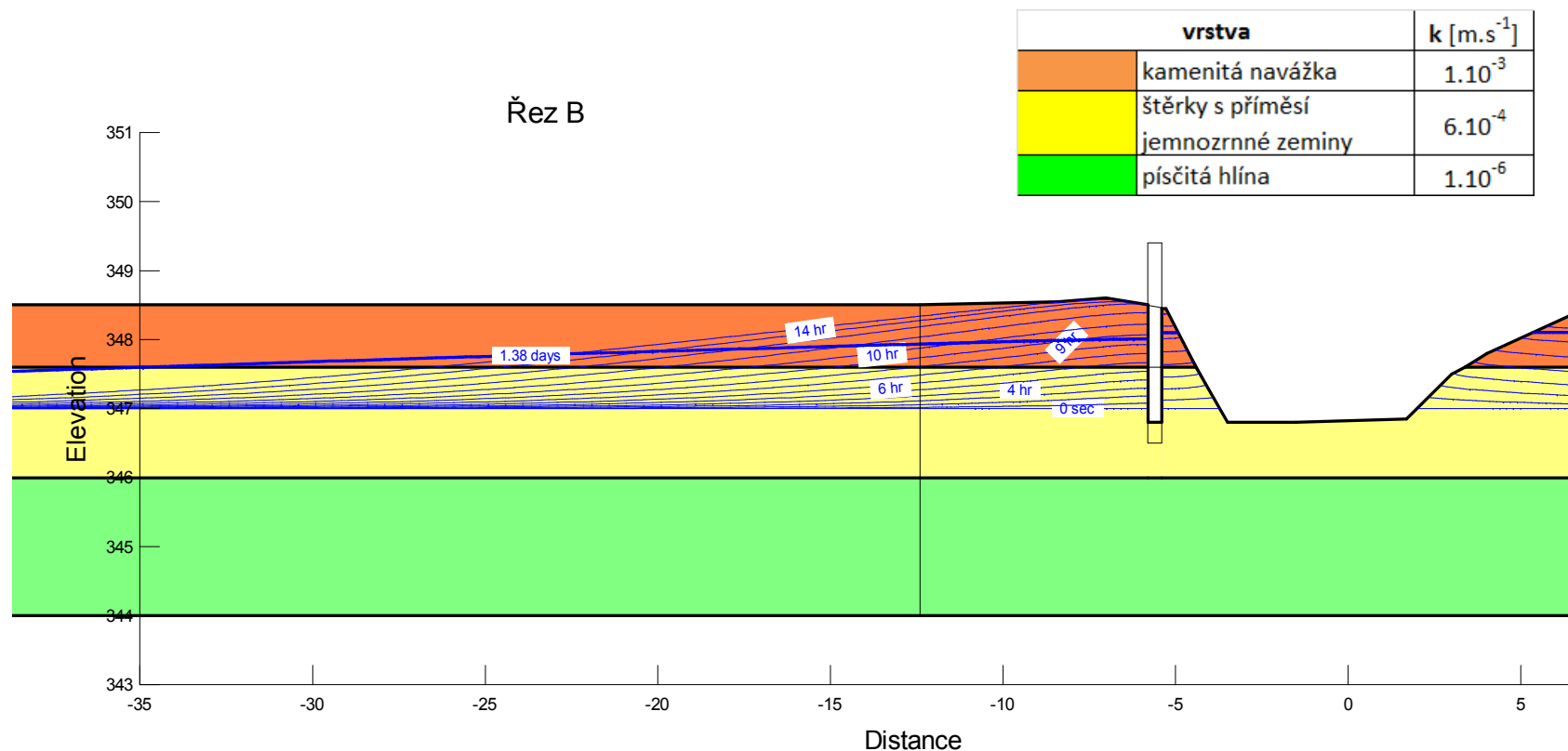


Obr. 4.5 Zatížení povodní PV20 – řez B.

Podloží je uvažováno dle sondy **Kv3**:

- pod terénem je vrstva kamenité navážky mocnosti 0,7 m ($k = 1 \cdot 10^{-3} \text{ m.s}^{-1}$),
- níže se nacházejí štěrky s příměsí jemnozrnné zeminy o mocnosti 1,6 m ($k = 6 \cdot 10^{-4} \text{ m.s}^{-1}$),
- následují zvětralé písčité slínovce charakteru písčité hlíny o mocnosti 1,9 m ($k = 1 \cdot 10^{-6} \text{ m.s}^{-1}$),
- z pohledu 2D modelu proudění podzemní vody tvoří nepropustnou vrstvu písčité slínovce na úrovni 344,10 m n. m.

Výsledek simulace postupu povodňové vlny podložím znázorňuje obr. 4.6.

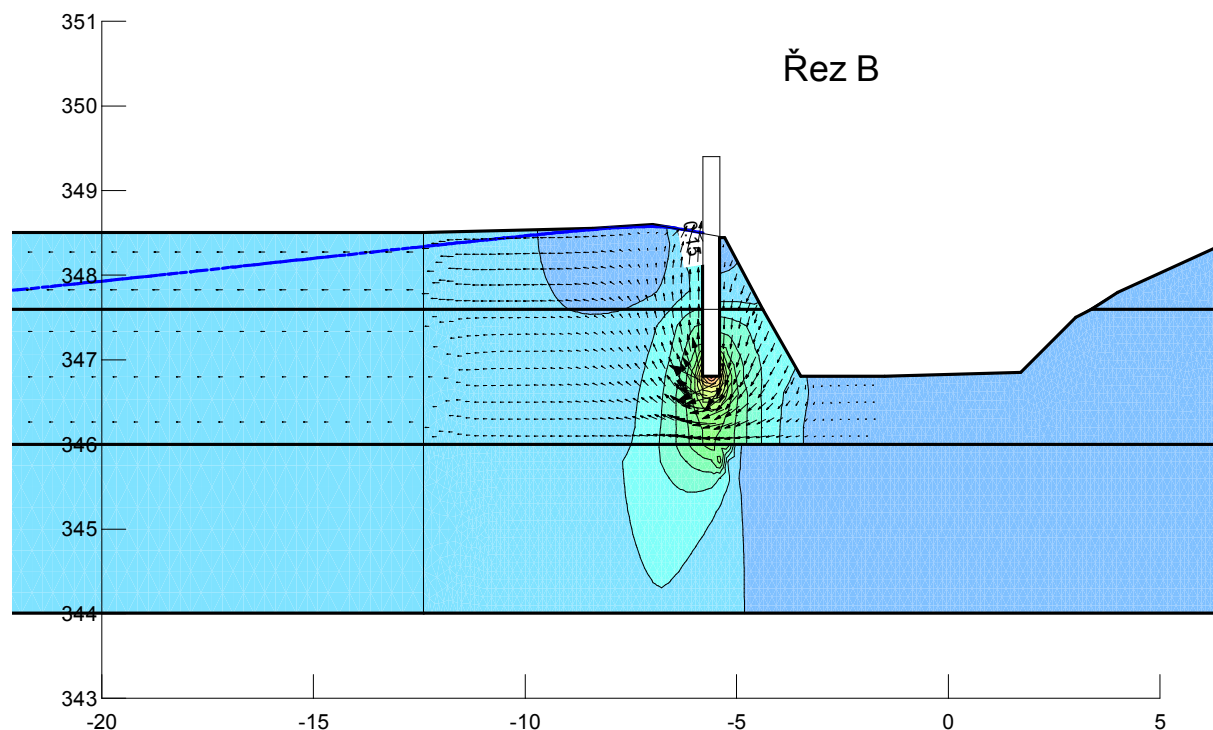


Obr. 4.6 Postup povodňové vlny podložím.

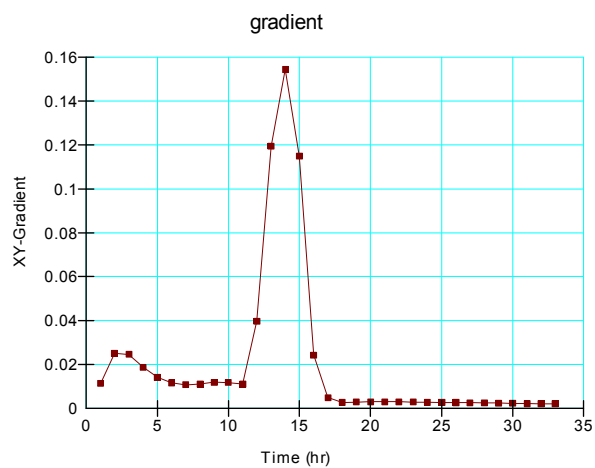
4.2.1 Posouzení ztekucení

Hodnocená poloha:

- vysakování na vzdušní patě (za linií PPO), $i = 0,15 \rightarrow$ PPO vyhovuje.



Obr. 4.7 Proudové pole při kulminaci PV20 s izoliniemi hydraulického gradientu.



Obr. 4.7 Průběh hydraulických gradientů na vzdušní patě během povodně.

4.2.2 Posouzení vnitřní sufoze

Hrozí při proudění v porézním prostředí, kdy mohou být vyplavovány jemné částice ze skeletu. Důsledkem může být sedání podzákladí PPO. V našem případě teoreticky hrozí v základové spáře podzemní části PPO.

Číslo nestejnzrnnosti podložních štěrků $C_u > 20$ -> jedná se o sufózní zeminy.

Na rozdíl od ztekucení mají význačnou úlohu setrvačné síly a jde proto vesměs o velké filtrační rychlosti.

Jako hydraulické kritérium lze orientačně využít hodnotu kritické filtrační rychlosti (Vukovič, Pušič, 1992):

$$v_k = \frac{k^{0,356}}{200}$$

U nás tedy při $k = 6 \cdot 10^{-4} \text{ m.s}^{-1}$ vychází $v_k = 0,0004 \text{ m.s}^{-1}$.

Hodnota maximální rychlosti v okolí kulminace povodně je pod kořenem PPO rovna 0,0003 m.s^{-1} . Tato hodnota je navíc časově velmi omezená. Nebezpečí vnitřní sufoze tedy nehrozí.

4.2.3 Citlivostní analýza a závěr

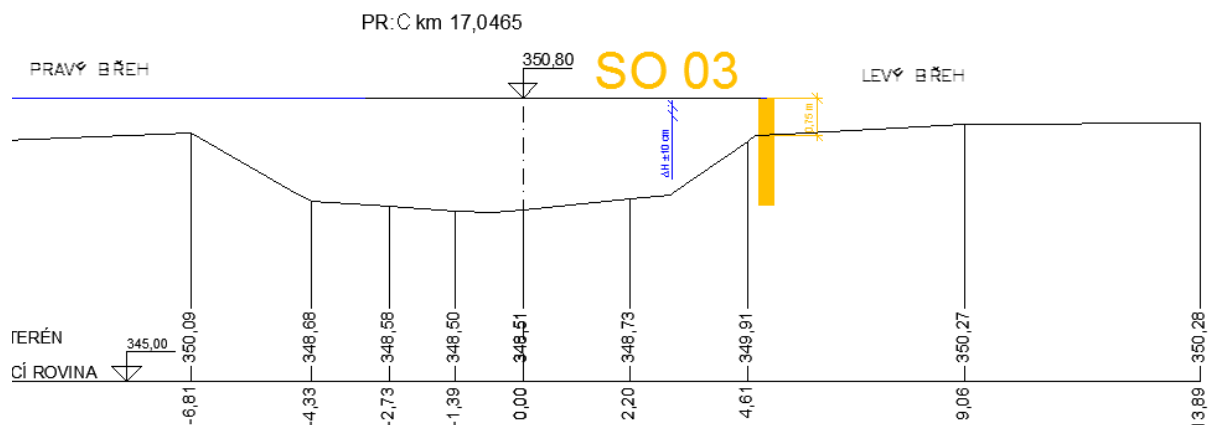
řez B		kulminační hladina [m n. m.]			kritická hodnota	závěr
		349.2	349.3	349.4		
vnější sufoze, ztekucení	gradient za linií PPO [-]	0.13	0.14	0.15	0.3 až 0.4	vyhovuje
vnitřní sufoze	filtrační rychlost pod kořenem podzemní stěny [m.s^{-1}]	0.00028	0.0003	0.0003	0.0004	vyhovuje
průsak	[l.s^{-1} na 1 m PPO]	0.05	0.07	0.09		vyhovuje

Dílčí závěry:

- Průsaky na 1 m linie PPO je třeba vnímat jako kulminační. Jsou snadno zvládnutelné běžnou čerpací technikou.
- Hloubka založení podzemní části PPO musí být korigována s ohledem na geotechnické posouzení konstrukce. Zde posuzovaná hloubka zohledňuje pouze filtrační stabilitu.
- Vliv podzemní části na režim podzemní vody za běžných stavů nelze předpokládat, neboť je vysoko nad nepropustným podložím (cca 344,10 m n. m.).

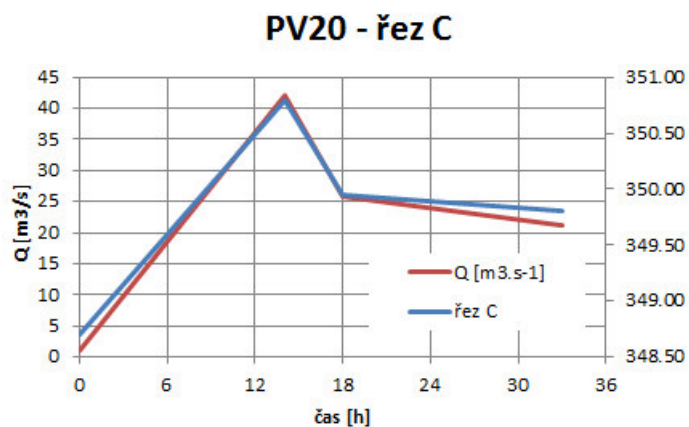
4.3 Řez C

Řez C byl zadán jako reprezentativní profil v rámci objektu SO 03. Jedná se o liniové PPO charakteru stabilní stěna na levém břehu Bělé v délce cca 410 m. Maximální návrhová hladina pro posouzení je uvažována v úrovni koruny PPO na kótě 350,80 m n. m. (viz obr. 4.8). Maximální hrazená výška tedy činí 0,75 m nad terénem. V rámci citlivostní analýzy jsou také posouzeny hladiny kulminace povodně na úrovních o 10 cm, resp. 20 cm nižší. Hloubka založení PPO byla zvolena na úrovni 348,60 m n. m, tedy ve výšce cca 0,5 m nad vrstvou jílovitých písků – z důvodu komunikace podzemních vod.



Obr. 4.8 Zadaný řez C.

Na obr. 4.9 je znázorněno zatížení návrhovou povodní PV20.

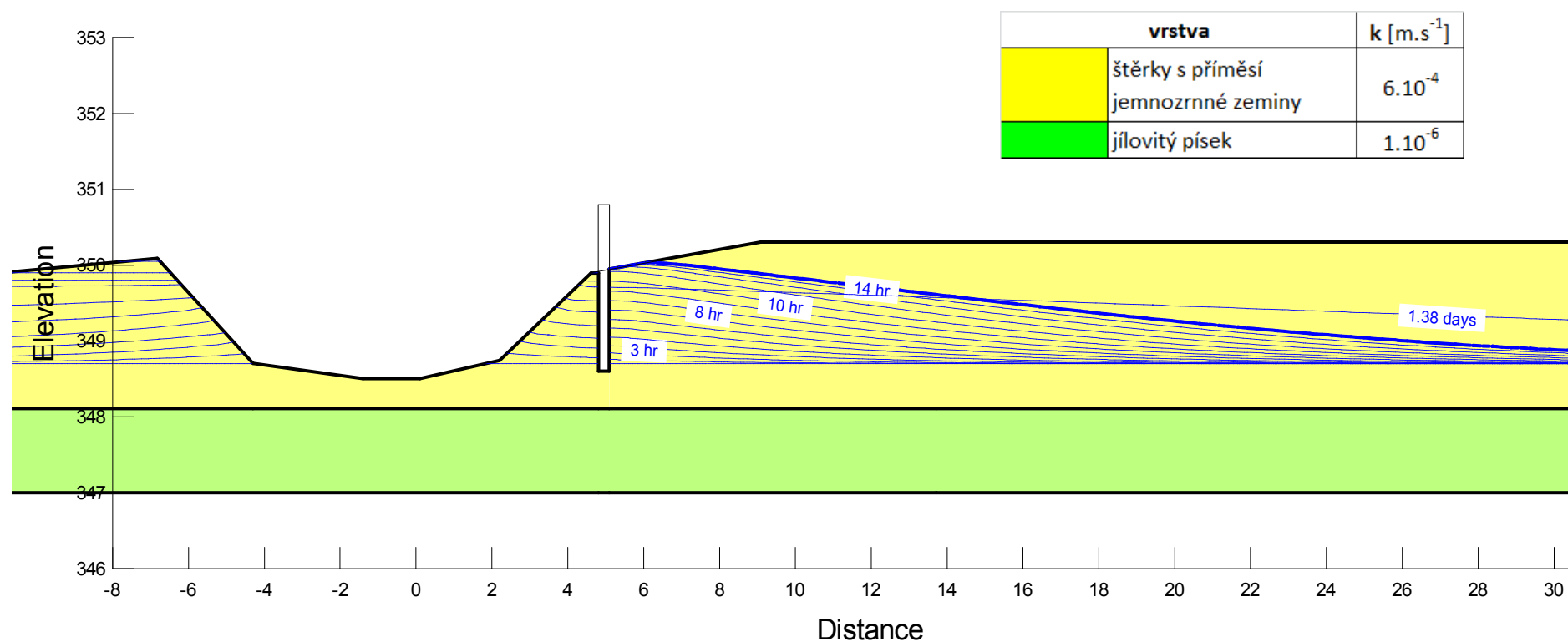


Obr. 4.9 Zatížení povodní PV20 – řez C.

Podloží je uvažováno dle sondy **Kv4**:

- svrchní vrstva písčité hlíny o mocnosti 0,3 m není v modelu uvažována, vzhledem k její malé mocnosti je reálné, že bude lokálně zcela chybět,
- níže se nacházejí štěrky s příměsí jemnozrnné zeminy o mocnosti 2,0 m ($k = 6 \cdot 10^{-4} \text{ m.s}^{-1}$),
- následují zvětralé písčité slínovce charakteru jílovitého písku o mocnosti 1,1 m ($k = 1 \cdot 10^{-6} \text{ m.s}^{-1}$),
- z pohledu 2D modelu proudění podzemní vody tvoří nepropustnou vrstvu písčité slínovce na úrovni 347,0 m n. m.

Výsledek simulace postupu povodňové vlny podložím znázorňuje obr. 4.10.

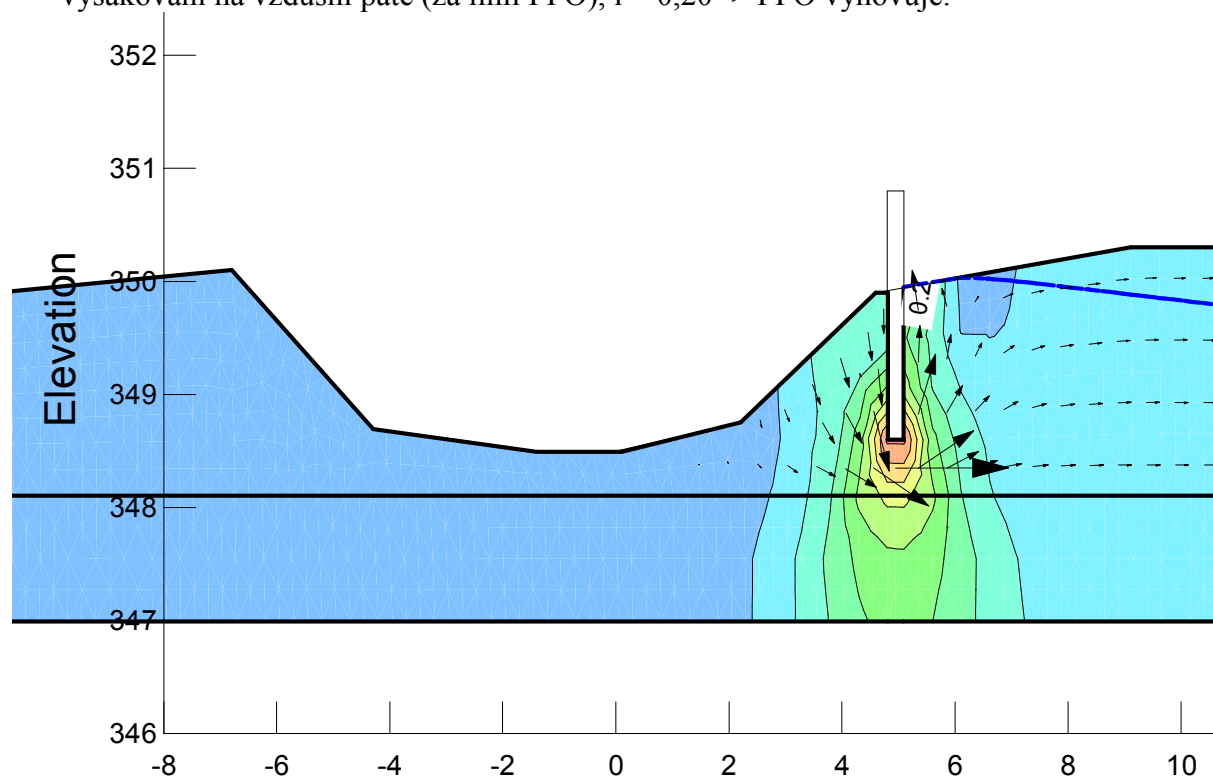


Obr. 4.10 Postup povodňové vlny podložím.

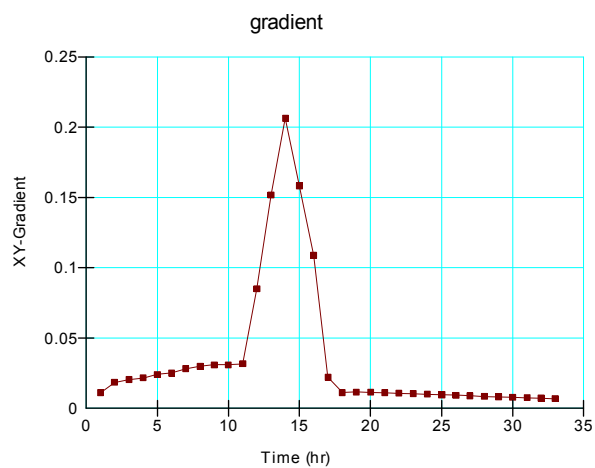
4.3.1 Posouzení ztekucení

Hodnocená poloha:

- vysakování na vzdušné patě (za linií PPO), $i = 0,20 \rightarrow$ PPO vyhovuje.



Obr. 4.11 Proudové pole při kulminaci PV20 s izoliniemi hydraulického gradientu.



Obr. 4.11 Průběh hydraulických gradientů na vzdušné patě během povodně.

4.3.2 Posouzení vnitřní sufoze

Hrozí při proudění v porézním prostředí, kdy mohou být vyplavovány jemné částice ze skeletu. Důsledkem může být sedání podzákladí PPO. V našem případě teoreticky hrozí v základové spáře podzemní části PPO.

Číslo nestejnozrnnosti podložních štěrků $C_u > 20$ -> jedná se o sufózní zeminy.

Na rozdíl od ztekucení mají význačnou úlohu setrvačné síly a jde proto vesměs o velké filtrační rychlosti.

Jako hydraulické kritérium lze orientačně využít hodnotu kritické filtrační rychlosti (Vukovič, Pušič, 1992):

$$v_k = \frac{k^{0,356}}{200}$$

U nás tedy při $k = 6 \cdot 10^{-4} \text{ m.s}^{-1}$ vychází $v_k = 0,0004 \text{ m.s}^{-1}$.

Hodnota maximální rychlosti v okolí kulminace povodně je pod kořenem PPO rovna $0,0002 \text{ m.s}^{-1}$. Tato hodnota je navíc časově velmi omezená. Nebezpečí vnitřní sufoze tedy nehrozí.

4.3.3 Citlivostní analýza a závěr

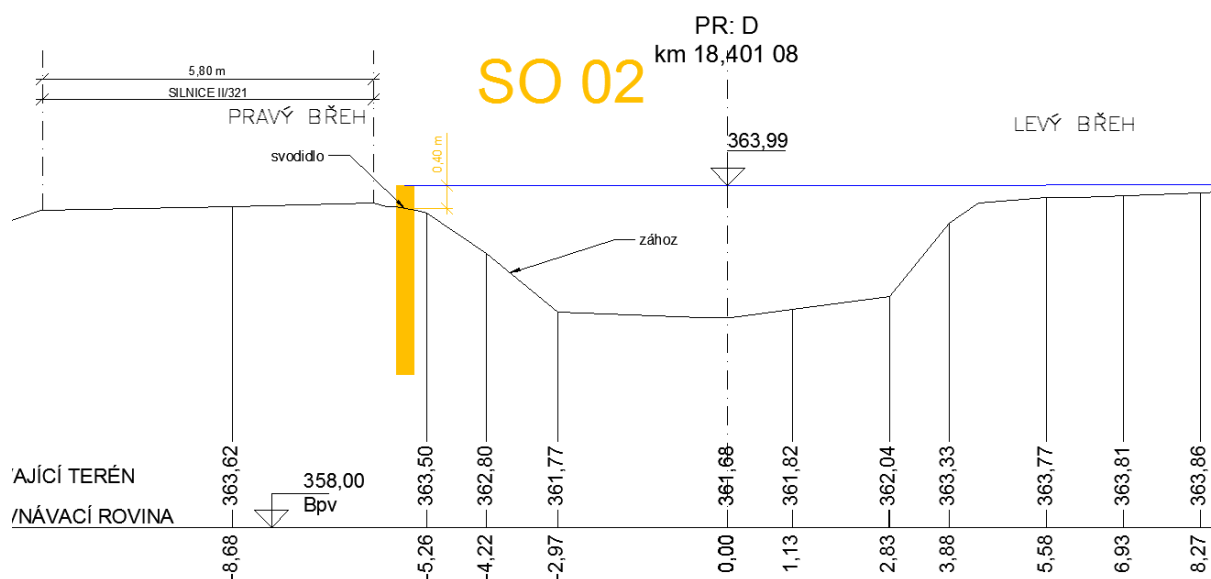
řez C		kulminační hladina [m n. m.]			kritická hodnota	závěr
		350.6	350.7	350.8		
vnější sufoze, ztekucení	gradient za linií PPO [-]	0.14	0.15	0.20	0.3 až 0.4	vyhovuje
vnitřní sufoze	filtrační rychlost pod kořenem podzemní stěny [m.s^{-1}]	0.00018	0.0002	0.0002	0.0004	vyhovuje
průsak	[l.s^{-1} na 1 m PPO]	0.06	0.08	0.09		vyhovuje

Dílčí závěry:

- Průsaky na 1 m linie PPO je třeba vnímat jako kulminační. Jsou snadno zvládnutelné běžnou čerpací technikou.
- Hloubka založení podzemní části PPO musí být korigována s ohledem na geotechnické posouzení konstrukce. Zde posuzovaná hloubka zohledňuje pouze filtrační stabilitu.
- Vliv podzemní části na režim podzemní vody za běžných stavů nelze předpokládat, neboť je vysoko nad nepropustným podložím.

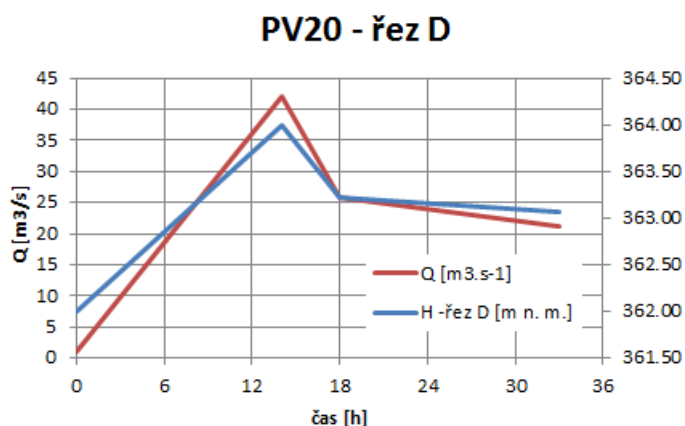
4.4 Řez D

Řez D byl zadán jako reprezentativní profil v rámci objektu SO 02. Jedná se o liniové PPO charakteru stabilní stěna na pravém břehu Bělé v délce cca 150 m. Maximální návrhová hladina pro posouzení je uvažována v úrovni koruny PPO na kótě 363,99 m n. m. (viz obr. 4.12). Maximální hrazená výška tedy činí 0,40 m nad terénem. V rámci citlivostní analýzy jsou také posouzeny hladiny kulminace povodně na úrovních o 10 cm, resp. 20 cm nižší. Za účelem posouzení průsaku byla hloubka založení PPO zvolena na vrchní úrovni podložních štěrků pod silničním násypem. Tento předpoklad je nejnepříznivější z pohledu průsakového množství a vztlaku na těleso silnice.



Obr. 4.12 Zadaný řez D.

Na obr. 4.13 je znázorněno zatížení návrhovou povodní PV20.

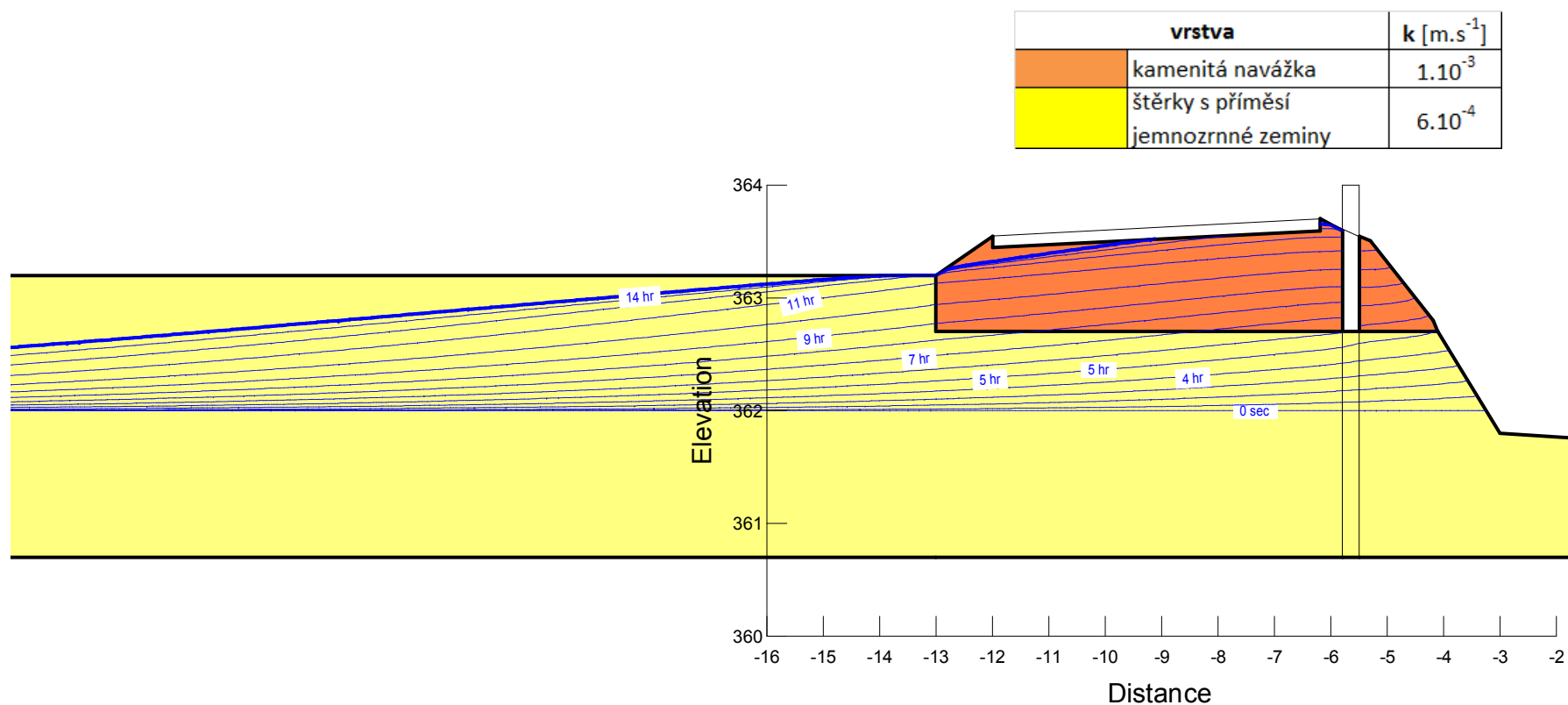


Obr. 4.13 Zatížení povodní PV20 – řez D.

Podloží je uvažováno dle sondy **Kv5**:

- svrchní vrstva je tvořena tělesem silničního násypu z kamenité navážky ($k = 1 \cdot 10^{-3} \text{ m.s}^{-1}$),
- níže se nacházejí hrubě zrnité štěrky ($k = 6 \cdot 10^{-4} \text{ m.s}^{-1}$),
- z pohledu 2D modelu proudění podzemní vody tvoří nepropustnou vrstvu písčité slínovce na úrovni 360,70 m n. m.

Výsledek simulace postupu povodňové vlny podložím znázorňuje obr. 4.14.

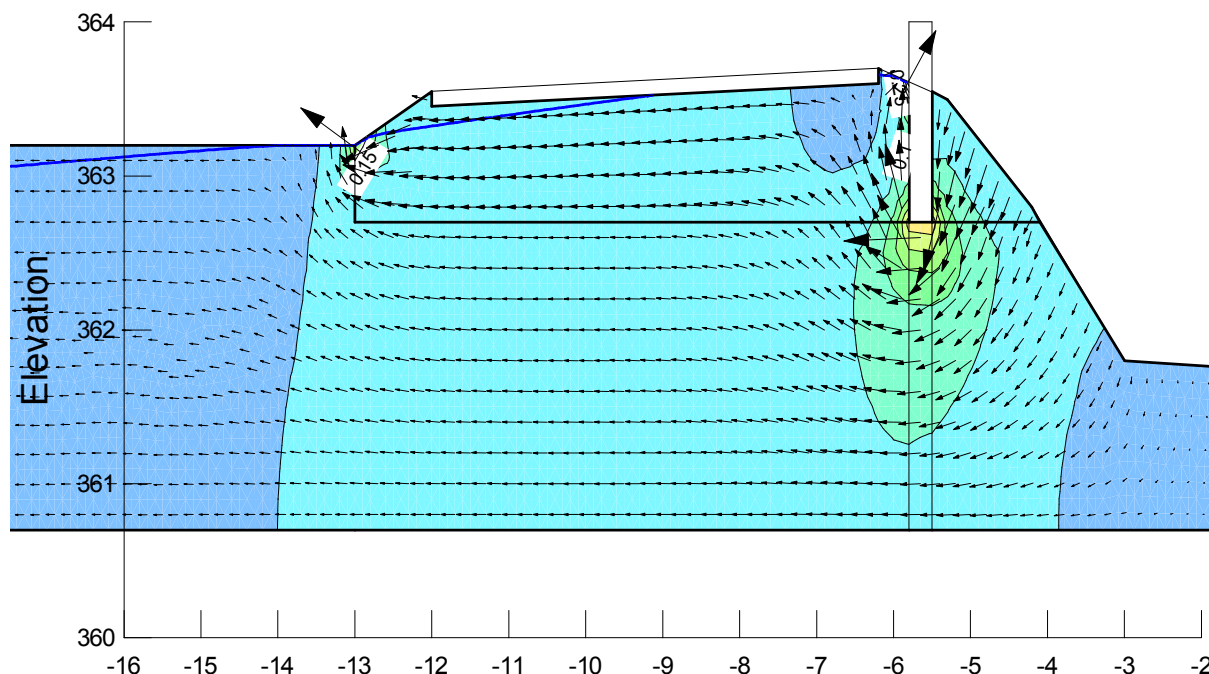


Obr. 4.14 Postup povodňové vlny podložím.

4.4.1 Posouzení ztekucení

Hodnocené polohy:

- a) vysakování na vzdušní patě silničního tělesa, $i = 0,15 \rightarrow$ vyhovuje,
- b) vysakování za linií PPO, $i = 0,25 \rightarrow$ vyhovuje.



Obr. 4.15 Proudové pole při kulminaci PV20 s izoliniemi hydraulického gradientu.

4.4.2 Posouzení vnitřní sufoze

Hrozí při proudění v porézním prostředí, kdy mohou být vyplavovány jemné částice ze skeletu. Důsledkem může být sedání podzákladí PPO. V našem případě teoreticky hrozí v základové spáře podzemní části PPO.

Číslo nestejnozrnnosti podložních šteků $C_u > 20 \rightarrow$ jedná se o sufózní zeminy.

Na rozdíl od ztekucení mají význačnou úlohu setrvačné síly a jde proto vesměs o velké filtrační rychlosti.

Jako hydraulické kritérium lze orientačně využít hodnotu kritické filtrační rychlosti (Vuković, Pušić, 1992):

$$v_k = \frac{k^{0,356}}{200}$$

U nás tedy při $k = 6 \cdot 10^{-4} \text{ m.s}^{-1}$ vychází $v_k = 0,0004 \text{ m.s}^{-1}$.

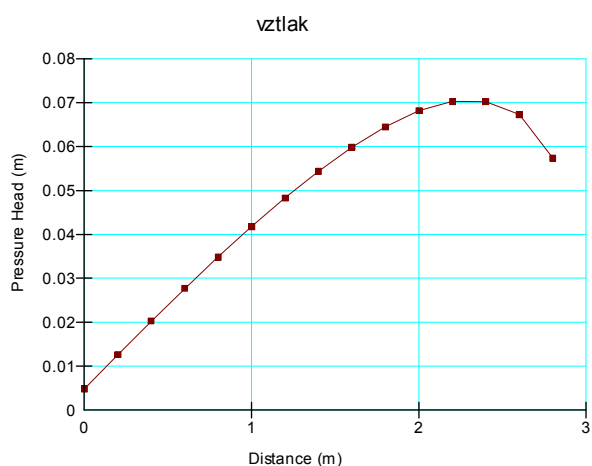
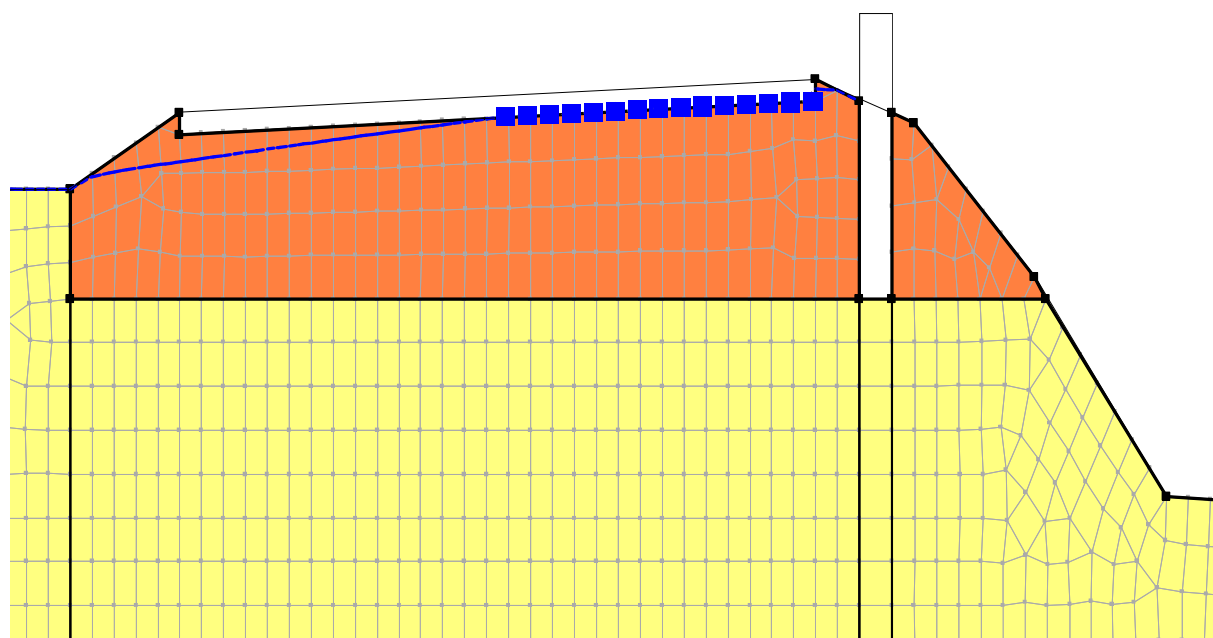
Hodnota maximální rychlosti v okolí kulminace povodně je pod kořenem PPO rovna $0,0002 \text{ m.s}^{-1}$. Tato hodnota je navíc časově velmi omezená. Nebezpečí vnitřní sufoze tedy nehrozí.

4.4.3 Posouzení vztlaku na vozovku

Předpoklad:

- mezi asfaltovou vrstvou vozovky a linií PPO bude ponechán volný pruh, který bude sloužit jako dren.
- toto opatření významně snižuje vztlak na silnici.

Maximální vztlak nastává v čase kulminace povodně. Průběh vztlaku pod vozovkou je na následujícím obrázku.



Obr. 4.16 – a) poloha měření vztlaku pod vozovkou, b) hodnoty vztlaku pod vozovkou v čase kulminace povodně.

Závěr: maximální hodnota vztlaku pod asfaltovou vrstvou vozovky je 0,07 m vodního sloupce. Konstrukce nebude nadzvednuta.

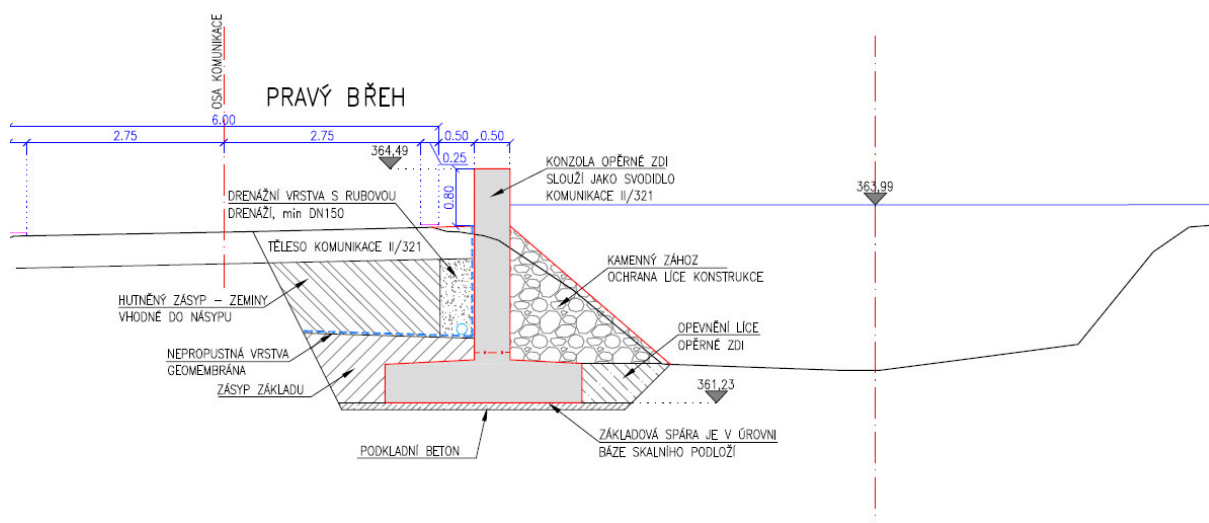
4.4.4 Citlivostní analýza a závěr

řez D		koruna PPO [m n. m.]			kritická hodnota	závěr
		363.7	363.8	364.0		
vztlak na vozovku	tlak vodního sloupce pod vozovkou [m]	není	0	0.07		vyhovuje ¹⁾
vnější sufoze, ztekucení	gradient napatě vzdušního líce silničního násypu [-]	0.1	0.14	0.15	0.3 až 0.4	vyhovuje
	gradient za linií PPO [-]	není	0.02	0.25		vyhovuje
vnitřní sufoze	filtrační rychlost pod kořenem podzemní stěny [m.s ⁻¹]	0.0001	0.0001	0.0002	0.0004	vyhovuje
průsak	[l.s ⁻¹ na 1 m PPO]	0.03	0.05	0.12		vyhovuje ²⁾

Poznámky:

- 1) konstrukce vyhoví na vztlak při min. tloušťce 0,03 m asfaltobetonu, což bude jistě splněno.
- 2) Průsaky na 1 m linie PPO je třeba vnímat jako kulminační. Jsou snadno zvládnutelné běžnou čerpací technikou.

Na základě geotechnického posouzení (Ing. Terš) byla v řezu D navržena úhlová stabilní stěna podle obr. 4.17. Stěna je založena na bázi skalního podloží. Za rubem stěny je navržena drenážní vrstva s rubovou drenáží. Prostor pod silničním tělesem je tak drénován do koryta Bělé v osově vzdálenosti cca 20 m.



Obr. 4.17 Finální návrh řezu D (Ing. Terš).

Dílčí závěry k finálnímu návrhu řezu D:

- Průsaky do chráněného území během povodně se budou realizovat pouze drenážním potrubím s osovou vzdáleností vyústění cca 20 m. Průsaky tak budou menší než vypočtené a budou snadno zvládnutelné.
- Vliv podzemní části PPO na režim podzemní vody za běžných stavů lze předpokládat nevýznamný díky drenáži uložené v drenážní vrstvě na rubu stěny.

5. Závěr

Cílem analýzy bylo posouzení filtrační stability a průsaku navrhovaného protipovodňového opatření v obci Kvasiny. Posouzení bylo provedeno s využitím 2D modelu proudění podzemní vody v rovině kolmé na osu PPO. Výsledkem je kvantifikace kulminačních průsaků do chráněného území při návrhové povodni, vyhodnocení filtrační stability a posouzení vlivu realizace PPO na režim podzemních vod za běžných průtoků v Bělé.

Výsledky dospěly k těmto závěrům:

- 1) Konstrukční návrh podzemní části PPO respektuje v případě všech posuzovaných řezů doporučení založení stěny nad nepropustným podložím, aby byla zachována komunikace podzemních vod v přílehlé zvodni a povrchové vody ve vodním toku Bělá za běžných provozních situací. Výjimku tvoří řez D, kde koryto Bělé bezprostředně navazuje na silniční násyp. PPO je řešeno jako úhlová stěna se založením na skalní podloží. Komunikace podzemních a poříčních vod je zde zajištěna pomocí drenážního potrubí v osově vzdálenosti cca 20 m.
- 2) Průsaková množství jsou v případě všech řezů poměrně malá a činí do $0,1 \text{ l.s}^{-1}$ na 1m linie PPO. V případě řezu A nedojde za dobu povodně k průsaku do chráněného území. Nízké hodnoty průsaků jsou dány zejména malými hrazenými výškami do 1 m nad terénem.
- 3) Posouzení filtrační stability se zaměřilo podle charakteristického namáhání v jednotlivých řezech na hodnocení hydraulického prolomení nadložních vrstev, resp. konstrukce vozovky, ztekucení, vnější a vnitřní sufozi. Výsledky dospěly k závěru, že filtrační stabilita není v jednotlivých řezech ohrožena.

V Brozanech nad Ohří, dne 30. června 2016

doc. Dr. Ing. Pavel Fošumpaur