

INVESTOR	<div><div>STATUTÁRNÍ MĚSTO DĚČÍN</div><div>Magistrát města Děčín Mírové náměstí 1175/5 405 38 Děčín IV</div></div> <div></div>
----------	---

SO 201	OPĚRNÁ ZEĎ
--------	------------

STAVBA			<div>S.A.W. CONSULTING s.r.o.</div> <div>Božtěšická 216/34, 400 01 Ústí nad Labem středisko UL: Božtěšická 216/34, 400 01 Ústí n. L. web: www.sawconsulting.cz e-mail: info@sawconsulting.cz</div>	
REKONSTRUKCE HAVARIJNÍHO STAVU MÍSTNÍ PANELOVÉ KOMUNIKACE - DĚČÍN, DOLNÍ ŽLEB				
VYPRACOVAL	ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT	TECHNICKÁ KONTROLA	INVESTOR	STAT. MĚSTO DĚČÍN
ING. LIBOR VYKOUKAL	JAROSLAV ZAVADIL, DIS.	ING. IGOR BÁLIK	ZAKÁZKOVÉ ČÍSLO	2024-002
			DATUM	05/2024
			STUPEŇ	DUSP/PDPS
			MĚŘÍTKO	
PŘÍLOHA			ČÁST DOKUM.	Č. PŘÍLOHY
STATICKÝ VÝPOČET			D.1.2	10

1. Identifikační údaje stavby

<i>Stavba</i>	Rekonstrukce havarijního stavu místní panelové komunikace – Děčín , Dolní Žleb
<i>Objekt číslo</i>	SO 201
<i>Název objektu</i>	Opěrná zeď
<i>Kraj</i>	CZ042 Ústecký kraj
<i>Obec</i>	Děčín [562335]
<i>Katastrální území</i>	Dolní Žleb [630471]
<i>Investor</i>	Statutární město Děčín Mírové náměstí 1175/5 405 38 Děčín IV
<i>Uvažovaný správce objektu</i>	Statutární město Děčín Mírové náměstí 1175/5 405 38 Děčín IV
<i>Projektant objektu</i>	S.A.W. Consulting s r. o. středisko Ústí nad Labem Božtěšická 216/34 Jaroslav Zavadil DiS.
<i>Pozemní komunikace</i>	místní komunikace
<i>Účel dokumentace</i>	Dokumentace společného povolení (DUSP) Dokumentace pro provádění stavby (PDPS)
<i>Zatížení</i>	dle ČSN 1991-2 Ed. 2 – skupina 1

2. Základní údaje o objektu

<i>Charakteristika objektu</i>	úhlová zeď
<i>Délka zdi</i>	82,99 m
<i>Šířka zdi</i>	400 mm – šířka dříku
<i>Výška zdi</i>	1160 - 2630 mm

Důležitá upozornění -

Popis objektu:

- založení – plošné na základovém pase spřažené s mikropilotama
- konstrukce zdi – žb. opěrná úhlová zeď

Vybavení zdi:

- zábradelní svodidlo s úrovní zadržení H2

3. Všeobecný popis

3.1. Stavba a její zvláštnosti

3.1.1. Popis

1. Stávající stavba je situována na místní komunikaci v lokalitě Dolní Žleb, který je částí města Děčín v okrese Děčín, Ústeckém kraji v katastrálním území Dolní Žleb. Stavba je situována v intravilánu poměrně stísněném prostředí pro dopravu a tím i pro provádění této stavby.

Předmětem stavby je stavební úprava silnice, výstavba nové opěrné zdi a protierozní řešení svahu pod navrhovanou opěrnou zdí. Jedná se o havarijní stav komunikace včetně stávající zdi, která hrozí sesuvem na koridorovou trať. Celková délka řešeného úseku je přibližně 100 m.

Místní komunikace bude provedena jako jednopruhová obousměrná komunikace se základní šířkou jízdního pruhu 3,0 m a zpevněnou proměnnou šířkou krajnice vlevo u zárubní kamenné pískovcové zdi z přídlažbových kostek. Vozovka je za zdí navržena jako živičná, celkové tloušťky 480 mm. V rámci opravy celé zdi je navržena nová niveleta komunikace s příčným sklonem. Návrh co nejvíce kopíruje stávající vedení nivelety a příčného sklonu, ale bylo nutné provést návrh dle normových parametrů. Nová část komunikace plynule navazuje na stávající stav na začátku i konci řešeného úseku.

Odvodnění komunikace je navrženo jednou uliční vpustí na začátku zdi ve pracovním staničení km 0+10,61 a na konci zdi ve staničení 0+7337 přes odláždění lomovým kamenem do betonu do terénu, jako tomu bylo ve stávajícím stavu.

Nová úhlová zeď celkové délky 68,60 m založená hlubinně na dvou řadách mikropilot. Nová úhlová zeď je oproti stávající půdorysné poloze odsunuta více směrem ke koridorové trati. Na zdi je navržena železobetonová římsa šířky 800 mm s osazeným zábradelním svodidlem se svislou výplní. Na stávající betonové zdi u č.p.46 je navržena také železobetonová římsa, kotvená do dříku stávající zdi a na římsu je taktéž navrženo zábradelní svodidlo se svislou výplní. S ohledem na prostorové možnosti bude úhlová zeď prováděna po dilatačních celcích. Dřík a základové pasy jsou navrženy železobetonové. Dřík je dle požadavku AOPK obložen pískovcovým (místním) kotveným kamenným obkladem s vyspárováním. Za zdí je navržena rubová drenáž s vyústěním na začátku navrhované zdi skrz líc zdi do betonových tvarovek, které odvádí vody před stávající opěrnou zdí a dále do občasně vodoteče s odvedením do drážního propustku pod koridorovou trať. Na konci zdi je drenáž svedena potrubím kolem konce zdi do revizní šachty DN 400 a dále vyústěním do stávajícího betonového žlabu za zdí. Vyústění je odlážděno z lomového kamen do betonu rozměru 1 x 1 m. Stávající zeď u č.p. 46 bude celoplošně sanována z líce zdi. Pro osazení římsy na konci stávající zdi je navržen železobetonový trám s konzolou pro vynesení římsy.

Před zdí je navrženo protierozní opatření 3D georohoží s ohumusováním a osetím hydroosevem.

Přeložka technické infrastruktury není projektem uvažována. V případě nutnosti bude provedeno

vypnutí vrchního vedení NN, po dobu vyvrtání mikropilot, které od staničení 0+40 křížuje komunikaci. Před zahájením stavby je nutné přesné vytyčení inženýrských sítí příslušným správcem a viditelné vyznačení v terénu. Po dobu stavby je nutné respektovat ochranná pásma inženýrských sítí.

V rámci stavby bude nutné mýcení křovin a náletů před zdí a to mimo lesní pozemek, stromy na lesním pozemku není potřeba kácet. Jedná se o souvisle zapojený porost na ploše 730 m².

Před zahájením prací musí být osazeno dočasné dopravní značení. Stavební práce budou prováděny po dílčích úsecích za úplné uzavírky dle SO 151. DIO viz objekt SO 151.

Pro vybudování zdi v úseku DC3-DC6 bude nutné provést záporové kotvené pažení v celkové délce 18 m.

Před zahájením prací musí být osazeno dočasné dopravní značení a vytyčeny veškeré podzemní sítě v rozsahu staveniště.

V rámci celé stavby je nutné provést odstranění náletů na svahu před stávající zdí, kde je v rámci opravy navržena protierozní rohož a nálety jsou zdě pro provedení sanace svahu nežádoucí.

Pro projektovou dokumentaci bylo provedeno zaměření celého úseku místní komunikace v nezbytně nutném rozsahu potřebném pro návrh nového vedení komunikace, zdi a jeho přilehlého okolí.

Před zahájením prací musí být osazeno dočasné dopravní značení. Je nutné pouze zachovat přístup pro vlastníka budova č.p. 15.

3.1.2. Geotechnické podmínky

V předmětné lokalitě bude velmi důležité, při rekonstrukci komunikace, minimalizovat objem zemních prací i navážení materiálů (např. litého betonu). Předpokládá se podepření konstrukce komunikace v příčném řezu dvojicí mikropilot. S ohledem na přístupnost vrtné techniky bude nutné projednat průjezd skrz obec (což představuje cca 600-700m), nebo využít dopravu vlakem do stanice Dolní Žleb zastávka. Zde existuje omezení v podobě výšky podjezdu. Vrtná technika adekvátní velikosti má vždy ocelové pásy. Stejně tak výztužní trubky MP bude třeba navážet po komunikaci od kostela. Vzhledem k zastiženým geologickým podmínkám, lze předpokládat, že MP nebudou navrženy jako vetknuté, ale spíše opřené. Při délce MP 6m by měla část kořene dosáhnout skalního podloží, nicméně toto nelze vzhledem k charakteru podloží zaručit a ani u provedené dvojice vrtů nelze vyloučit zastižení objemného balvanu.

Propustnost podložních vrstev jak v úrovni písků, tak hlouběji uložených pískovců je značná, voda v lokalitě není dle dochovaných pramenů vůči betonovým konstrukcím agresivní. Injektážní parametry prostředí tak umožní vytvoření dostatečného kořene MP. Při návrhu založení komunikace bude vhodné rozmyslet možnost kotvení protierozních sítí k zamýšlené podélné konstrukci na vnější hraně komunikace. Celkově se jedná o velmi komplikované místní podmínky pro realizaci komunikace. Jako zásadní se jeví historická přítomnost svahových sesuvných území (cca na začátku předmětného úseku komunikace v místě propustky) a pak také železniční trať nacházející se pod komunikací. Její provoz nemůže být stavebními pracemi přerušen ani omezen. Při rekonstrukci komunikace bude třeba odvézt stávající popraskané silniční panely, provést založení pomocí MP, spřahující podélný ŽB práh a novou kci vozovky. Současně bude třeba doplnit drenážní prvky procházející pod tělesem komunikace a rekonstruovat části opěrné zídky.

Vzhledem ke strmému svahu a přítomnosti deluviálních svahovin nasednutých na tvarově nesourodé podloží s množstvím možných balvanů a bloků, je třeba vzít při návrhu rekonstrukce v úvahu možnosti technických řešení a únosnosti jednotlivých prvků. Při průměrném plášťovém tření 65kPa lze od 6m MP s průměrem 150mm očekávat únosnost cca 100kN (u plně plovoucí MP). Vzhledem k trvalé deformaci svahu nelze doporučit návrh lanových kotev, jejichž únosnost cca 20t na jedno lano pr. 15mm je oproti množství

materiálu ve svahu zanedbatelná. Návrhové parametry komunikace pak budou jak svým šířkovým uspořádáním, tak únosností (tedy mírou zhutnění zemní pláně Edef2 na 45 MPa u PIII) individualizovány pro potřebu zachování provozu na místní komunikaci s nízkou mírou provozu.

Vzorek / lokalita	Dolní Žleb	
Stratigrafie	kvartér	kvartér
Geneze	sedimenty	sedimenty
Petrografické složení	Jílovito-prachovitý písek	Hlinitý písek s drobným štěrkem
GEOTYP	GT1	GT2
Klasifikace dle EN ISO 14688-1 (dle zrušené ČSN 73 1001)	siSa - clSa	grsiSa
Klasifikace dle ČSN P 73 1005	S4 SM	S3 S-F
Ulehlost a konzistence	ulehlý	středně ulehlý až ulehlý
Tabulková výpočtová únosnost R_{dt} (orientační hodnoty dle zrušené ČSN 73	175-200	225-250
Objemová hmotnost v přirozeném uložení (kg/m^3) orientační	1800	1750
Modul deformace E_{def} (MPa)	5÷15	5÷15
Poissonova konstanta ν	0,3	0,3
Soudržnost efektivní C_{ef}	0÷10	0
efektivní úhel vnitřního tření ϕ_{ef}	28÷30	28÷30
Třída těžitelnosti a rozpojitelnosti dle ČSN 73 6133	I.	I.
Klasifikace hornin dle vrtatelnosti VP 800-2	I.	I.

Č. P. 14 Č. P. 46

LÍČ KAMENNÉ ZDI
HLOUBKOVÉ PŘESPÁROVÁNÍ

ASFALTOVÁ MODIF. ZALIVKA š. 20 mm VL4 403.42

KAMENNÁ ŽÁRUBNÍ ZEĐ PŘEDPOKLÁDANÝ TVAR KAMENNÝ ZAKLAD PŘEDPOKLÁDANÝ TVAR

PŘÍDLAŽBA Z KOSTEK TL. 100 mm DO BETONU TL. 200 mm SKLADBA VOZOVKY

ASA SILNICE ASFALTOVÁ MODIF. ZALIVKA š. 20 mm VL4 403.42

ZÁSYP ZE ZEMINY VELMI VHDNÉ HUTNIT PO VRSTVÁCH TL. MAX. 300 mm NA $I_d=0,90$ NEBO 100%PS

SA MOZÁVRTNÁ TYČOVÁ KOTVA DĚLKA 9m, VRT \varnothing 90 mm, SILA V KOTVĚ 80 kN

PŘEVÁZKA 2xU160 KOUTOVÝ SVAR Č.5 OCHRANNÝ OBSYP TL. 300 mm

ZE ŠD 0-32 mm TĚSNICÍ FOLIE HDPE TL. 2 mm S OCHRANNÝM OBSYPEM ZE ŠP FR. 0-16, TL. 2 x 150 mm + 2x OCHRANNÁ GEOTEXTILIE

RUBOVÁ DRENÁŽ DN 150 VE SPÁDU 1% OBSYP DRENÁŽNÍM BETONEM

ZÁSYP ZE ZEMINY VELMI VHDNÉ HUTNIT PO VRSTVÁCH TL. MAX. 300 mm NA $I_d=0,90$ NEBO 100%PS

NÁTĚR PROTI ZEMNÍ VLHKOSTI 1xALP + 2xALN

PODKLADNÍ BETON C30/37n-X0 TL. 300 mm

PODKLADNÍ BETON C12/15-X0 TL. 150 mm

HEB 120 DL. 6 m Z OCELI S355 Ā 750 mm VÝDŘEVA HRANOLY C18 80x80 mm

KOŘEN TL. 3 m \varnothing 300 mm Z BETONU C16/20-X0

Č. P. 14 **Č. P. 46**

**LÍČ KAMENNÉ ZDI
HLOUBKOVÉ PŘESPAROVÁNÍ**

PŘÍDLAŽBA Z KOSTEK
TL 100 mm DO BETONU
TL 200 mm
SKLADBA VOZOVKY

ASFALTOVÁ MODIF.
ZÁLIVKA š. 20 mm
VL4 403.42

ZÁSYP ZE ZEMINY VELMI VHODNÉ
HUTNIT PO VRSTVÁCH TL. MAX. 300 mm
NA $I_d=0,90$ NEBO 100%PS
OCHRANNÝ OBSYP TL. 300 mm
ZE ŠD 0-32 mm

TĚSNIČÍ FOLIE HDPE TL. 2 mm S OCHRANNÝM
OBSYPEM ZE ŠP FR. 0-16, TL. 2 x 150 mm
+ 2x OCHRANNA GEOTEXTILIE

RUBOVÁ DRENÁŽ DN 150 VE SPÁDU 1%
OBSYP DRENÁŽNIM BETONEM

ZÁSYP ZE ZEMINY VELMI VHODNÉ
HUTNIT PO VRSTVÁCH TL. MAX. 300 mm
NA $I_d=0,90$ NEBO 100%PS
NÁTĚR PROTI ZEMNÍ VLHKOSTI
1xALP + 2xALN
PODKLADNÍ BETON C30/37n-X0 TL. 300 mm
PODKLADNÍ BETON C12/15-X0 TL. 150 mm

REZERVNÍ CHRÁŇČKA DN 200
PRO BUDOUCÍ KABELY VE
SPRAVĚ ČEZ DISTRIBUCE a.s.
ZABRADELNÍ SVODIDLO
STUPEŇ ZADRŽENÍ H2
SE SVISLOU VÝPLNÍ
ŽB. ŘÍMSA
C30/37-XF4, XD3, XC4

KOTVENÝ KAMENNÝ OBKLAD
Z PÍSKOVCOVÉHO ZDIVA
DRÍK ZDI TL. 400 mm
Z BETONU C30/37-XF3
ZÁKLAD Z BETONU C30/37-XF3
TRVALÁ PROTIEROZNÍ KOTVENÁ 3D ROHOŽ
OHUMUSOVÁNÍ V TL. 150 mm A HYDROOSEV
NÁTĚR PROTI ZEMNÍ VLHKOSTI
1xALP + 2xALN
ZÁSYP ZE ZEMINY VELMI VHODNÉ
HUTNIT PO VRSTVÁCH TL. MAX. 300 mm
NA $I_d=0,85$ NEBO 98%PS

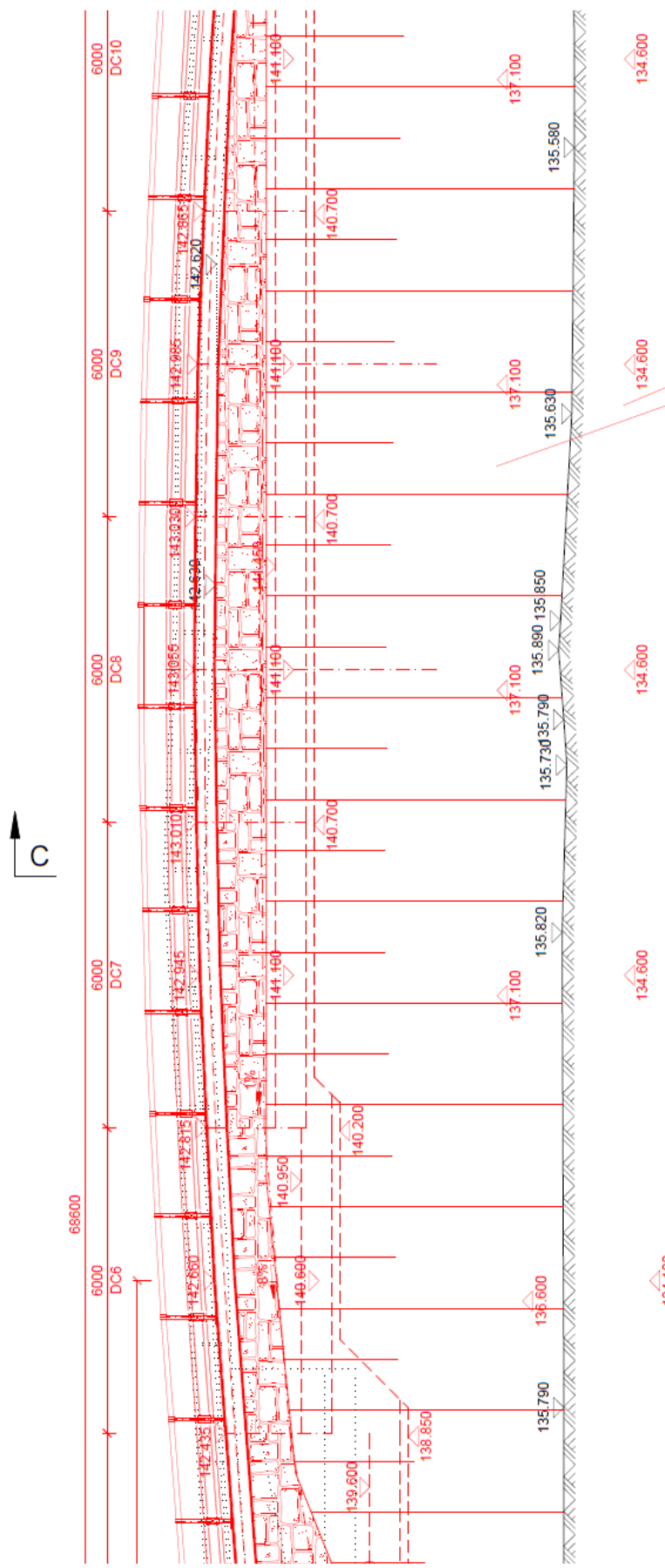
TRVALÁ PROTIEROZNÍ KOTVENÁ 3D ROHOŽ
OHUMUSOVÁNÍ V TL. 150 mm A HYDROOSEV

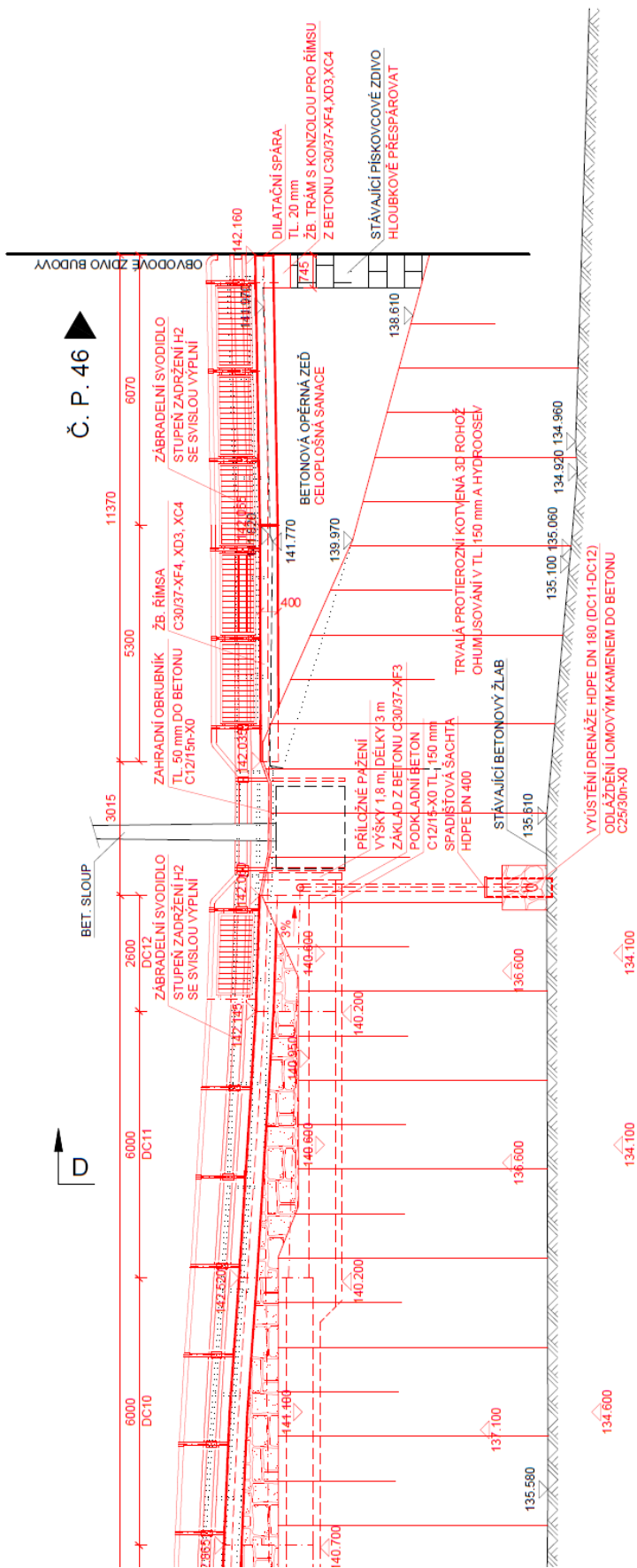
MIKROPILOTY 89/10 Z OCELI S355 DÉLKA 6,5 m, DÉLKA KOŘENE 6 m
PRŮMĚR VRTU 168 mm, INJEKTÁŽ KOŘENE MALTOU Z CEM IIA/B,
POŽADOVANÁ ÚNOŠTNOST 200 kN

MIKROPILOTY 89/10 Z OCELI S355 DÉLKA 4 m, DÉLKA KOŘENE 3,5 m
PRŮMĚR VRTU 168 mm, INJEKTÁŽ KOŘENE MALTOU Z CEM IIA/B,
POŽADOVANÁ ÚNOŠTNOST 200 kN

A







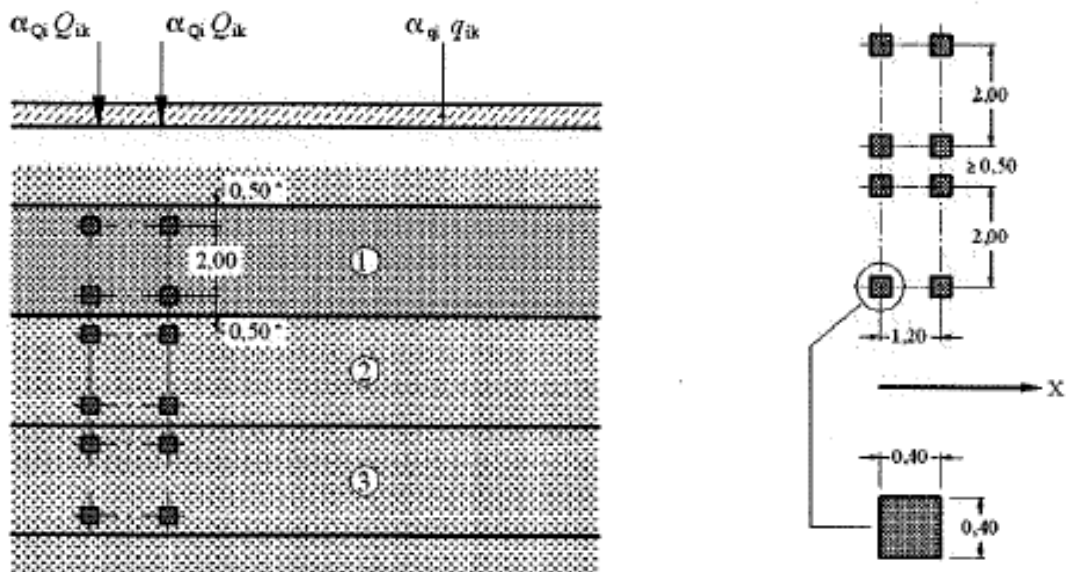
5. Posouzení Nahodilé zatížení – dopravou

Zatížení bylo převzato z normy ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostu dopravou (ed.2). Nápravové síly jsou převedeny na rovnoměrné zatížení dle tab. NA.6

Model zatížení 1 (LM1)

Umístění	Dvojnáprava (TS)	Rovnoměrné zatížení (UDL)
	nápravové síly Q_{ik} (kN)	q_{ik} (nebo q_{rk}) (kN/m ²)
Pruh č. 1	300	9
Pruh č. 2	200	2,5
Pruh č. 3	100	2,5
Ostatní pruhy	0	2,5
Zbývající plocha (q_{rk})	0	2,5

Zatížení LM1 sestává z nápravových tlaků ideální dvojnápravy TS a rovnoměrného zatížení UDL.



Tabulka NA.6 – Půdorysná náhradní plocha

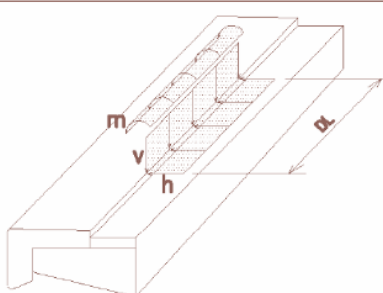




Model zatížení	Druh zatížení	Náhradní plocha
LM1	Dvojnáprava (TS)	$B \times 4,5 \text{ m}$
LM3	Vozidlo 900/150	$3,0 \times 8,0 \text{ m}$
	Vozidlo 1800/200	$3,0 \times 13,0 \text{ m}$
	Vozidlo 3000/240	$4,5 \times 18,0 \text{ m}$
B – šířka zatěžovacího pruhu		

Tabulka NA.1 – Hodnoty regulačních součinitelů α pro ČR

Skupina pozemních komunikací	α_{q1}	α_{q2}	α_{q3}	α_{q1}	α_{q2}	$\alpha_{qi} (i > 2)$ a α_{qr}
1	1	1	1	1	2,4	1,2
2	0,8	0,8	0,8	0,45 ¹⁾	1,6	1,6
¹⁾ Rovnoměrné zatížení v zatěžovacím pruhu 1 je $0,45 \times 9,0 \text{ kN/m}^2 \sim 4 \text{ kN/m}^2$.						

$$q_{LM1Q} = \frac{\sum \alpha_{q1} \cdot Q_{1k}}{A_{eff}} + \alpha_{q1} \cdot q_{1k} = \frac{1,0 \times 2,0 \times 300}{3,0 \times 4,5} + 1,0 \times 9,0 = 53,44 \text{ kN/m}^2$$

Náraz do svodidla - úroveň zadržení H2

ZATÍŽENÍ ŘÍMSY	TYP SVODIDLA			
	ZSNH4/H2 	JSMNH4/H2 	ZSNH4/H3 	OSPNH4/H3 
ZATĚŽOVACÍ DÉLKA DL (m)	6	6	6	6
VODOROVNÁ SÍLA h (kN/m)	40	44	30	30
MOMENT m (kNm/m)	33	33	33	25
SMÍSLÁ SÍLA v (kN/m)	VIZ TP 114/2010			

5.2. Výpočet vnitřních sil

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

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Výpočet zdí

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe

Tvar zemního klínu : počítat šikmý

Výstupek základu : výstupek uvažovat jako šikmou základovou spáru

Dovolená excentricita : 0,333

Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

Návrhový přístup : 1 – redukce zatížení a materiálu

Součinitele redukce zatížení (F)					
Trvalá návrhová situace					
		Kombinace 1		Kombinace 2	
		Nepříznivé	Příznivé	Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,35 [-]	0,00 [-]	1,30 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,35 [-]		1,00 [-]	

Součinitele redukce materiálu (M)			
Trvalá návrhová situace			
		Kombinace 1	Kombinace 2
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_\phi =$	1,00 [-]	1,25 [-]
Součinitel redukce efektivní soudržnosti :	$\gamma_c =$	1,00 [-]	1,25 [-]
Součinitel redukce neodv. Smykové pevnosti :	$\gamma_{cu} =$	1,00 [-]	1,40 [-]
Součinitel redukce Poissonova čísla :	$\gamma_v =$	1,00 [-]	1,00 [-]

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 [-]

Součinitele redukce zatížení (F)					
Mimořádná návrhová situace					
		Kombinace 1		Kombinace 2	
		Nepříznivé	Příznivé	Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,00 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,00 [-]	0,00 [-]	1,00 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,00 [-]		1,00 [-]	

Součinitele redukce materiálu (M)			
Mimořádná návrhová situace			
		Kombinace 1	Kombinace 2
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_{\phi} =$	1,00 [-]	1,00 [-]
Součinitel redukce efektivní soudržnosti :	$\gamma_c =$	1,00 [-]	1,00 [-]
Součinitel redukce neodv. Smykové pevnosti :	$\gamma_{cu} =$	1,00 [-]	1,00 [-]
Součinitel redukce Poissonova čísla :	$\gamma_v =$	1,00 [-]	1,00 [-]

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 24,00 \text{ kN/m}^3$

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

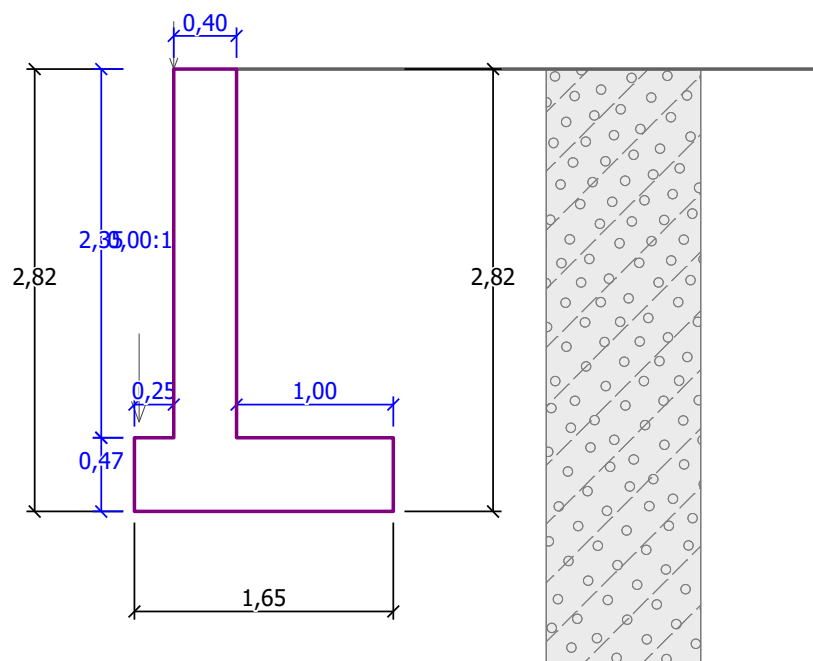
$$f_{yk} = 500,00 \text{ Mpa}$$

Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0,00	0,00
2	0,00	2,35
3	1,00	2,35
4	1,00	2,82
5	-0,65	2,82
6	-0,65	2,35
7	-0,40	2,35
8	-0,40	0,00

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

Plocha řezu zdi = $1,72 \text{ m}^2$.



Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída G4		32,50	0,00	19,00	10,00	6,00

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

Parametry zemín

Třída G4

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 32,50^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 6,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	Třída G4	

Založení

Typ založení : zemina – geologický profil

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce není uvažován.

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		Obklad	stálé	0,00	13,13	0,00	-0,62	2,25
2	ANO		Rimsa + svodidlo	stálé	0,00	7,12	0,00	-0,40	0,00

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

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

Únosnost základové půdy (Fáze budování 1) – vlastní tíha

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. Síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	39,30	144,24	30,14	0,165	130,52
2	32,21	116,68	30,14	0,167	106,27
3	34,26	106,95	27,84	0,194	105,95
4	34,26	106,95	27,84	0,194	105,95

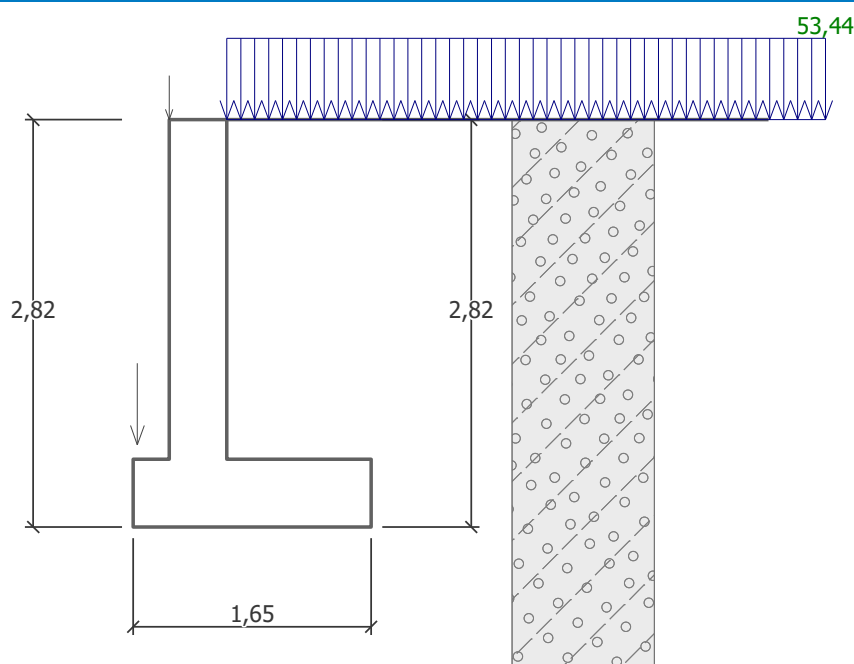
Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. Síla [kN/m]
1	29,11	106,84	22,33

Vstupní data (Fáze budování 2) – přetížení od LM1 - viz odstavec 5.1

Zadaná plošná přetížení

Číslo	Přetížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		proměnné	53,44				na terénu



Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

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

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	112,64	178,77	99,98	0,382	458,57
2	92,78	190,97	90,22	0,294	281,51
3	99,86	218,53	90,22	0,277	296,90

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. Síla [kN/m]
1	73,97	161,87	66,83

Dimenzace čís. 1 (Fáze budování 2)

Spočtené síly působící na konstrukci – kombinace 1

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	-1,17	22,55	0,20	1,000	1,350	1,000
Tlak v klidu	24,25	-0,78	0,00	0,40	1,350	1,000	1,350
Přít. 1 – celopl.	58,08	-1,17	0,00	0,40	1,350	0,000	1,350
Obklad	0,00	-0,10	13,13	-0,22	1,350	1,350	1,000
Rimsa + svodidlo	0,00	-2,35	7,12	0,00	1,350	1,350	1,000

Spočtené síly působící na konstrukci – kombinace 2

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	-1,17	22,55	0,20	1,000	1,000	1,000
Tlak v klidu	28,61	-0,78	0,00	0,40	1,000	1,000	1,000
Přít. 1 – celopl.	68,52	-1,17	0,00	0,40	1,300	0,000	1,300
Obklad	0,00	-0,10	13,13	-0,22	1,000	1,000	1,000
Rimsa + svodidlo	0,00	-2,35	7,12	0,00	1,000	1,000	1,000

Posouzení dřívku zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

Profil vložky = 20,0 mm

Počet vložek = 6,67

Krytí výztuže = 60,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 0,40 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0,63 \% > 0,15 \% = \rho_{min}$

Poloha neutrálné osy $x = 0,06 \text{ m} < 0,20 \text{ m} = x_{max}$

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 188,09 \text{ kN} > 117,69 \text{ kN} = V_{ed}$

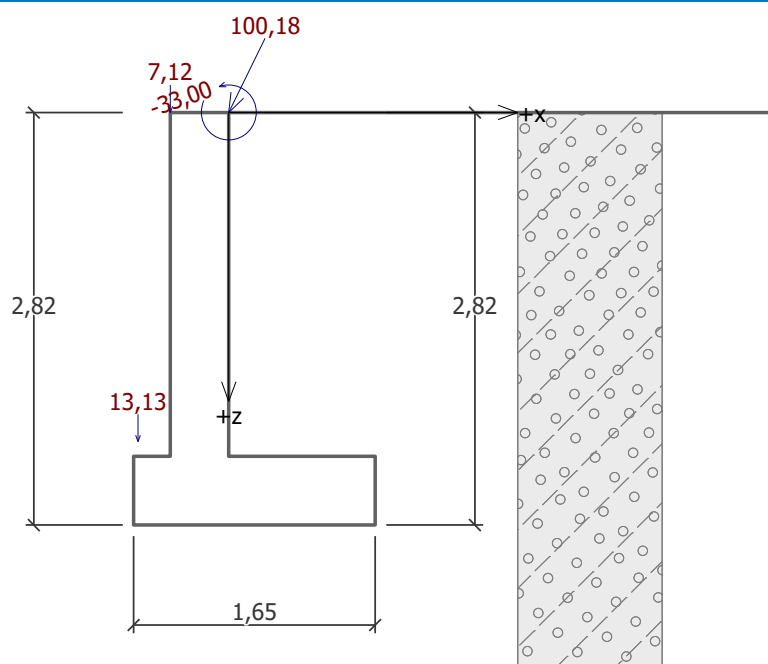
Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 279,90 \text{ kNm} > 133,95 \text{ kNm} = M_{ed}$

Průřez VYHOVUJE.

Vstupní data (Fáze budování 3) – mimořádná situace s nárazem do svodidla – H2

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	NE	NE	Obklad	stálé	0,00	13,13	0,00	-0,62	2,25
2	NE	NE	Rimsa + svodidlo	stálé	0,00	7,12	0,00	-0,40	0,00
3	ANO		Naraz + 1. kolo	mimořádné	-44,00	90,00	-33,00	0,00	0,00



Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : mimořádná

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

Únosnost základové půdy (Fáze budování 3)

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. Síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	201,94	196,84	66,33	0,622	10000,00
2	201,94	196,84	22,33	0,622	10000,00
3	201,94	196,84	22,33	0,622	10000,00
4	201,94	196,84	66,33	0,622	10000,00

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. Síla [kN/m]
1	201,94	196,84	66,33
2	201,94	196,84	22,33

Dimenzace čís. 1 (Fáze budování 3)

Spočtené síly působící na konstrukci – kombinace 2

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	-1,17	22,55	0,20	1,000	1,000	1,000
Tlak v klidu	24,25	-0,78	0,00	0,40	1,000	1,000	1,000
Obklad	0,00	-0,10	13,13	-0,22	1,000	1,000	1,000
Rimsa + svodidlo	0,00	-2,35	7,12	0,00	1,000	1,000	1,000
Naraz + 1. kolo	44,00	-2,35	90,00	0,40	1,000	1,000	1,000

Posouzení dříku zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

Profil vložky = 20,0 mm

Počet vložek = 6,67

Krytí výztuže = 60,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 0,40 m

Stupeň vyztužení

$$\rho = 0,63 \% > 0,15 \% = \rho_{\min}$$

Poloha neutrálné osy

$$x = 0,06 \text{ m} < 0,20 \text{ m} = x_{\max}$$

Posouvající síla na mezi únosnosti

$$V_{Rd} = 188,09 \text{ kN} > 68,25 \text{ kN} = V_{ed}$$

Moment na mezi únosnosti

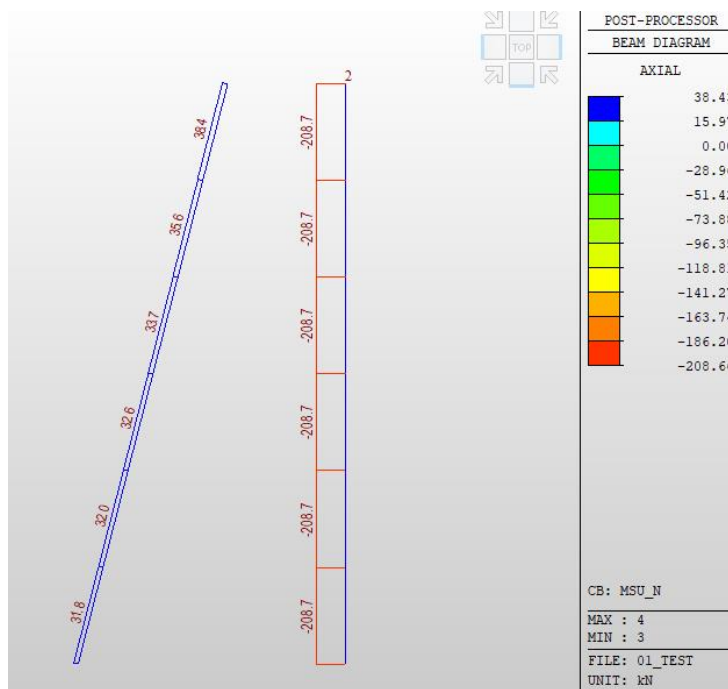
$$M_{Rd} = 279,90 \text{ kNm} > 144,27 \text{ kNm} = M_{ed}$$

Průřez VYHOVUJE.

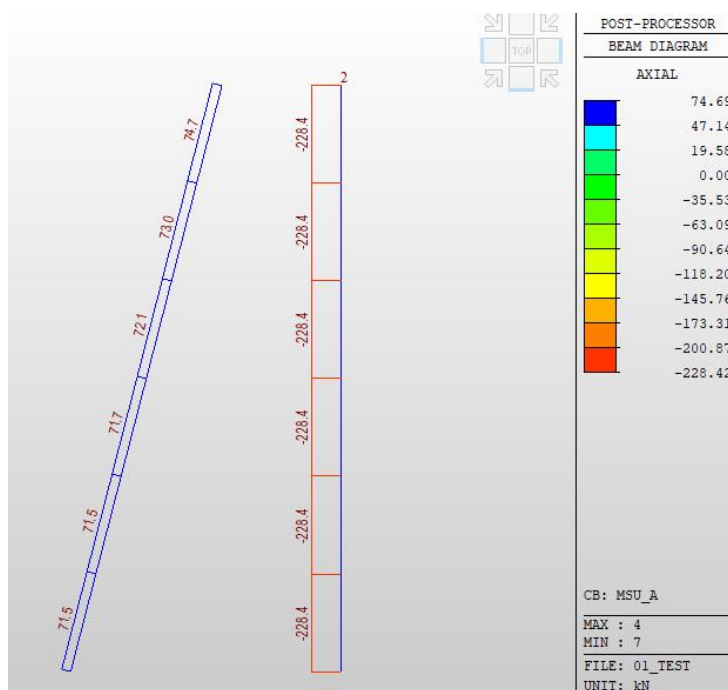
5.3. Výpočet vnitřních sil na mikropiloty

Za pomoci modulu GEO Úhlová zeď byly vypočteny síla působící ve středu základové spáry. Tyto síly byly následně přeneseny na prutový modul ve výpočetním programu Midas Civil. Výsledné normálové síly jsou použity pro výpočet únosnosti mikropiloty.

Souhrn vnitřních sil



Obrázek 1 Osově síly – kombinace přetížení LM1



Obrázek 2 Osově síly – mimořádná kombinace náraz do svodidla

5.4. Posouzení mikropilot - svislá MKP

Poznámka: Vrt je navržen průměru 150 mm, podloží tvoří písek a předpokládá se, že výsledný průměr vrtu bude vlivem technologie větší. **Výpočetně je uvažováno s průměrem 175 mm. Průměrné plášťové tření je uvažováno 70 kPa – podle doporučení inženýrsko-geologického průzkumu.**

Mikropiloty

Výpočet únosnosti díku : geometrická (Eulerova) metoda

Výpočet únosnosti kořene : metoda Lizzího

Metodika posouzení : mezní stavy

Součinitele redukce parametrů zemin			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_{m\varphi} =$	1,10	[-]
Součinitel redukce soudržnosti :	$\gamma_{mc} =$	1,10	[-]
Součinitel redukce kritické síly :	$\gamma_{mf} =$	1,00	[-]
Součinitel spolehlivosti cementové směsi :	$\gamma_{sc} =$	1,10	[-]
Součinitel spolehlivosti oceli :	$\gamma_{ss} =$	1,10	[-]
Součinitel redukce únosnosti kořene :	$\gamma_r =$	1,10	[-]

Parametry zemin

Třída G3, ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 35,50^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Geometrie

Průměr = 89,0 mm

Tloušťka stěny = 10,0 mm

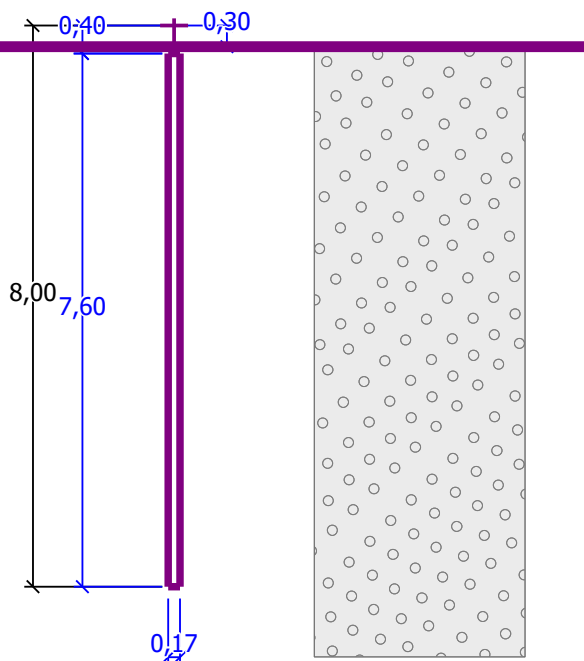
Volná délka mikropiloty $l = 0,40 \text{ m}$

Délka kořene $l_r = 7,60 \text{ m}$

Průměr kořene $d_r = 0,17 \text{ m}$

Odklon mikropiloty od svislice $\alpha = 0,00^\circ$

Vysazení mikropiloty nad terén $l_a = 0,30 \text{ m}$

**Materiál konstrukce:****Cementová směs**

Normová pevnost v tlaku = 20,00 MPa

Modul pružnosti $E_b = 29000,00$ MPa**S350**

Normová pevnost oceli = 350,00 MPa

Modul pružnosti $E_s = 210000,00$ MPa**Geologický profil a přiřazení zemin**

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	Třída G3, ulehlá	

Zatížení

Číslo	Síla nová	Síla změna	Název	Síla N [kN]	Moment M [kNm]
1	ANO		Nc	209,00	10,10

Posouzení čís. 1**Posouzení průřezu - výpočet číslo 1****Ve výpočtu uvažován vliv koroze**Požadovaná životnost $t = 100$ [rok]

Typ zeminy: zeminy v přírodním uložení

Posouzení vnitřní stability průřezu: geometrická (Eulerova) metoda

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

Modul reakce podloží $E_p = 10,00 \text{ MN/m}^3$

Spočtený počet půlvln $n = 1,66$

Vzpěrná délka $l_{cr} = 1,73 \text{ m}$

Kritická normálová síla $N_{crd} = 1244,50 \text{ kN}$

Maximální normálová síla $N_{max} = 209,00 \text{ kN}$

Vnitřní stabilita průřezu mikropiloty VYHOVUJE

Posouzení únosnosti spřaženého průřezu:

Plocha ideálního průřezu $A_i = 2,67E+03 \text{ mm}^2$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu $J_i = 1,80E+06 \text{ mm}^4$

Štíhlost prutu $\lambda = 66,649$

Součinitel vzpěrnosti $\kappa = 0,694$

Úroveň neutrální osy $= -26,0 \text{ mm}$

Napětí v oceli $= 250,62 \text{ MPa}$

Výpočtová pevnost oceli $= 318,18 \text{ MPa}$

Spřažený průřez mikropiloty VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Posouzení kořene - výpočet číslo 1

Způsob výpočtu - metoda Lizziho.

Součinitel vlivu průměru kořene $= 0,88$

Průměrné mezní plášťové tření $q_{sav} = 70,00 \text{ kPa}$

Posouzení tlačené mikropiloty

Únosnost pláště mikropiloty $R_s = 250,03 \text{ kN}$

Výpočtová únosnost kořene mikropiloty $R_d = 227,30 \text{ kN}$

Maximální normálová síla $N_{max} = 209,00 \text{ kN}$

Svislá únosnost mikropiloty VYHOVUJE

5.5. Posouzení mikropilot - ukloněná MKP

Mikropiloty

Výpočet únosnosti dřívku : geometrická (Eulerova) metoda

Výpočet únosnosti kořene : metoda Lizziho

Metodika posouzení : mezní stavy

Součinitele redukce parametrů zemin			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_{m\phi} =$	1,10	[-]
Součinitel redukce soudržnosti :	$\gamma_{mc} =$	1,10	[-]
Součinitel redukce kritické síly :	$\gamma_{mf} =$	1,00	[-]
Součinitel spolehlivosti cementové směsi :	$\gamma_{sc} =$	1,10	[-]
Součinitel spolehlivosti oceli :	$\gamma_{ss} =$	1,10	[-]
Součinitel redukce únosnosti kořene :	$\gamma_r =$	1,10	[-]

Parametry zemin

Třída G3, ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$

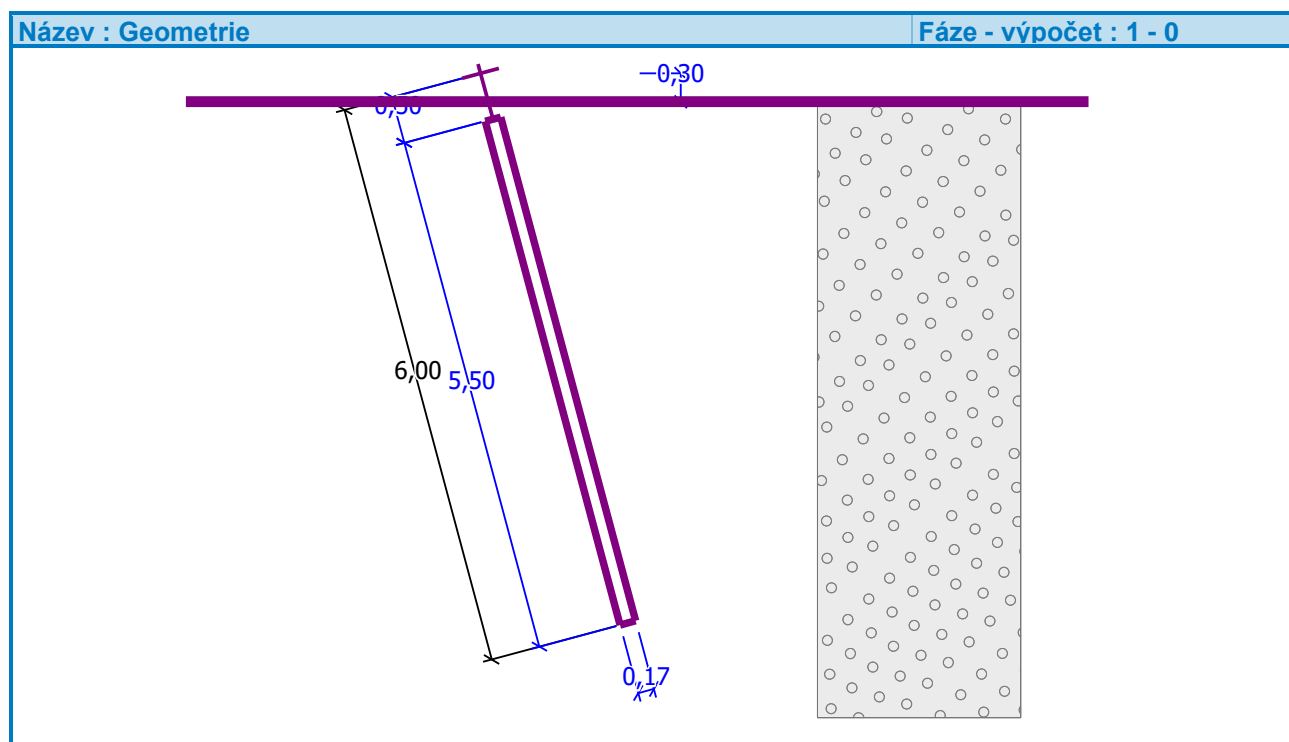
Úhel vnitřního tření : $\phi_{ef} = 35,50^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Geometrie

Průměr = 108,0 mm
 Tloušťka stěny = 16,0 mm

Volná délka mikropiloty $l = 0,50 \text{ m}$
 Délka kořene $l_r = 5,50 \text{ m}$
 Průměr kořene $d_r = 0,17 \text{ m}$
 Odklon mikropiloty od svislice $\alpha = 15,00^\circ$
 Vysazení mikropiloty nad terén $l_a = 0,30 \text{ m}$



Materiál konstrukce:

Cementová směs

Normová pevnost v tlaku = 20,00 MPa
 Modul pružnosti $E_b = 29000,00 \text{ MPa}$

S235

Normová pevnost oceli = 235,00 MPa
 Modul pružnosti $E_s = 210000,00 \text{ MPa}$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	Třída G3, ulehlá	

Zatížení

Číslo	Síla		Název	Síla N [kN]	Moment M [kNm]
	nová	změna			
1	ANO		Nc - tahová reakce	-71,00	0,00

Posouzení čís. 1 (Fáze budování 1)

Posouzení průřezu - výpočet číslo 1

Ve výpočtu uvažován vliv koroze

Požadovaná životnost $t = 100$ [rok]

Typ zeminy: zeminy v přírodním uložení

Mikropilota je tažená, vnitřní stabilita vyhovuje.

Posouzení únosnosti spřaženého průřezu: Tažená mikropilota - s pevností betonu v tahu se nepočítá.

Napětí v oceli = 16,82 MPa

Výpočtová pevnost oceli = 213,64 MPa

Spřažený průřez mikropiloty VYHOVUJE

Posouzení čís. 1 (Fáze budování 1)

Posouzení kořene - výpočet číslo 1

Způsob výpočtu - metoda Lizziho.

Součinitel vlivu průměru kořene = 0,88

Průměrné mezní plášťové tření $q_{sav} = 65,00$ kPa

Posouzení tažené mikropiloty

Únosnost pláště mikropiloty $R_s = 168,02$ kN


Výpočtová únosnost kořene mikropiloty $R_d = 152,74$ kN

Maximální tahová síla $N_{max} = 71,00$ kN

Únosnost tažené mikropiloty VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 2)

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	Třída G3, ulehlá	

Zatížení

Číslo	Síla		Název	Síla N [kN]	Moment M [kNm]
	nová	změna			
1	NE	ANO	Nc - tlak	39,00	0,00

Posouzení čís. 1 (Fáze budování 2)

Posouzení průřezu - výpočet číslo 1

Ve výpočtu uvažován vliv koroze

Požadovaná životnost $t = 100$ [rok]

Typ zeminy: zeminy v přírodním uložení

Posouzení vnitřní stability průřezu: geometrická (Eulerova) metoda

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

Modul reakce podloží $E_p = 10,00 \text{ MN/m}^3$

Spočtený počet půlvln $n = 1,06$

Vzpěrná délka $l_{cr} = 2,16 \text{ m}$

Kritická normálová síla $N_{crd} = 2076,63 \text{ kN}$

Maximální normálová síla $N_{max} = 39,00 \text{ kN}$

Vnitřní stabilita průřezu mikropiloty VYHOVUJE

Posouzení únosnosti spřaženého průřezu:

Plocha ideálního průřezu $A_i = 4,85E+03 \text{ mm}^2$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu $J_i = 4,69E+06 \text{ mm}^4$

Štíhlost prutu $\lambda = 69,562$

Součinitel vzpěrnosti $\kappa = 0,788$

Napětí v oceli $= 10,74 \text{ MPa}$

Výpočtová pevnost oceli $= 213,64 \text{ MPa}$

Spřažený průřez mikropiloty VYHOVUJE

Posouzení čís. 1 (Fáze budování 2)

Posouzení kořene - výpočet číslo 1

Způsob výpočtu - metoda Lizziho.

Součinitel vlivu průměru kořene $= 0,88$

Průměrné mezní plášťové tření $q_{sav} = 70,00 \text{ kPa}$

Posouzení tlačené mikropiloty

Únosnost pláště mikropiloty $R_s = 180,94 \text{ kN}$

Výpočtová únosnost kořene mikropiloty $R_d = 164,49 \text{ kN}$

Maximální normálová síla $N_{max} = 39,00 \text{ kN}$

Svislá únosnost mikropiloty VYHOVUJE

5.6. Výpočet pažení

Posouzení pažící konstrukce

Vstupní data (Fáze budování 1)

Datum : 30.05.2024

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

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

Součinitel šířky průřezu ve smyku (dřevo) : $k_{cr} = 0,67$

Výpočet tlaků

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)
Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
Metoda výpočtu : závislé tlaky
Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe
Modul reakce podloží : standardní
Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení
Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

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

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

Kotvy

Metodika posouzení : mezní stavy

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

Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 6,00 m

Název průřezu : I-průřez : HE 120 B, $a = 0.75$ m
Spočtený koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 0,91
Plocha průřezu $A = 4,53E-03$ m²/m
Moment setrvačnosti $I = 1,15E-05$ m⁴/m
Průřezový modul $W = 1,921E-04$ m³/m
Plastický průřezový modul $W_{pl} = 2,203E-04$ m³/m

Materiál konstrukce

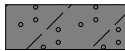
Ocel konstrukční: S 355

Mez kluzu $f_y = 355,00$ MPa
Modul pružnosti $E = 210000,00$ MPa
Modul pružnosti ve smyku $G = 81000,00$ MPa

Modul reakce podloží

Modul reakce podloží počítán podle teorie Schmitt.

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída S4		29,00	5,00	18,00	8,00	6,00

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

Parametry zemín pro výpočet modulu reakce podloží (Schmitt)

Číslo	Název	Vzorek	ν [-]	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]
1	Třída S4		0,30	-	5,00

Parametry zemín

Třída S4

Objemová tíha :	γ = 18,00 kN/m ³
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 29,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 5,00 kPa
Třecí úhel ke-zemina :	δ = 6,00 °
Zemina :	nesoudržná
Modul přetvárnosti :	E_{def} = 5,00 MPa
Poissonovo číslo :	ν = 0,30
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 18,00 kN/m ³

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	0,00 .. ∞	Třída S4	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 0,50 m.

Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	1,00	0,00
3	5,25	-4,25
4	6,25	-4,25

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

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 100

Vlastní výpočet mezních tlaků : redukovat podle nastavení

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

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : 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	19.68
0.14	0.00	0.00	0.00	0.49	1.27	19.68
0.50	0.00	0.00	0.00	1.80	4.64	36.27
0.50	0.00	-0.00	-12.18	1.63	4.20	32.89
0.55	0.00	-0.46	-14.42	1.81	4.66	35.14
0.56	0.00	-0.47	-14.47	1.81	4.67	35.18
0.65	0.00	-1.26	-18.38	2.12	5.46	39.09
0.77	0.00	-2.27	-23.38	2.51	6.48	44.09
0.80	0.00	-2.52	-24.61	2.61	6.73	45.32
0.82	0.00	-2.72	-25.56	2.71	6.92	46.27
0.92	0.00	-3.52	-29.50	3.10	9.37	50.21
0.94	0.00	-3.68	-30.33	3.18	9.89	51.99
1.44	0.00	-7.89	-51.04	18.31	22.76	96.47
1.95	-3.68	-12.18	-72.17	33.73	35.89	141.83
2.72	-9.26	-18.69	-104.24	40.12	55.83	210.69
4.52	-22.26	-33.84	-178.89	54.98	72.52	370.99
6.00	-32.90	-46.24	-240.01	67.15	86.18	436.78

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m³]	kh,z [MN/m³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	9.94	0.11	1.13	0.00	-0.00
0.30	0.00	19.88	-0.02	2.40	-0.67	0.10
0.48	0.00	19.88	-0.10	2.45	-1.11	0.26
0.50	18.02	18.02	-0.11	0.18	-1.16	0.28
0.50	18.02	18.02	-0.11	0.18	-1.16	0.28
0.60	18.02	18.02	-0.16	-1.44	-1.10	0.39
0.90	18.02	18.02	-0.31	-5.57	0.02	0.58
1.20	18.02	0.00	-0.48	-3.44	1.50	0.34
1.50	18.02	0.00	-0.66	-0.19	2.05	-0.22
1.80	18.02	0.00	-0.84	3.20	1.61	-0.79
2.10	18.02	0.00	-0.99	3.76	0.34	-1.09
2.40	18.02	0.00	-1.09	1.77	-0.47	-1.06
2.70	18.02	0.00	-1.16	0.48	-0.79	-0.86
3.00	18.02	0.00	-1.20	-0.25	-0.81	-0.61
3.30	18.02	0.00	-1.22	-0.57	-0.68	-0.39
3.60	18.02	0.00	-1.22	-0.63	-0.50	-0.21
3.90	18.02	0.00	-1.21	-0.55	-0.32	-0.09
4.20	18.02	0.00	-1.20	-0.42	-0.17	-0.01
4.50	18.02	0.00	-1.19	-0.28	-0.07	0.02
4.80	18.02	0.00	-1.18	-0.16	-0.00	0.03

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
5.10	18.02	0.00	-1.17	-0.07	0.03	0.03
5.40	18.02	0.00	-1.16	0.01	0.04	0.02
5.70	18.02	0.00	-1.16	0.07	0.03	0.00
6.00	18.02	0.00	-1.15	0.12	-0.00	-0.00

Maximální velikosti vnitřních sil na konstrukci

Maximální posouvající síla = 2,05 kN/m
 Maximální moment = 1,11 kNm/m
 Maximální deformace = 1,2 mm

Maximální hodnoty vnitřních sil na průřez

Maximální posouvající síla = 1,54 kN
 Maximální moment = 0,83 kNm

Vstupní data (Fáze budování 2)

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	0,00 .. ∞	Třída S4	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 0,70 m.

Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	1,00	0,00
3	5,25	-4,25
4	6,25	-4,25

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

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ano	0,70	Minova kotevní tyč R32 N		0,62

Seznam nových kotev

Minova kotevní tyč R32 N

Typ kotvy : tyčová nepředpínací

Výrobní řada : Minova MAI SDA kotevní tyč

Hloubka : z = 0,70 m

Celková délka : l = 9,10 m

Sklon : α = 15,00 °

Vzd. mezi : b = 1,50 m

Plocha průřezu : A = 430,00 mm²

Modul pružnosti : E = 200000,00 MPa

Výpočtová pevnost materiálu : $f_u = 651,00 \text{ MPa}$
Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z efektivní napjatosti
Průměr kořene : $d = 90,0 \text{ mm}$

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

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	19.68
0.14	0.00	0.00	0.00	0.49	1.27	19.68
0.55	0.00	0.00	0.00	2.00	5.14	38.75
0.56	0.00	0.00	0.00	2.00	5.15	38.80
0.70	0.00	0.00	0.00	2.52	6.49	45.41
0.70	0.00	-0.00	-12.18	2.29	5.89	41.18
0.76	0.00	-0.49	-14.57	2.47	6.37	43.56
0.80	0.00	-0.84	-16.32	2.61	6.73	45.32
0.82	0.00	-1.03	-17.27	2.69	6.92	46.27
0.83	0.00	-1.11	-17.65	2.72	7.16	46.65
0.92	0.00	-1.84	-21.22	3.10	9.37	50.21
0.94	0.00	-2.00	-22.04	3.18	9.89	51.99
1.64	0.00	-7.89	-51.04	24.36	27.91	114.26
2.06	-3.01	-11.40	-68.35	36.99	38.67	151.41
2.81	-8.45	-17.74	-99.56	42.76	58.07	218.44
4.56	-21.10	-32.49	-172.23	56.17	73.53	374.48
6.00	-31.45	-44.56	-231.73	67.15	86.18	436.78

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m³]	kh,z [MN/m³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	19.88	0.10	2.06	-0.00	-0.00
0.30	0.00	19.88	-0.05	1.71	-0.57	0.09
0.60	0.00	0.00	-0.21	2.16	-1.09	0.33
0.70	0.00	0.00	-0.27	2.51	-1.27	0.45
0.72	18.02	0.00	-0.28	-2.90	-0.84	0.47
0.90	18.02	0.00	-0.39	-5.66	-0.07	0.56
1.20	18.02	0.00	-0.58	-3.58	1.43	0.33
1.50	18.02	0.00	-0.79	-0.71	2.07	-0.21
1.80	18.02	0.00	-0.98	2.30	1.84	-0.82
2.10	18.02	0.00	-1.15	4.86	0.66	-1.22
2.40	18.02	0.00	-1.27	2.41	-0.41	-1.24
2.70	18.02	0.00	-1.35	0.78	-0.87	-1.04
3.00	18.02	0.00	-1.39	-0.16	-0.95	-0.76
3.30	18.02	0.00	-1.40	-0.61	-0.82	-0.49
3.60	18.02	0.00	-1.39	-0.72	-0.61	-0.27
3.90	18.02	0.00	-1.38	-0.66	-0.40	-0.12
4.20	18.02	0.00	-1.36	-0.51	-0.23	-0.03
4.50	18.02	0.00	-1.34	-0.35	-0.10	0.02

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
4.80	18.02	0.00	-1.32	-0.21	-0.01	0.03
5.10	18.02	0.00	-1.30	-0.09	0.03	0.03
5.40	18.02	0.00	-1.28	0.00	0.05	0.02
5.70	18.02	0.00	-1.26	0.08	0.03	0.01
6.00	18.02	0.00	-1.25	0.15	-0.00	-0.00

Maximální velikosti vnitřních sil na konstrukci

Maximální posouvající síla = 2,09 kN/m
Maximální moment = 1,27 kNm/m
Maximální deformace = 1,4 mm

Maximální hodnoty vnitřních sil na průřez

Maximální posouvající síla = 1,57 kN
Maximální moment = 0,95 kNm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,70	-0,3	0,62

Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 17,33 \text{ kN/m}$ $\delta = 86,62^\circ$
Hloubka teoretické paty pod dnem jámy $H_0 = 0,05 \text{ m}$

Řada kotev	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK_{MAX1N} [kN]
1	81,71	34,48	207,79	22,68	-14,35		279,07	152,41	228,62

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	0,62	207,84	Vyhovuje

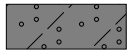
Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{max} = 207,84 \text{ kN} > 0,62 \text{ kN} = F_{zad}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

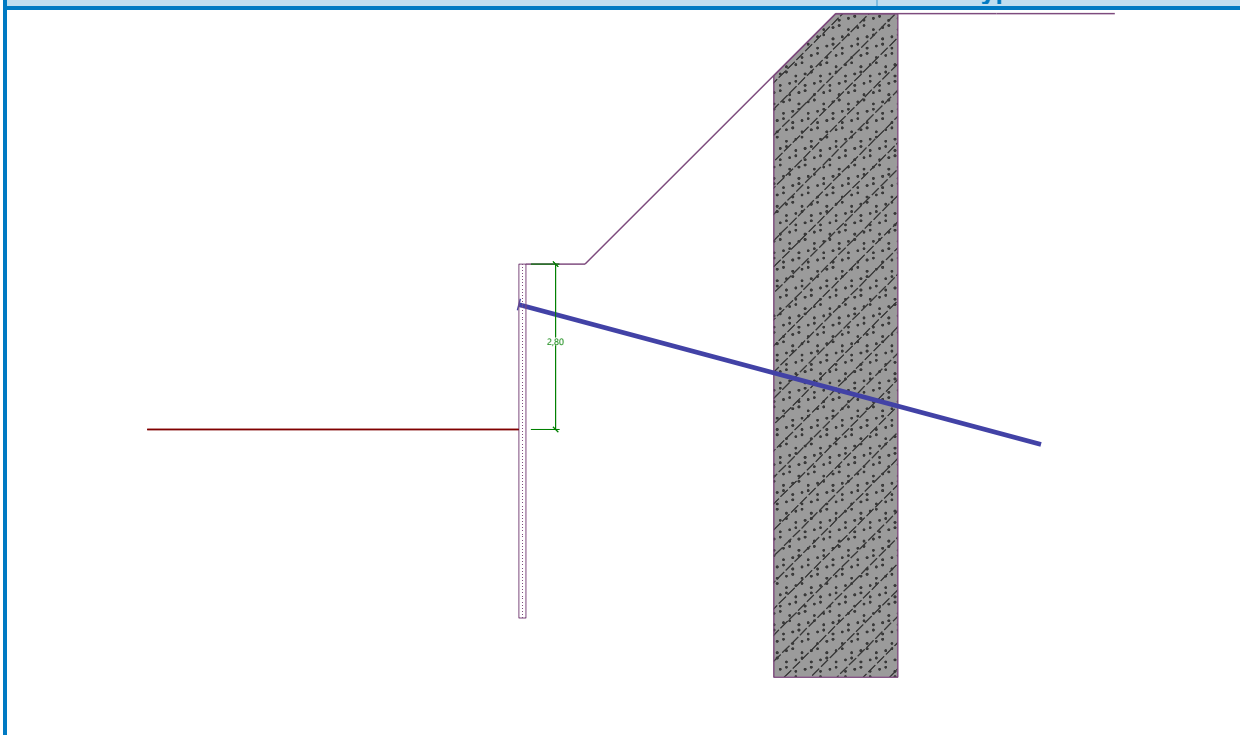
Vstupní data (Fáze budování 3)

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	0,00 .. ∞	Třída S4	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2,80 m.



Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	1,00	0,00
3	5,25	-4,25
4	6,25	-4,25

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

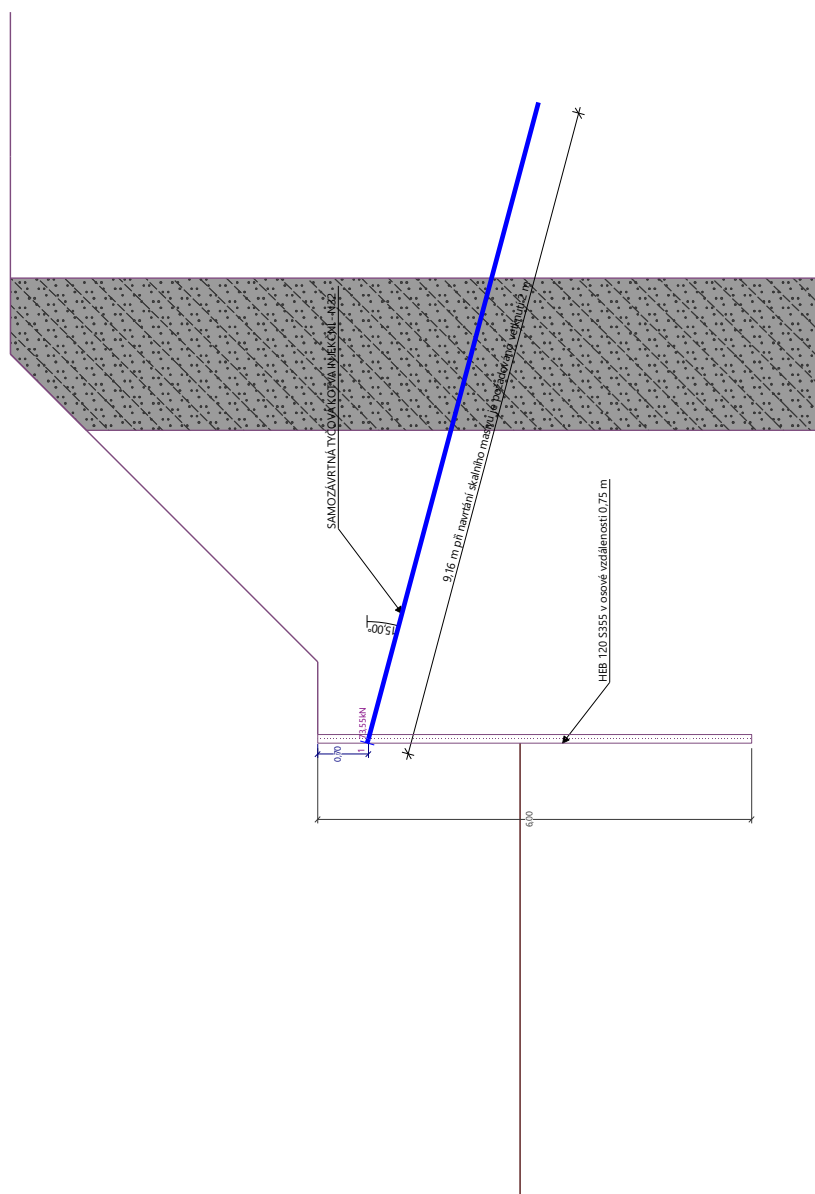
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	0,70	Minova kotevní tyč R32 N		73,55



Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky výpočtu (Fáze budování 3)

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	19.68
0.14	0.00	0.00	0.00	0.49	1.27	19.68
0.55	0.00	0.00	0.00	2.00	5.14	38.75
0.56	0.00	0.00	0.00	2.00	5.15	38.80
0.65	0.00	0.00	0.00	2.36	6.07	43.35
0.69	0.00	0.00	0.00	2.48	6.38	44.85
0.80	0.00	0.00	0.00	2.88	7.42	49.98
0.82	0.00	0.00	0.00	2.99	7.63	51.03
0.92	0.00	0.00	0.00	3.42	10.34	55.38
0.94	0.00	0.00	0.00	3.51	10.90	57.34
2.05	0.00	0.00	0.00	40.55	42.43	166.26
2.80	0.00	0.00	0.00	48.61	63.78	239.99
2.80	0.00	-0.00	-12.18	44.07	57.83	217.60
2.88	0.00	-0.70	-15.64	44.68	59.98	225.03
3.74	0.00	-7.89	-51.04	50.84	67.16	301.05
4.62	-6.38	-15.33	-87.69	57.22	74.60	379.74
6.00	-16.31	-26.91	-144.74	67.15	86.18	436.78

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	8.85	19.68	0.00	0.00
0.30	0.00	0.99	1.66	4.43	-4.72	0.84
0.60	0.00	0.00	-5.56	2.16	-5.42	2.38
0.70	0.00	0.00	-7.99	2.52	-5.66	2.94
0.72	0.00	0.00	-8.47	2.59	41.66	2.10
0.90	0.00	0.00	-12.85	3.34	41.13	-5.35
1.20	0.00	0.00	-19.94	12.24	38.92	-17.43
1.50	0.00	0.00	-26.38	22.25	33.75	-28.40
1.80	0.00	0.00	-31.77	32.26	25.57	-37.37
2.10	0.00	0.00	-35.78	41.10	14.42	-43.44
2.40	0.00	0.00	-38.19	44.32	1.61	-45.87
2.70	0.00	0.00	-38.90	47.54	-12.17	-44.31
2.80	0.00	0.00	-38.78	48.57	-16.78	-42.93
2.82	0.00	0.00	-38.72	31.21	-17.61	-42.51
3.00	0.00	0.00	-37.98	25.05	-22.67	-38.87
3.30	0.00	0.00	-35.62	14.79	-28.65	-31.10
3.60	0.00	0.00	-32.11	4.53	-31.54	-21.99
3.90	0.00	0.00	-27.78	-5.74	-31.36	-12.48
4.20	0.00	0.00	-22.98	-16.00	-28.10	-3.48
4.50	0.00	0.00	-18.06	-26.27	-21.76	4.08
4.80	0.00	0.00	-13.27	-36.53	-12.34	9.27

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
5.10	0.00	0.00	-8.82	-46.79	0.16	11.17
5.40	18.02	0.00	-4.77	-45.09	15.59	8.82
5.70	18.02	0.00	-1.04	21.77	18.98	3.14
6.00	0.00	0.90	2.56	72.35	-0.00	0.00

Maximální velikosti vnitřních sil na konstrukci

Maximální posouvající síla = 41,71 kN/m
 Maximální moment = 45,89 kNm/m
 Maximální deformace = 38,9 mm

Maximální hodnoty vnitřních sil na průřez

Maximální posouvající síla = 31,28 kN
 Maximální moment = 34,42 kNm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,70	-8,0	73,55

Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 110,99 \text{ kN/m}$ $\delta = 14,82^\circ$
 Hloubka teoretické paty pod dnem jámy $H_0 = 1,60 \text{ m}$

Řada kotev	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK_{MAXIN} [kN]
1	81,71	34,48	475,26	25,34	29,85		465,84	56,92	85,38

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	73,55	77,62	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{max} = 77,62 \text{ kN} > 73,55 \text{ kN} = F_{zad}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Dimenzace čís. 1

Průběhy vnitřních sil po konstrukci

	Def. min [mm]	Def. max [mm]	Pos. síla min. [kN/m]	Pos. síla max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
0.00	0.10	8.85	-0.00	0.00	-0.00	0.00
0.30	-0.05	1.66	-4.72	-0.57	0.09	0.84
0.48	-2.67	-0.10	-5.19	-0.85	0.22	1.75
0.50	-3.05	-0.11	-5.22	-0.88	0.23	1.83
0.50	-3.25	-0.11	-5.24	-0.90	0.24	1.87
0.60	-5.56	-0.16	-5.42	-1.09	0.33	2.38
0.70	-7.99	-0.21	-5.66	-0.86	0.45	2.94
0.70	-7.99	-0.21	-0.87	41.71	0.45	2.94
0.72	-8.47	-0.21	-0.84	41.66	0.47	2.10
0.90	-12.85	-0.31	-0.07	41.13	-5.35	0.58
1.20	-19.94	-0.48	1.43	38.92	-17.43	0.34

	Def. min [mm]	Def. max [mm]	Pos. síla min. [kN/m]	Pos. síla max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
1.50	-26.38	-0.66	2.05	33.75	-28.40	-0.21
1.80	-31.77	-0.84	1.61	25.57	-37.37	-0.79
2.10	-35.78	-0.99	0.34	14.42	-43.44	-1.09
2.40	-38.19	-1.09	-0.47	1.61	-45.87	-1.06
2.70	-38.90	-1.16	-12.17	-0.79	-44.31	-0.86
2.80	-38.78	-1.18	-16.78	-0.82	-42.93	-0.78
2.80	-38.76	-1.18	-17.10	-0.82	-42.79	-0.77
2.82	-38.72	-1.18	-17.61	-0.83	-42.51	-0.76
3.00	-37.98	-1.20	-22.67	-0.81	-38.87	-0.61
3.30	-35.62	-1.22	-28.65	-0.68	-31.10	-0.39
3.60	-32.11	-1.22	-31.54	-0.50	-21.99	-0.21
3.90	-27.78	-1.21	-31.36	-0.32	-12.48	-0.09
4.20	-22.98	-1.20	-28.10	-0.17	-3.48	-0.01
4.50	-18.06	-1.19	-21.76	-0.07	0.02	4.08
4.80	-13.27	-1.18	-12.34	-0.00	0.03	9.27
5.10	-8.82	-1.17	0.03	0.16	0.03	11.17
5.40	-4.77	-1.16	0.04	15.59	0.02	8.82
5.70	-1.26	-1.04	0.03	18.98	0.00	3.14
6.00	-1.25	2.56	-0.00	-0.00	-0.00	0.00

Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -38,9 mm
 Minimální deformace = 8,9 mm
 Maximální ohybový moment = 11,17 kNm/m
 Minimální ohybový moment = -45,89 kNm/m
 Maximální posouvající síla = 41,71 kN/m

Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

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

Dimenzační síly na 1 I-profil

$M_{\max} = 34,42 \text{ kNm}; \quad Q = 0,80 \text{ kN}$
 $Q_{\max} = 31,28 \text{ kN}; \quad M = 2,20 \text{ kNm}$

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

Posouzení ohybu:

$M_{\max}/M_{c,Rd} = 0,673 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd} = 0,006 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 195,10 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 1,03 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,302 \leq 1$ **Vyhovuje**

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

Posouzení ohybu:

$M/M_{c,Rd} = 0,043 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q_{\max}/V_{c,Rd} = 0,224 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 12,49 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 40,05 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,039 \leq 1$ **Vyhovuje**

Průřez VYHOVUJE

Posouzení pažin č. 1

Vstupní data

Dřevo : C16 - jehličnaté

Typ průřezu : obdélník b x h = 80,0 x 80,0 mm

Typ zatížení : obdélník

Posouzení dřevěného průřezu podle EN 1995-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

Posouzení tlaku a ohybu

$N = 0,00 \text{ kN}$; $M = 0,27 \text{ kNm}$

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

Normálové napětí v ohybu $\sigma_{m,d} = 3,20 \text{ MPa}$

$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,d}/f_{m,d} = 0,520 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku

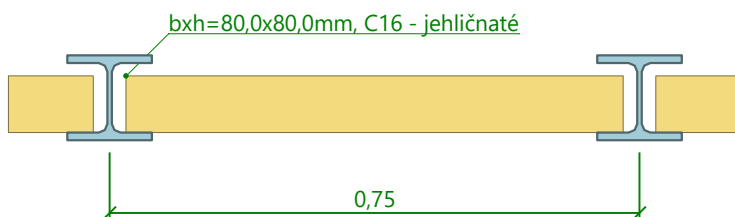
$Q_{max} = 1,46 \text{ kN}$

Smykové napětí $\tau_d = 0,34 \text{ MPa}$

$\tau_d/k_{cr}/f_{v,d} = 0,414 \leq 1$ **Vyhovuje**

Průřez VYHOVUJE

Schéma pažiny



Posouzení převázky č. 1

Vstupní data

Ocel konstrukční: S 235

Průřez : 2 x UPE 160

Natočení α : natočení podle kotvy

Typ nosníku : prostý

Typ zatížení : spojitě

Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

Dimenzační síly na 1 složený profil

$M_{max} = 27,58 \text{ kNm}$; $Q = 0,00 \text{ kN}$

$Q_{max} = 73,55 \text{ kN}$; $M = 0,00 \text{ kNm}$

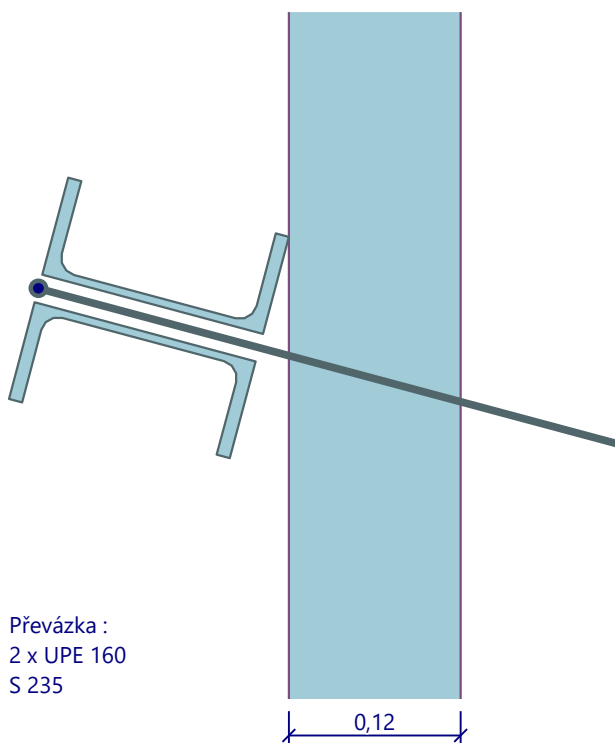
Posouzení max. momentu $M_{max} + Q$:

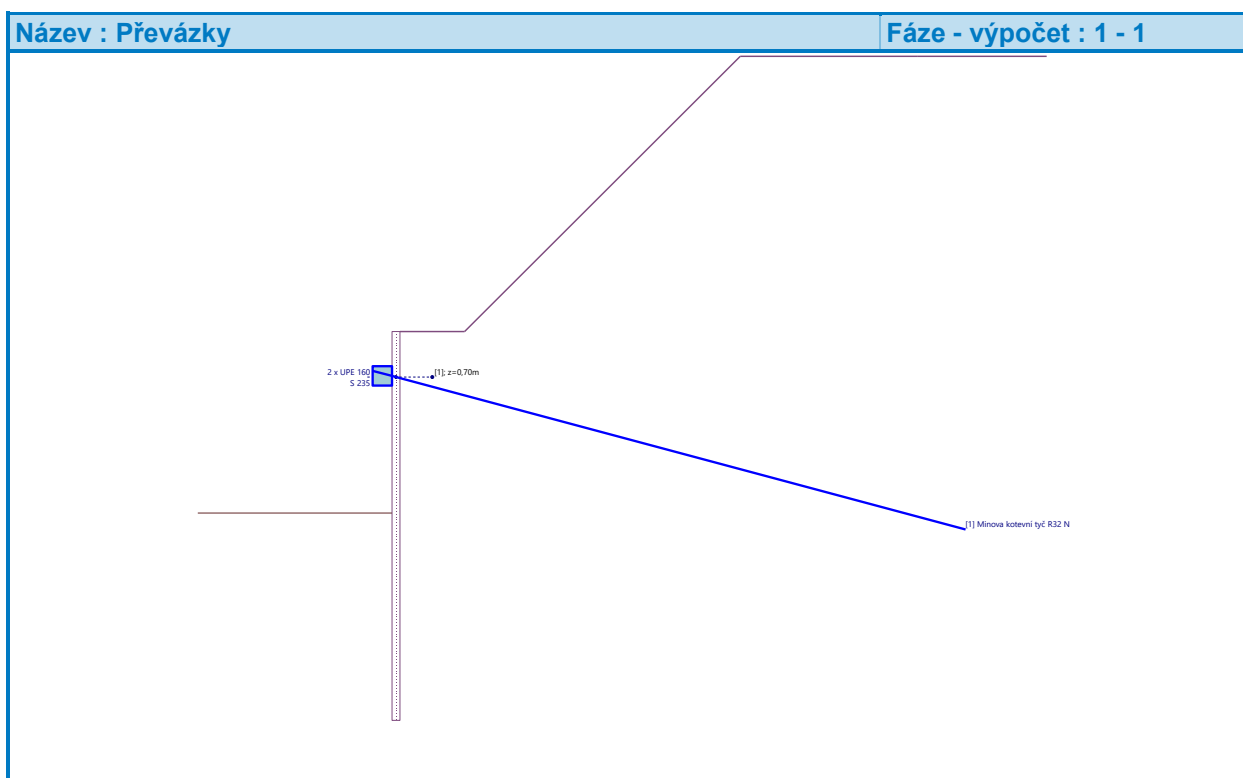
Posouzení ohybu:

$M_{max}/M_{c,Rd} = 0,515 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd} = 0,000 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 106,73 \text{ MPa}$ Smykové napětí $\tau_{Ed} = 0,00 \text{ MPa}$ Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,206 \leq 1$ **Vyhovuje****Posouzení max. posouvající síly $Q_{max} + M$:****Posouzení ohybu:** $M/M_{c,Rd} = 0,000 \leq 1$ **Vyhovuje****Posouzení smyku:** $Q_{max}/V_{c,Rd} = 0,356 \leq 1$ **Vyhovuje****Posouzení rovinné napjatosti:**Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 0,00 \text{ MPa}$ Smykové napětí $\tau_{Ed} = 36,73 \text{ MPa}$ Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,073 \leq 1$ **Vyhovuje****Průřez VYHOVUJE****Schéma převázky**



Celkové posouzení únosnosti kotev

Kotva	Fáze	Hloubka z [m]	Maximální síla F [kN]	Přetržení kotvy R _t [kN]	Vytržení ze zeminy R _e [kN]	Vytržení ze zálivky R _c [kN]	Posouzení
1	3	0,70	73,55	207,36	100,26	-	Vyhovuje (73,36 %)

Maximálně využita je kotva č. 1. (Fáze 3; z = 0,70 m)

Využití je 73,36 %

Únosnost kotev VYHOVUJE

6. Závěr

Úhlová zeď bude prováděná ve složitých geotechnických i prostorových podmínkách. Konstrukce zdi bude provedena jako úhlová zeď založená na dvou řadách mikropilot. V této geologii je uvažováno s plášťovým třením na kořeni mikropiloty v hodnotě 70 kPa. Tloušťka dířku byla zvolena s ohledem na optimalizaci využití průřezu a požadavku minimalizace naváženého materiálu.

Pro zajištění stavební jámy bylo navrženo záporové pažení z profilů HEB120 z oceli S355 délky 6 m v osově vzdálenosti 750 m. Mezi záporami bude vložena dřevěná pažina C16 průřezu 80x80mm. Pažení bude kotveno v jedné etáži přes převázku 2xUPE160 S235.

Kotvy jsou navrženy samozávrtné nepředpínací délky 9.2 m v osově vzdálenosti 1,5 m. Vrtací korunka tyče bude zvolena podle geologie, ve výpočtu bylo uvažováno s průměrem korunky 90 mm.

Kritickým posudkem bylo pro pažení posouzení na vnitřní stabilitu ze které vychází délka kotvy. V případě navrtání kotev do skalního podloží je nutné kotvu zavrtat minimálně 2 m do tohoto masivu, čímž může dojít ke zkrácení kotev.

Velikost profilu HEB120 byla zvolena tak, aby bylo možné na stavbě použít co nejmenší vrtací techniku. S menšími profily se také bude lépe na stavbě manipulovat.

V Liberci 05/2024

Ing. Libor Vykoukal