

REV 1, 06/2021

ochrana konstrukcí proti bludným proudům

SO 11-50-01 Jímka pro vyvážení splašků

±0,000 = 200,800 m n.m

generální dodavatel projektu

ENEX GROUP s.r.o.

Thunovská 179/12, 118 00 Praha 1

IČO: 27223663, SCHRÁNKA: sd839kg, enex@enexgroup.cz, www.enexgroup.cz

stavebník

Správa železnic, státní organizace,

Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1

IČO: 70994234

akce

Výstavba haly pro měřicí vozy pevných trakčních zařízení -

Bohumín

Stavba na pozemku p.č. 2572/82

Katastrální území: Nový Bohumín [707031]

výkres

STATICKÝ VÝPOČET

měřítko

dokumentace
část

STATIKA

datum

2021-02-24

dokumentace
stupeň

**DUSP
PDPS**

formát

paré

autor

Ing. arch. Lukáš Střiteský

zodpovědný projektant

Ing. Michal Kubalík

HIP

Ing. Petr Legner

vypracoval

Ing. Michal Kubalík

číslo výkresu

4

Obsah	strana
1. Úvod	2
1.1 Identifikační údaje	2
1.2 Podklady	2
1.3 Normy navrhování	2
1.4 Technické pomůcky	2
1.5 Výpočetní technika a programy	2
1.6 Popis výpočtu konstrukce	2
2. Zatížení	3
2.1 Zatížení stropu	3
2.2 Zatížení stěnou	3
3. Návrh a posouzení konstrukcí	4
3.1 Návrh a posouzení základové desky	4
3.1 .a Návrh a posouzení desky jako základu	4
3.1 .b Návrh a posouzení na hydrostatický tlak	5
3.2 Posouzení stability konstrukce proti celkovému vztlaku	7

1. Úvod

1.1 Identifikační údaje:

Stavba:	Výstavba haly pro měřicí vozy pevných trakčních zařízení - Bohumín
Stavební objekt	SO 10-50-01 Jímka pro vyvážení splašků
Místo stavby:	parc.č. 2572/82, k.ú. Nový Bohumín [707031]
Stavebník:	Správa železnic, státní organizace, Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1

1.2 Podklady

Projektové podklady: Rozpracovaná stavební část projektu, ENEX GROUP s.r.o., Thunovská 179/12, 118 00 Praha 1, únor 2021

Koordinace s dalšími profesemi

Průzkumy: Geotechnický pasport, GeoTec-GS, a.s., Chmelová 2920/6, 106 00 Praha 10, Ostrava, prosinec 2020

1.3 Normy navrhování

ČSN EN 1990	Zásady navrhování konstrukcí
ČSN EN 1991-1-1	Zatížení konstrukcí, Část 1-1: Obecná zatížení - objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
ČSN EN 1992-1-1	Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
ČSN EN 1997-1	Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla
ČSN 73 6133	Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací
ČSN 73 1001	Základová půda pod plošnými základy
ČSN 73 1004	Navrhování základových konstrukcí – Stanovení požadavků pro výpočetní metody
ČSN EN 206	Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
ČSN EN 10080	Ocel pro výztuž do betonu - Svařitelná betonářská ocel - Všeobecně
ČSN 73 1204	Navrhování betonových deskových konstrukcí působících ve dvou směrech

1.4 Technické pomůcky

- TP 51 J. Hořejší, J. Šafka: Statické tabulky, SNTL, Praha 1987

1.5 Výpočetní technika a programy

- Vlastní tabulky pro dimenzování konstrukcí podle výše uvedených norem v programu Microsoft Excel.

1.6 Popis výpočtu konstrukce

Kategorie návrhové životnosti: **4** budovy a další běžné stavby

Informativní návrhová životnost **50 let**

Mezní stavy únosnosti:

STR	představuje případ vnitřního porušení nebo nadměrného přetvoření konstrukce nebo nosných prvků, kde rozhoduje pevnost materiálů konstrukce;
GEO	je případ poruchy či nadměrného přetvoření základové půdy, při kterém pevnost zeminy a hornin je podstatná pro zajištění únosnosti;
UPL	představuje případ ztráty rovnováhy konstrukce či zeminového prostředí v důsledku vztlaku
HYD	představuje případ porušení hydraulickým gradientem

Popis výpočtu:

Ve statickém výpočtu jsou navrženy základové desky pro mezní stav únosnosti (GEO) podle 2.geotechnické kategorie. ŽB průřezy jsou navrženy na působení hydrostatickým tlakem (HYD) a konstrukce jako celek jsou navrženy na celkovou ztrátu rovnováhy v důsledku vztlaku vody (UPL).

2. Zatížení

2.1 Zatížení stropu

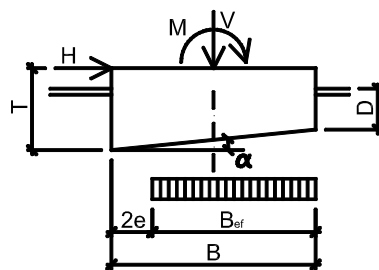
Skladba stropu	tloušťka	objemová tíha	charakteristické	γ_G	návrhové
zemina	1,750	19,00	= 33,25 kN/m ²	1,35	44,89 kN/m ²
betonová spádová vrstva	0,100	23,00	= 2,30 kN/m ²	1,35	3,11 kN/m ²
ŽB strop	0,150	25,00	= 3,75 kN/m ²	1,35	5,06 kN/m ²
g celkem stálé zatížení			39,30 kN/m²	1,35	53,06 kN/m²
Proměnné zatížení			charakteristické	γ_Q	návrhové
q užité zatížení	kategorie G		5,00 kN/m²	1,50	7,50 kN/m²

2.2 Zatížení stěnou

Skladba stěny	tloušťka	objemová tíha	charakteristické	γ_G	návrhové
obetonování	0,400	23,00	= 9,20 kN/m ²	1,35	12,42 kN/m ²
tíha železobetonu	0,150	25,00	= 3,75 kN/m ²	1,35	5,06 kN/m ²
g zatížení na m² stěny			12,95 kN/m²	1,35	17,48 kN/m²

3. Návrh a posouzení konstrukcí**3.1 Návrh a posouzení základové desky****3.1.a Návrh a posouzení desky jako základu**

Návrhový přístup 1	Kombinace 2	:	A2 +	M2	+ R1
Zatížení	zat. šířka nebo výška		char. zatížení	γ_E	návrhové zatížení
stálé stropu	39,30	· 1,80	=	70,74 kN/m	
tíha stěny	12,95	· 2,00	=	25,90 kN/m	
svislá síla od stálého zatížení		V_q	=	96,64 kN/m	1,00 = 96,64 kN/m
proměnné stropu	5,00	· 1,80	=	9,00 kN/m	
svislá síla od proměnného zatížení		V_q	=	9,00 kN/m	1,30 = 11,70 kN/m
celková svislá síla		V_q	=	105,64 kN/m	108,34 kN/m
vodorovná síla od stálého zatížení		H_g	=	0,00 kN/m	1,00 = 0,00 kN/m
vodorovná síla od proměnného zatížení		H_q	=	0,00 kN/m	1,30 = 0,00 kN/m
celková vodorovná síla		H_q	=	0,00 kN/m	0,00 kN/m
moment od stálého zatížení		M_g	=	0,00 kNm/m	1,00 = 0,00 kNm/m
moment od proměnného zatížení		M_q	=	0,00 kNm/m	1,30 = 0,00 kNm/m
celkový moment		M_q	=	0,00 kNm/m	0,00 kNm/m
Návrh základu	šířka základu	B =	1,00 m		
	délka základového pasu	L =	6,00 m		
	výška základu	T =	0,32 m		
	hloubka založení	D =	1,50 m		
	plocha základu	A = A _{ef}	= 1,00 m ²		
	tíha základu	G =	7,68 kN		
	sklon základu	α =	0°		
Parametry základové půdy	zemina	G3	G-F		
					štěrk s příměsí jemnozrnné zeminy
$\varphi_{ud} = \frac{\varphi_{un}}{\gamma_\varphi} = \frac{0^\circ}{1,25} = 0^\circ$				$c_{ud} = \frac{c_u}{\gamma_c} = \frac{0 \text{ kPa}}{1,25} = 0 \text{ kPa}$	
$\varphi_{efd} = \frac{\varphi_{efn}}{\gamma_\varphi} = \frac{28^\circ}{1,25} = 22^\circ$				$c_{efd} = \frac{c_{ef}}{\gamma_c} = \frac{0 \text{ kPa}}{1,25} = 0 \text{ kPa}$	
$\gamma = 8,0 \text{ kg/m}^3$					
Posouzení základu na únosnost - dlouhodobá únosnost - odvozené podmínky					
R/A =	c	·	N _c	·	b _c · s _c · i _c
+	q	·	N _q	·	b _q · s _q · i _q
+	0,5	·	γ	·	B _{ef} · N _γ · b _γ · s _γ · i _γ
R/A =	0,00	·	17,34	·	1,00 · 1,07 · 1,00
+	12,00	·	8,15	·	1,00 · 1,06 · 1,00
+	0,5	·	8,00	·	1,00 · 5,89 · 1,00 · 0,95 · 1,00
R/A =	126,3 kPa				
$\frac{R/A}{\gamma_R} = \frac{126,34}{1,00} = 126,3 \text{ kPa}$			$\frac{V_q + G}{A_{ef}} = \frac{108,34 + 7,68}{1,00} = 116,0 \text{ kPa}$		
					vyhovuje



3.1.b Návrh a posouzení na hydrostatický tlak

Zatížení Kombinace zatížení jako méně příznivá kombinace z následujících dvou výrazů

$$\gamma_G = 1,35 \quad \gamma_Q = 1,50 \quad \psi_{0,1} = 0,70 \quad \xi_1 = 0,85$$

Kombinace 1 $\gamma_Q \cdot \psi_{0,1} = 1,50 \cdot 0,70 = 1,05$

g₁ stálé zatížení $10,00 \cdot 3,50 \cdot 1,00 = 35,00 \text{ kN/m}$ $\gamma_G = 1,35$ $47,25 \text{ kN/m}$

q₁ proměnné zatížení $0,00 \text{ kN/m}$ $\gamma_Q \cdot \psi_{0,1} = 1,05$ $0,00 \text{ kN/m}$

f₁ celkové zatížení $35,00 \text{ kN/m}$ $1,35$ $47,25 \text{ kN/m}$

Kombinace 2 $\xi_1 \cdot \gamma_G = 0,85 \cdot 1,35 = 1,15$

g₂ stálé zatížení $35,00 \text{ kN/m}$ $\xi_1 \cdot \gamma_G = 1,15$ $40,16 \text{ kN/m}$

q₂ proměnné zatížení $0,00 \text{ kN/m}$ $\gamma_Q = 1,50$ $0,00 \text{ kN/m}$

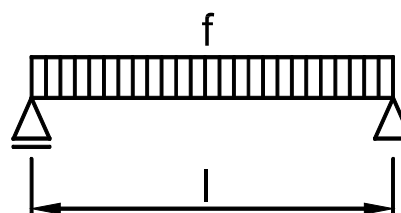
f₂ celkové zatížení $35,00 \text{ kN/m}$ $1,15$ $40,16 \text{ kN/m}$

Rozhodující kombinace:

kombinace 1

Schéma konstrukce

rozpětí konstrukce $l = 2,75 \text{ m}$



Vnitřní síly a reakce

$$M = \frac{1}{8} \cdot f \cdot l^2$$

$$M_g = \frac{1}{8} \cdot 35,00 \cdot 2,75^2 = 33,09 \text{ kNm} \quad 1,35 = 44,67 \text{ kNm}$$

$$M_q = \frac{1}{8} \cdot 0,00 \cdot 2,75^2 = 0,00 \text{ kNm} \quad 1,05 = 0,00 \text{ kNm}$$

celkový moment $M_f = 33,09 \text{ kNm} \quad 1,35 = 44,67 \text{ kNm}$

$$V = \frac{1}{2} \cdot f \cdot l$$

$$V_g = \frac{1}{2} \cdot 35,00 \cdot 2,75 = 48,13 \text{ kN} \quad 1,35 = 64,97 \text{ kN}$$

$$V_q = \frac{1}{2} \cdot 0,00 \cdot 2,75 = 0,00 \text{ kN} \quad 1,05 = 0,00 \text{ kN}$$

celková posouvající síla a reakce $V_f = 48,13 \text{ kN} \quad 1,35 = 64,97 \text{ kN}$

Pružné deformace

$$w_g = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_g}{E \cdot I} = \frac{5}{48} \cdot \frac{33,09}{31,00 \cdot 887,33} = 0,9 \text{ mm}$$

$$w_g = 0,9 \text{ mm}$$

$$w_q = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_q}{E \cdot I} = \frac{5}{48} \cdot \frac{0,00}{31,00 \cdot 887,33} = 0,0 \text{ mm}$$

$$w_q = 0,0 \text{ mm}$$

$$w_f = 0,9 \text{ mm}$$

Zatížení $M_d = 44,67 \text{ kNm}$

$V_d = 64,97 \text{ kN}$

Návrh průřezu, betonu

Rozměry $b = 1,00 \text{ m}$

$h = 0,22 \text{ m}$

Beton

C25/30

$E_{cm} = 31,00 \text{ GPa}$

$I_c = 887 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$

$A_c = 0,220 \text{ m}^2$

$\gamma_c = 1,50$

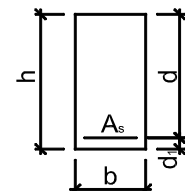
$\alpha_{cc} = 1,0$

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

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

$f_{cm} = 38,00 \text{ MPa}$

$\eta = 1,00$



$f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$

$\varepsilon_{cu3} = 3,50$

$\lambda = 0,80$

Návrh ohybové výztuže

třída tažnosti

Výztuž	B500 B	$f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$	$\gamma_s = 1,15$
Počet ks na b	8,00 ks	$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$	$E_s = 200,00 \text{ GPa}$
Průměr výztuže	Ø12	$\varepsilon_{yd} = 2,17$	$\xi_{bal,1} = 0,62$
Krytí výztuže	$c = \mathbf{40 \text{ mm}}$	Plocha výztuže na b $d_1 = 46 \text{ mm}$	$A_{s,prov} = 905 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$ $d = 174 \text{ mm}$

Posouzení - MSÚ - Ohyb

Kontrola vyztužení

$$A_{s1,min} = 226 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 < 905 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$$

$$A_{s,max} = 8800 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 > 905 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$$

Otlačení betonu

$$M_{Rd} = \mathbf{63,81 \text{ kNm}} > M_d = \mathbf{44,67 \text{ kNm}}$$

vyhovuje
vyhovuje
vyhovuje

Posouzení - MSÚ - Smyk

ohybová výztuž **zakotvená za místem smykové síly min. 100mm**

Únosnost betonu ve smyku

$$V_{Rd,c} = \mathbf{98,19 \text{ kN}} > V_d = \mathbf{64,97 \text{ kN}}$$

vyhovuje, není nutné vyztužit průřez smykovou výztuží

Posouzení - MSP - Deformace

Poměr kvazistalé kombinace k charakteristické kombinaci

$$\frac{G + \psi_2 \cdot Q}{G + Q} = \frac{35,00 + \mathbf{1,00} \cdot 0,00}{35,00 + 0,00} = 1,00$$

Moment od zatížení kvazistalé kombinace

$$M_{kqp} = 1,00 \cdot M_k$$

$$M_{kqp} = 1,00 \cdot 33,09 = \mathbf{33,09 \text{ kNm}}$$

Průžná deformace od kvazistalé kombinace

$$w_{elqp} = 1,00 \cdot w_{el}$$

$$w_{elqp} = 1,00 \cdot 0,95 = \mathbf{0,9 \text{ mm}}$$

Rozpětí konstrukce

$$l = \mathbf{2,75 \text{ m}}$$

Začátek smršťování (dny)

$$t_{0,s} = \mathbf{5}$$

Prostředí :relativní vlhkost

$$RH = \mathbf{50\%}$$

Vyšetřovaný okamžik (dny)

$$t \text{ (25 let)} = \mathbf{9 \text{ 125}}$$

Začátek dotvarování (dny)

$$t_{0,c} = \mathbf{28}$$

Charakter zatížení

$$\beta = \mathbf{0,50}$$

Obvod prvku vystavený okolnímu prostředí

$$u = \mathbf{2,00 \text{ m}}$$

Součinitel dotvarování pro zatížení

$$\phi_c(t, t_0) = \phi_0 \cdot \beta_s(t, t_0) = 2,43 \cdot 0,98 = \mathbf{2,39}$$

Součinitel dotvarování pro smršťování

$$\phi_s(t, t_0) = \phi_0 \cdot \beta_s(t, t_0) = 3,37 \cdot 0,98 = \mathbf{3,31}$$

Celkové poměrné smršťování

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 0,000472 + 0,000037 = \mathbf{0,0005098}$$

Deformace od dlouhodobého zatížení

Ohybová tuhost betonového průřezu bez výztuže z výpočetního modelu bez uvažování dotvarování

$$E_{cm} \cdot I_c = 31,00 \cdot 887,33 = \mathbf{27,51 \text{ MNm}^2}$$

Ohybová tuhost betonového průřezu s výztuží s uvažováním dotvarováním

$$E_{c,eff} \cdot I_i = 9,15 \cdot 0,0009617 = \mathbf{8,80 \text{ MNm}^2}$$

$$M_{cr,lt} = \mathbf{23,88 \text{ kNm}} < M_{kqp} = \mathbf{33,09 \text{ kNm}} \quad \text{trhliny se očekávají}$$

Ohybová tuhost průřezu s trhlinami s uvažováním dotvarováním

$$B = E_{c,eff} \cdot I_i \cdot \left(1 - \xi \right) + E_{c,eff} \cdot I_{ir} \cdot \xi$$

$$B = 8,80 \cdot \left(1 - 0,74 \right) + 2,99 \cdot 0,74 = \mathbf{4,50 \text{ MNm}^2}$$

Průžná deformace do vzniku trhlin

$$w_{el,cr} = w_{elqp} \cdot \frac{M_{cr,lt}}{M_{kqp}} = 0,9 \cdot \frac{23,88}{33,09} = \mathbf{0,7 \text{ mm}}$$

Deformace do vzniku trhlin s dotvarováním

$$w_{el,cr,\phi} = w_{el,cr} \cdot \frac{E_{cm} \cdot I_c}{E_{c,eff} \cdot I_i} = 0,7 \cdot \frac{27,51}{8,80} = \mathbf{2,1 \text{ mm}}$$

Průžná deformace po vzniku trhlin

$$w_{el,B} = w_{elqp} - w_{el,cr} = 0,9 - 0,7 = \mathbf{0,3 \text{ mm}}$$

Deformace po vzniku trhlin s dotvarováním

$$w_{el,B,\phi} = w_{el,B} \cdot E_{cm} \cdot I_c / B = 0,26 \cdot 27,51 / 4,50 = 1,6 \text{ mm}$$

$$w_f = w_{el,cr,\phi} + w_{el,B,\phi} = 2,1 + 1,6 = 3,8 \text{ mm}$$

Deformace od smršťování

$$k = 0,089$$

$$w_{cs} = k \cdot 1/r_{cs} \cdot l^2 = 0,089 \cdot 0,00271 \cdot 2,75^2 = 1,8 \text{ mm}$$

Celková deformace od dlouhodobého zatížení a smršťování

$$w_{lim} = l / 250 = 2,75 / 250$$

$$w_{cel} = w_f + w_{cs} = 3,8 + 1,8$$

$$w_{cel} = 5,6 \text{ mm} < w_{lim} = 11,0 \text{ mm}$$

vyhovuje

Posouzení - MSP - Omezení napětí

Kontrola napětí v betonu

$$\sigma_c = M_k \cdot x / I_{ir} = 33,09 \cdot 0,0655 / 0,000327$$

$$\sigma_c = 6,64 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 25,00 = 11,25 \text{ MPa}$$

vyhovuje

Kontrola napětí ve výztuži

$$\sigma_x = \alpha_e \cdot M_k \cdot (d - x) / I_{ir}$$

$$\sigma_x = 21,86 \cdot 33,09 \cdot 0,108 / 0,000327$$

$$\sigma_x = 240,32 \text{ MPa} < 0,8 \cdot f_{yk} = 0,8 \cdot 500,00 = 400,00 \text{ MPa}$$

vyhovuje

Posouzení - MSP - Trhliny

Moment od celkového zatížení

$$M_k = 33,09 \text{ kNm}$$

$$M_{cr,lt} = 21,72 \text{ kNm}$$

<

$$M_k = 33,09 \text{ kNm}$$

trhliny se očekávají

$$w_k = 0,20 \text{ mm}$$

<

$$w_{lim} = 0,20 \text{ mm}$$

šířka trhliny vyhovuje

3.2 Posouzení stability konstrukce proti celkovému vztlaku

	objem počítaných konstrukcí				objemová tíha	charakteristické	$\gamma_{\text{zatižení}}$	návrhové
Vztlak vody	5,50	3,60	2,22	-10,00	=	-439,56 kN	1,00	-439,56 kN
Tíha konstrukcí								
základová deska	5,50	3,60	0,22	24,00	=	104,54 kN	0,90	94,09 kN
dno žumpy	5,50	2,80	0,15	24,00	=	55,44 kN	0,90	49,90 kN
podélné stěny žumpy								
2	5,50	1,70	0,15	24,00	=	67,32 kN	0,90	60,59 kN
příčné stěny žumpy								
2	2,50	1,70	0,15	24,00	=	30,60 kN	0,90	27,54 kN
strop žumpy	5,50	2,80	0,15	24,00	=	55,44 kN	0,90	49,90 kN
obetonování								
2	5,50	2,00	0,40	23,00	=	202,40 kN	0,90	182,16 kN

výslednice: 24,61 kN

výslednice je kladná, konstrukce na ztrátu stability z důvodu působení vztlaku vody vyhovuje