

Novostavba zázemí a opěrné stěny na parc. č. 3253/1; 3253/15, k.ú. BENEŠOV U PRAHY

Investor: Město Benešov
Kú: Benešov u Prahy

DOKUMENTACE PRO STAVEBNÍ POVOLENÍ A PROVEDENÍ STAVBY
(dle přílohy č.4 k vyhlášce č. 499/2006 Sb.)

D.1.2. STAVEBNĚ KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ

D.1.2.d. STATICKÝ VÝPOČET

Hlavní projektant:
a-detail

Ing. arch. Martin Kraus
IČO 166 83 986

Zodpovědný projektant:
TA3 PROJEKT

Ing. Tomáš Tourek
Tř.9. května 678, 390 02 Tábor
IČO 762 24 104
ČKAIT: 0102278

Vypracoval:

TA3 PROJEKT
Ing. Filip Skalický
Kvapilova 2125/34, 390 03, Tábor
IČO 069 97 767

Termín: leden 2019

OBSAH

A. ÚVODNÍ ÚDAJE	- 3 -
B. ZATÍŽENÍ	- 3 -
Klimatická zatížení	- 3 -
Skladby konstrukcí	- 4 -
C. POSOUZENÍ A VNITŘNÍ SÍLY HLAVNÍCH KONSTRUKČNÍCH PRVKŮ	- 5 -
C.1. Střešní a stropní konstrukce	- 5 -
Stropní panel SP1 - dl. 7050mm	- 5 -
C.2. Překlady a průvlaky	- 6 -
Překlad - Př.01	- 6 -
Překlad - Př.03	- 8 -
C.4. Svislé nosné konstrukce	- 10 -
Obvodová suterénní stěna	- 10 -
C.5. Základové konstrukce	- 13 -
Základový pas pod suterénní stěnou	- 13 -
C.6. Opěrná stěna	- 14 -
D. ZÁVĚR	- 17 -

A. ÚVODNÍ ÚDAJE

Statický posudek je dělen do bloků:

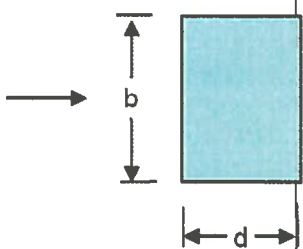
- zatížení stavby
- analýzu konstrukce – klasický výpočet pro staticky určité a jednoduché konstrukční prvky, povětšinou FEM metodou pomocí software AXIS VM12
- posouzení – prováděné ručně a pomocí tabulkového procesoru Microsoft EXCEL 2003

Statický výpočet posouzení proběhl dle platných ČSN EN řady 199x. Výpočet základových konstrukcí a opěrné stěny byl proveden v souladu s ČSN EN 1997-1-1 za pomoci neplatné ČSN 73 1001.

B. ZATÍŽENÍ

Klimatická zatížení

<u>1.c Zatížení sněhem</u>		
Dle ČSN EN 1991-1-3		
Plochá střecha		
sklon střechy α =	0,00	°
tvarový součinitel μ_{t1} =	0,80	
tvarový součinitel μ_{t2} =	0,80	
Součinitel expozice C_e =	1,00	
Tepelný součinitel C_t =	1,00	
Char. Hodnota zatížení sněhem s_k =	0,85	kN/m ²
Zatížení sněhem s_1 =	0,68	kN/m ²
Zatížení sněhem s_2 =	0,68	kN/m ²
<u>1.d Zatížení větrem</u>		
Dle ČSN EN 1991-1-4		
základní rychlost větru V_b =	$C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0}$	25 m/s
souč. směru větru C_{dir} =	1,00	
souč. ročního období C_{season} =	1,00	
výchozí základní rychlost větru $V_{b,0}$ =	25,00	m/s
1.d.a Příčný směr větru $\Theta = 0^\circ$ (180°)		
<u>Geometrie objektu:</u>		
h =	4,2	m
b =	14,45	m
d =	6,9	m



<u>Referenční výška terénu:</u>			
ze=		h=	4,2 m
		b=	0 m
<u>Kategorie terénu:</u>			
	II.		
Maximální dynamický tlak $q_{p(ze)}$ =	714,21	0,000	N/m ²
základní dynamický tlak větru q_b =	390,63	0,000	N/m ²
Součinitel expozice $CE_{(ze)}$ =	1,828	0,000	
<u>Součinitele tlaků sil:</u>			
<u>Vnější tlak větru:</u>			
$W_{F,0}$ =	0,00	-1,25	kN/m ²
$W_{G,0}$ =	0,00	-0,64	kN/m ²
$W_{H,0}$ =	0,00	-0,50	kN/m ²
$W_{I,0}$ =	0,14	-0,14	kN/m ²
$W_{J,0}$ =	0,00	0,00	kN/m ²

Skladby konstrukcí

<u>STŘECHA - 1.NP - plochá</u>			
Stálé zatížení			
Popis vrstvy	tloušťka	γ	g_k
[-]	[mm]	[kN/m ³]	[kN/m ²]
Kamenivo fr. 8/16	220	19	4,18
HI - pás			0,10
Lehčený beton	130	10	1,30
HI - pás			0,10
ŽB panely tl. 250mm	250		3,15
Omítka			0,20
Celkem		g_k =	9,03 kN/m ²
Celkem ostatní zatížení		$g_{k,ost}$ =	5,88 kN/m ²
Nahodilé zatížení			
dle ČSN EN 1991-1-1 - kat. C4		q_k =	5,00 kN/m ²
<u>Stěny obvodové</u>			
Popis vrstvy	tloušťka	γ	g_k
[-]	[mm]	[kN/m ³]	[kN/m ²]
MVC vnitřní omítka	15	20,00	0,30
Zdivo - bednicí tvarnice	300	25,00	7,50
Omítka vnější tenkovrstvá	8	23,00	0,18
Celkem		g_k =	7,98 kN/m ²

C. POSOUZENÍ A VNITŘNÍ SÍLY HLAVNÍCH KONSTRUKČNÍCH PRVKŮ

C.1. Střešní a stropní konstrukce

Stropní deska je tvořena stropními dutinovými prefa ŽB panely. Posouzení konstrukce je provedeno dle platných konstrukčních tabulek firmy GOLDBECK prefa, jedná se pouze o orientační posouzení. Vnitřní síly a zatížení je však závazné.

Stropní panel SP1 - dl. 7050mm

Vnitřní síly

1. Zatížení

a) Stálé zatížení

	$g_k =$	9,03	kN/m ²
přítížení	$g_k =$	0,00	kN/m ²

b) Nahodilé zatížení

dle ČSN 1991-1-1 - kategorie C5

$q_{k,A} =$	5,00	kN/m ²
-------------	------	-------------------

c) Klimatická zatížení

zatížení sněhem

$s_k =$	0,68	kN/m ²
---------	------	-------------------

zatížení větrem

$w_{k,1} =$	0,14	kN/m ²
-------------	------	-------------------

$w_{k,2} =$	0,14	kN/m ²
-------------	------	-------------------

osová vzdálenost
nosníků:

$ov_n =$	1200	mm
----------	------	----

$\alpha =$	0	°
------------	---	---

$g_{k,\perp} =$	10,84	$g_{k,\parallel} =$	0,00	kN/m'
-----------------	-------	---------------------	------	-------

$q_{k,\perp} =$	6,00	$q_{k,\parallel} =$	0,00	kN/m'
-----------------	------	---------------------	------	-------

$s_{k,\perp} =$	0,82	$s_{k,\parallel} =$	0,00	kN/m'
-----------------	------	---------------------	------	-------

$w_{k,1,\perp} =$	0,14	$w_{k,1,\parallel} =$	0,00	kN/m'
-------------------	------	-----------------------	------	-------

$w_{k,2,\perp} =$	0,14	$w_{k,2,\parallel} =$	0,00	kN/m'
-------------------	------	-----------------------	------	-------

c) Kombinace zatížení - dle ČSN EN 1990

$\gamma_G =$	1,35
--------------	------

$\gamma_{Q,1} =$	1,5
------------------	-----

$\psi_{0,q} =$	0,7
----------------	-----

$\psi_{1,q} =$	0
----------------	---

$\psi_{0,s} =$	0,5
----------------	-----

$\psi_{1,s} =$	0,2
----------------	-----

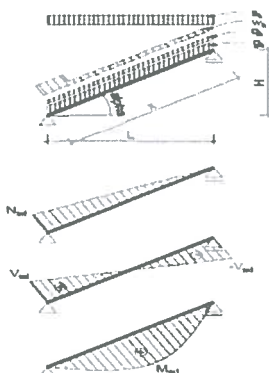
$\psi_{0,w} =$	0,6
----------------	-----

$\psi_{1,w} =$	0,2
----------------	-----

$f_{k,\perp} =$	17,33	kN/m'	$f_{k,\parallel} =$	0,00	kN/m'
-----------------	-------	-------	---------------------	------	-------

$f_{d,\perp} =$	24,37	kN/m'	$f_{d,\parallel} =$	0,00	kN/m'
-----------------	-------	-------	---------------------	------	-------

2. Vnitřní síly



$L =$	7050	mm
-------	------	----

$H =$	0	mm
-------	---	----

$x =$	7050	mm
-------	------	----

$N_{sd} = f_d L + F_d =$	0,00	kN
--------------------------	------	----

$V_{sd} = f_d L + F_d =$	85,89	kN
--------------------------	-------	----

$M_{sd} = a =$	151,39	kNm
----------------	--------	-----

reakc		
-------	--	--

$A_x =$	0,00	kN
---------	------	----

		reakce	
		e	Az=Bz= 78,62 kN

Posouzení

Použito tabulek únosnosti firmy GOLDBECK prefa pro stropní panel tl. 250mm:

Statické parametry (ČSN EN 1168+A3, ČSN EN 1990, ČSN EN 1992-1-1)

Typ vyztužení	Průřezové charakteristiky							A _{sl} , A _{ss} - plocha vyztuže M _{sl} - moment na mezi únosnosti dílce M _{ss} - moment na mezi napětí betonu v tahu, porovnání s charakteristikou komb. zatížení M _{sl,0.2} - moment na mezi šířky trhlin 0.2 mm, porovnání s častou kombinací zatížení M _{ss,0.2} - moment na mezi dekomprese, porovnání s kvazistálou kombinací zatížení V _{ser11} - mezní únosnost dílce ve smyku v oblasti bez trhlin, pro uložení na poddajné podpory (průvlaky) se doporučuje omezit využití na 60% až 70% (viz konstrukční zásady)
	A _{sl} horní (mm ²)	A _{ss} spodní (mm ²)	M _{sl} ¹⁾ (kNm/1,20m)	M _{ss} ¹⁾ (kNm/1,20m)	M _{sl,0.2} ¹⁾ (kNm/1,20m)	M _{ss,0.2} ¹⁾ (kNm/1,20m)	V _{ser11} (kN/1,20m)	
SPH 25042	0	476	142,8	94,9	81,1	67	97,2	
SPH 25006	0	558	165,1	110,7	95,1	65,7	98,5	
SPH 25406 ¹⁾	372	558	165,2	108,5	102,1	64,5	101,4	
SPH 25254	104	766	219,2	130,1	131,0	84,0	101,8	
SPH 25410 ²⁾	208	930	255,0	144,3	159,5	97,1	105,2	

V případě požadavků konzolového vyložení kontaktujte technické oddělení GOLDBECK Prefabeton s.r.o.

Konstrukční zásady viz PN SPH 06/2014, PN SPH 14/14

- $M_{sk, char} = 107,66 \text{ kNm} \leq M_{cr} = 110,7 \text{ kNm}$
- $M_{sd} = 151,39 \text{ kNm} \leq M_{rd} = 165,1 \text{ kNm}$
- $V_{sd} = 78,62 \text{ kN} \leq V_{rd} = 98,6 \text{ kN}$

Stropní panel SPH 25006 vyhovuje zatížení !!!

C.2. Překlady a průvlaky

Překlad - Př.01

Vnitřní síly

1. Zatížení			
a) Stálé zatížení			
zatížení od atiky	$f_{k,1} =$	4,00	kN/m'
zatížení od věnců	$f_{k,2} =$	2,40	kN/m'
zatížení od stropních konstrukcí	$g_{k,1} =$	8,51	kN/m ²
zatěžovací šířka	$b =$	3,50	m
počet pater	$n =$	1,00	
zatížení od stěny	$g_{k,2} =$	0,00	kN/m ²
zatěžovací plocha	$b =$	0,00	m ²
počet pater	$n =$	0,00	
b) Nahodilé zatížení			
dle ČSN 1991-1-1 - kategorie C5	$q_{k,C5} =$	5,00	kN/m ²
zatížení sněhem	$s_k =$	0,68	
zatěžovací šířka	$b =$	3,50	m
počet pater	$n =$	1,00	
osová vzdálenost nosníků:	$ov_n =$	1000	mm
	$g_k =$	36,19	kN/m'
	$q_k =$	19,88	kN/m'
c) Kombinace zatížení			
Kombinace zatížení dle ČSN EN 1991-1-1			
	$\gamma_G =$	1,35	
	$\gamma_Q =$	1,5	

	$f_k = g_k + q_k =$	56,07	kN/m'
	$f_d = g_k \gamma_G + q_k \gamma_Q =$	78,67	kN/m'
	$F_d =$	0,00	kN
2. Vnitřní síly			
	$L =$	2100	mm
	$V_{sd} = 1/2 f_d L + 1/2 F_d =$	82,60	kN
	$M_{sd} = 1/8 f_d L^2 + F_d L/4 =$	43,37	kNm

Posouzení

Návrh PRŮŘEZU:			
Vycházíme z předpokladu plastického chování materiálu pro třídu průřezu 1 a 2			
Návrh:	Ocel:		
IPE 160	S 235		
Počet:	3		
Třída průřezu:			
tlak:	1	→ teorie plasticity	
ohyb:	1	→ teorie plasticity	
Posouzení:			
1. MEZNÍ STAV			
a. Ohyb			
$M_{y, sd} =$	44,1	kNm	
$M_{c, y, RD} =$	87,32	kNm	
$M_{y, sd} / M_{c, y, RD} =$	0,505	$\leq 1,00$	vyhovuje
b. Smyk			
$V_{z, sd} =$	83,99	kN	
$V_{pl, z, RD} =$	246,99	kN	
$V_{z, sd} / V_{pl, z, RD} =$	0,340	$\leq 1,00$	vyhovuje
2. MEZNÍ STAV			
Max. dovolená deformace prutu $\delta_{max} = 1/$		600	L
Zatížení nosníku spojitě $f_{k, z} =$		56,07	kN/m'
Zatížení nosníku spojitě $f_{k, y} =$		0	kN/m'
Přetížení $F_{k, z} =$		0	kN
Přetížení $F_{k, y} =$		0	kN
Vzdálenost břemene od podpory	$c =$	2100	mm
Vzdálenost břemene od podpory	$d =$		mm
Délka prutu $L =$		2100	mm
Výpočtem stanovena max deformace $\delta =$		2,593	mm
$\delta_{max} =$		4,20	mm
$\delta < \delta_{max}$		2,593	< 3,50
			vyhoví

Překlad - Př.03

Vnitřní síly

1. Zatížení

a) Stálé zatížení

zatížení od atiky	$f_{k,1} =$	4,00	kN/m'
zatížení od věnců	$f_{k,2} =$	2,40	kN/m'
zatížení od stropních konstrukcí	$g_{k,1} =$	8,51	kN/m ²
zatěžovací šířka	$b =$	0,25	m
počet pater	$n =$	1,00	
zatížení od stěny	$g_{k,2} =$	0,00	kN/m ²
zatěžovací plocha	$b =$	0,00	m ²
počet pater	$n =$	0,00	

b) Nahodilé zatížení

dle ČSN 1991-1-1 - kategorie C5

zatížení sněhem

	$q_{k,C5} =$	5,00	kN/m ²
	$s_k =$	0,68	
zatěžovací šířka	$b =$	0,25	m
počet pater	$n =$	1,00	

osová vzdálenost nosníků:

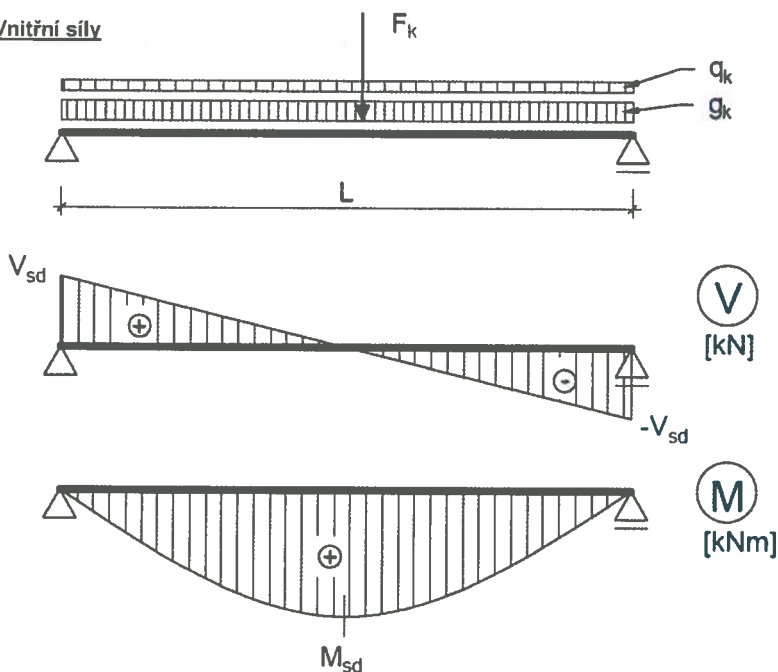
$ovn =$	1000	mm
$g_k =$	8,53	kN/m'
$q_k =$	1,42	kN/m'

c) Kombinace zatížení

Kombinace zatížení dle ČSN EN 1991-1-1

$\gamma_G =$	1,35	
$\gamma_Q =$	1,5	
$f_k = g_k + q_k =$	9,95	kN/m'
$f_d = g_k \gamma_G + q_k \gamma_Q =$	13,64	kN/m'
$F_d =$	0,00	kN

2. Vnitřní síly



$$L = 3700 \text{ mm}$$

$$V_{sd} = 1/2 f_d L + 1/2 F_d =$$

$$25,24 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 1/8 f_d L^2 + F_d L/4 =$$

23,35 kNm

Posouzení

Návrh PRŮŘEZU:

Vycházíme z předpokladu plastického chování materiálu pro třídu průřezu 1 a 2

Návrh: Ocel:

I 200	S 235
--------------	--------------

Počet: **3**

Třída průřezu:

tlak:	1	→ teorie plasticity
ohyb:	1	→ teorie plasticity

Posouzení:

1. MEZNÍ STAV

a. Ohyb

$$M_{y, sd} = 23,35 \text{ kNm}$$

$$M_{c, y, RD} = 176,25 \text{ kNm}$$

$$M_{y, sd} / M_{c, y, RD} = 0,132 \leq 1,00 \text{ vyhovuje}$$

b. Smyk

$$V_{z, sd} = 25,24 \text{ kN}$$

$$V_{pl, z, RD} = 413,95 \text{ kN}$$

$$V_{z, sd} / V_{pl, z, RD} = 0,061 \leq 1,00 \text{ vyhovuje}$$

2. MEZNÍ STAV

$$\text{Max. dovolená deformace prutu } \delta_{max} = 1/600 \text{ L}$$

$$\text{Zatížení nosníku spojitě } f_{k, z} = 9,95 \text{ kN/m'}$$

$$\text{Zatížení nosníku spojitě } f_{k, y} = 0 \text{ kN/m'}$$

$$\text{Přítížení } F_{k, z} = 0 \text{ kN}$$

$$\text{Přítížení } F_{k, y} = 0 \text{ kN}$$

$$\text{Vzdálenost břemene od podpory } c = 3700 \text{ mm}$$

$$\text{Vzdálenost břemene od podpory } d = \text{ mm}$$

$$\text{Délka prutu } L = 3700 \text{ mm}$$

$$\text{Výpočtem stanovena max deformace } \delta = 1,801 \text{ mm}$$

$$\delta_{max} = 6,17 \text{ mm}$$

$$\delta < \delta_{max} \quad 1,801 < 6,17 \text{ vyhoví}$$

S ohledem na případné další využití – nástavbu objektu navrhuji profil na 3xI200 !!!

C.4. Svislé nosné konstrukce

Obvodová suterénní stěna

STÁLÉ - ZEMNÍ TLAK DLE ČSN EN 1991-1-4

Zatížení zeminou a proměnným zatížením na povrchu terénu

Charakteristická objemová tíha
zeminy

$$\gamma_{zem} = 20 \text{ kN/m}^3$$

Efektivní úhel vnitřního tření:

$$\varphi = 22,0^\circ$$

Užitné zatížení na terénu:

$$q_{0,k} = 5,0 \text{ kN/m}^2$$

Hloubka v hlavě:

$$h_h = 0,00 \text{ m}$$

Hloubka v patě:

$$h_p = 3,20 \text{ m}$$

Součinitel zemního tlaku:

$$\text{a) v klidu} \quad K_o = 0,625$$

$$\text{b) aktivní} \quad K_a = 0,455$$

Počítat zemní tlak dle součinitele zemního tlaku: **V KLIDU**

Char. vodorovný zemní tlak v hlavě od zeminy:

$$\sigma_{z(hh)} = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

Char. vodorovný zemní tlak v hlavě od přetížení:

$$\sigma_{q(hh)} = 3,13 \text{ kN/m}^2$$

Char. vodorovný zemní tlak v patě od zeminy:

$$\sigma_{z(hp)} = 40,03 \text{ kN/m}^2$$

Char. vodorovný zemní tlak v patě od přetížení:

$$\sigma_{q(hp)} = 3,13 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{i,k} = K_i \cdot (q_{0,k} + \gamma_{zem} \cdot h_i)$$

Celkový char. vodorovný zemní tlak v hlavě:

$$\sigma_{k(hh)} = 3,1 \text{ kN/m}^2$$

Celkový char. vodorovný zemní tlak v patě:

$$\sigma_{k(hp)} = 43,2 \text{ kN/m}^2$$

Vnitřní síly

1. Zatížení

a) Stálé zatížení

Char. vodorovný zemní tlak v patě od zeminy: $g_k = 40,03 \text{ kN/m}^2$

b) Nahodilé zatížení

Char. vodorovný zemní tlak v patě od přetížení: $q_k = 3,13 \text{ kN/m}^2$

osová vzdálenost
nosníků:

$$o_{vn} = 1000 \text{ mm}$$

$$g_k = 40,03 \text{ kN/m'}$$

$$q_k = 3,13 \text{ kN/m'}$$

c) Kombinace zatížení

$$\gamma_G = 1,35$$

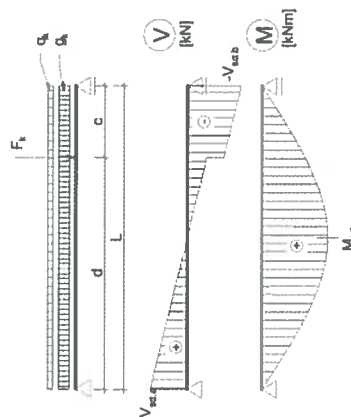
$$\gamma_Q = 1,5$$

$$g_d = 54,04 \text{ kN/m'}$$

$$q_d = 4,70 \text{ kN/m'}$$

$$\psi_{2,q} = 0,3$$

2. Vnitřní síly



$$h = 3200 \text{ mm}$$

$$V_{sd} = 1/2 q_d L + 1/3 q_d L = 65,16 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 1/8 q_d L^2 + q_d L^2 / (9\sqrt{3}) = 41,51 \text{ kNm}$$

$$M_{eD} = 41,51 \text{ kNm}$$

$$N_{eD} = 75,65 \text{ kN} / 1,2 \text{ m} = 63,0 \text{ kN/m (viz. kap. C1)}$$

Posouzení ohybové únosnosti

C. Návrh průřezu

$$h_t = 240!!! \text{ mm}$$

$$b_t = 1000 \text{ mm}$$

D. Geometrie a materiálové charakteristiky prvku

$$h_t = 300 \text{ mm}$$

$$b_t = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{plocha betonu } A_c = 300000 \text{ mm}^2$$

Beton:

beton třídy:

C25/30

Ocel:

ocel třídy:

B500B

krytí výztuže

$$c_h = 40 \text{ mm}$$

$$c_d = 40 \text{ mm}$$



E. Ohyb nosníku

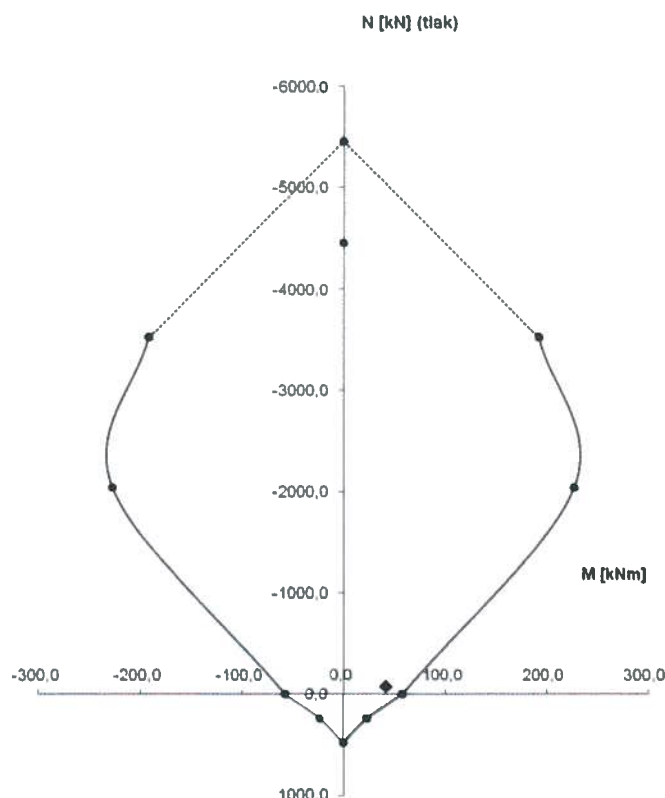
$$A_{s,min} = 450 \text{ mm}^2$$

	pole	podpora	
2. řada	0	0	mm
profil výztuže	0	0	mm
počet Ø	0	0	ks
$A_{s1,d,2} =$	0	0	mm ²

1 řada			
profil výztuže	12	0	mm
počet Ø	5	0	ks
$A_{s,d,1} =$	565	0	mm ²
Posouzení na OHYB			
$\rho =$	0,00188	0,00000	
$\rho > \rho_{min} =$	vyhoví	nevyhoví	
$\varepsilon_{s2} =$	5,00E-06	#DIV/0!	
$\sigma_{s2} =$	1,00	#DIV/0!	Mpa
$x =$	18,07	0,00	mm
$x/d =$	0,07	0,00	$\leq 0,45$ vyhovuje
$M_{rd} =$	58,98	0,00	kNm
$M_{sd} =$	41,51	0,00	kNm
$M_{sd}/M_{rd} =$	0,70	#DIV/0!	$\leq 1,0$
	vyhovuje	#DIV/0!	

Posouzení kombinace vzpěrného tlaku a ohybu

Charakteristiky průřezu		h =	0,30	m		
		b =	1,00	m		
Materiály		Beton	C 25/30		Ocel	R 10 505
Geometrie						
Předpoklad	Podélná tahová výztuž č.1					
	Ø		12	mm		
	Podélná tahová výztuž č.2					
	Ø		12	mm		
	Třmínky	Ø	8	mm		
Krytí	c _{min} =		40	mm		
	Δh =		8	mm		
	Δc =		0	mm		
	c=c _{min} +Δh + Δc =		48	mm		
	d ₁ =	0,054	m		d ₂ =	0,054 m
	d =	0,246	m		d' =	0,246 m
	z ₁ =	0,096	m		z ₂ =	0,096 m
Výztuž	5	×	Ø	R	12	A _{s1} = 565 mm ²
	5	×	Ø	R	12	A _{s2} = 565 mm ²



C.5. Základové konstrukce

Pro stavební záměr byl proveden IGP.. Základové konstrukce jsou tvořeny pasy z monolitického betonu. Hloubka základů je min 0,8m pod upravený terén v prostředí zahliněných písků S3 Rdt = 250 kPa.

Protože se jedná o jednoduchou stavbu s poměrně jednoduchou geologickou stavbou území, jedná se o 2. geotechnickou kategorii.

Hloubka hladiny podzemní vody je ustálená na úrovni 2,6 – 2,8 m pod terénem = 340,1 m.n.m., tj cca 1,0m pod základovou spárou.

Základový pas pod suterénní stěnou

Výpočet zatížení základové spáry základového pasu:

Zatížení od atiky	$f_{atika,d} = 0,3 \cdot 0,75 \cdot 25 \cdot 1,35 = 7,6 \text{ kN/m}$
Zatížení ze stropní konstrukce:	$f_{strop,d} = 63 \text{ kN/m}$ (viz. kap. C1)
Zatížení od stěny	$f_{stěna,d} = 0,3 \cdot 3,2 \cdot 25 \cdot 1,35 = 32,4 \text{ kN/m}$
Zatížení základového pasu:	$f_{pas,d} = 15,0 \text{ kN/m}$
Zatížení základové spáry:	$F_{zs,d} = 118 \text{ kN/m}$

Posouzení základového pasu:

$$\sigma_{ds} = N_{sd} / A_{ef} \leq R_{dt}$$

$$N_{sd} = 118 \text{ kN/m}$$

Délka základového pasu je předpokládána $L = 1,0 \text{ m}$:

$$B = 0,6 \text{ m}$$

$$e_x = 0$$

$$e_y = 0$$

$$A_{ef} = (B - 2e) \cdot L = (0,5 - 2 \cdot 0,00) \cdot 1 = 0,6 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow \sigma = N_{sd} / A_{ef} = 118 / 0,6 = 196 \text{ kPa} \leq R_{dt} = 250 \text{ kPa}$$

\rightarrow **Navržené základové konstrukce vyhovují!!!**

C.6. Opěrná stěna

Posouzení v nejvyšší místě stěny – viz. výkres – Řez 04

1. Geometrie opěrné stěny

Výška od paty

$h = 3$ m

Šířka koruny stěny

$b_k = 0,3$ m

Šířka základu stěny

$b = 2,3$ m

$b_1 = 0,5$ m

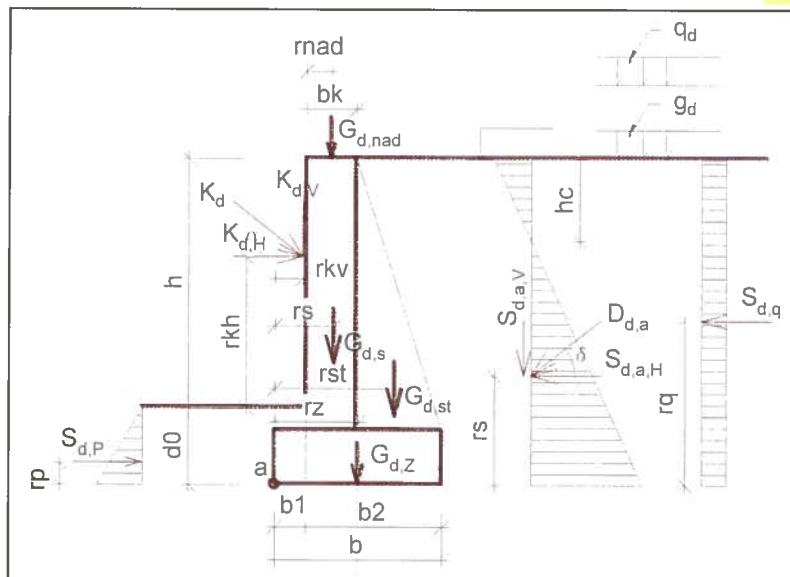
$b_2 = 1,8$ m

Výška základu od PT

$d_0 = 0,9$ m

Délka základu

$L = 1$ m



2. Zatížení

Návrhový přístup

součinitel stálého zatížení - příznivá

$\gamma_g = 1$

součinitel stálého zatížení - nepříznivá

$\gamma_g = 1,4$

součinitel nahodilého zatížení - nepříznivá

$\gamma_g = 1,5$

Tíha opěrné stěny

$G_{k,s} = 53,50$ kN

$G_{d,s} = 53,50$ kN

$r_s = 0,55$ m

Tíha základu

$G_{k,z} = 28,75$ kN

$G_{d,z} = 28,75$ kN

$r_z = 1,15$ m

Nadezdívka, přetížení stěny

$G_{k,nad} = 0$ kN

$G_{d,nad} = 0$ kN

$r_{nad} = 0$ m

přetížení terénu nad zdí - nahodilé

$f_k = 5$ kN/m²

$f_d = 7,5$ kN/m²

přetížení terénu nad zdí - stálé

$g_k = 0$ kN/m²

$g_d = 0$ kN/m²

3. Homogenizace zemina zemní tlaky

Výsledný úhel vnitřního tření

$$\varphi = 28,00^\circ$$

Výsledná soudržnost

$$c = 0,00 \text{ kPa}$$

Výsledná objemová hmotnost

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

třecí úhel - zemina vs. zeď

$$\delta = 12,00^\circ$$

Součinitel úhlu vnitřního tření

$$\gamma_{m\varphi} = 1$$

Součinitel soudržnosti

$$\gamma_{mc} = 1$$

Součinitel objemové tíhy

$$\gamma_{mg} = 1$$

Výpočtový tangens úhlu vnitřního tření

$$\tan \varphi_d = 0,53^\circ$$

Výpočtový úhel vnitřního tření

$$\varphi_d = 28,00^\circ$$

Výpočtová soudržnost

$$c_d = 0,00 \text{ kPa}$$

Výpočtová objemová hmotnost

$$\gamma_d = 19 \text{ kN/m}^3$$

Součinitel aktivního tlaku

$$K_a = 0,36$$

Součinitel klidového tlaku

$$K_k = 0,53$$

Výslednice aktivního tlaku zeminy

$$r_s = 1,300 \text{ m}$$

$$h_c = 0,000$$

$$S_{d,a,H} = 52,168 \text{ kN}$$

$$S_{d,a,V} = 11,089 \text{ kN}$$

$$S_{d,a} = 53,333 \text{ kN}$$

Výslednice klidového tlaku zeminy

$$r_p = 0,300 \text{ m}$$

$$S_{d,p,H} = 4,082 \text{ kN}$$

Výslednice stabilizačního zemního klínu

$$G_{d,st} = 42,750 \text{ kN}$$

Výslednice přetížení - stálé

$$r_{st} = 1,300 \text{ m}$$

$$S_{d,q} = 0,000 \text{ kN}$$

Výslednice přetížení - nahodilé

$$r_g = 1,950 \text{ m}$$

$$S_{d,q} = 10,560 \text{ kN}$$

$$r_q = 1,950 \text{ m}$$

4. Mezní stavy

4.1. Mezní stavy únosnosti

4.1.1. Svislá únosnost základové půdy

Výpočet extrémního zatížení základu

excentricita geometrická

$$e_0 = 0 \text{ m}$$

excentricita zatížení

$$e = 0,292 \text{ m}$$

účinná plocha základu

$$e_{max} = 0,767 \text{ m}$$

těžiště N_d

$$B_{ef} = B - 2e = 1,716 \text{ m}^2$$

Extrémní svislé zatížení základové spáry

$$t_N = 0,93 \text{ m}$$

Extrémní normálové napětí od svislého zatížení

$$N_d = \sum G_i + S_{v,i} = 136,09 \text{ kN}$$

Únosnost zákl. spáry

$$\sigma_{de} = V_{de}/A_{ef} = 79,31 \text{ kPa}$$

součinitel únosnosti

$$R_d = 225,000 \text{ kPa}$$

Únosnost základové spáry

$$\gamma_{rv} = 1,4$$

$$R_{d1} = 160,71 \text{ kPa}$$

Stupeň bezpečnosti

$$FS = 2,03$$

Využití základové spáry

$$R_{d1} = 160,71 \geq \sigma_{de} = 79,31$$

ZÁKLAD VYHOVUJE NA ÚNOSNOST PŮDY

4.1.2. Překlopení opěrné stěny

Výpočet extrémního zatížení základu

Moment klopící $M_{kl} = \sum Sh_i \cdot r_i = 88,41$ kNm

Moment vzdorující $M_{vzd} = \sum Sv_i \cdot B + G \cdot r = 128,16$ kNm

součinitel únosnosti $\gamma_{r,v} = 1,4$

Stupeň bezpečnosti - informační $FS = 1,035$

Podmínka rovnováhy $M_{vzd} / \gamma_{r,v} = 91,54 \geq M_{kl} = 88,41$

STĚNA VYHOVUJE NA PŘEKLOPENÍ

4.1.2. Vodorovná únosnost

Součinitel pasivního tlaku $K_p = \tan(45 + 0,5\varphi) / \gamma_{m,p} = 1,66$

Zmenšující součinitel - tření $\psi = 0,74$ dle ČSN 730037

Napětí bočního tlaku zeminy v bodě 1 $\sigma_{p1} = 0,00$ kPa

Napětí bočního tlaku zeminy v bodě 2 $\sigma_{p2} = \gamma h_1 K_p \psi + 2c_d (K_p \psi)^{0,5} = 21,06$ kPa

Výslednice bočního tlaku $S_p = 0,5 \sigma_{p2} d - 0,5 \sigma_{p1} d_0 = 9,48$ kN

Součinitel podmínek působení $\gamma_{MR} = 1,3$

součinitel únosnosti $\gamma_{r,h} = 1,1$ dle ČSN EN 1997-1

Vodorovná únosnost základu $R_{dh} = N_{d,zs} \tan \varphi_d + c_d A_{ef} + S_p / \gamma_{MR} = 74,40$ kN

Posouvající síla $H_d = 58,65$ kN

Stupeň bezpečnosti $FS = 1,269$

Využití vodorovné únosnosti základu $R_{dh} = 74,40 \geq H_{d,zs} = 58,65$

STĚNA VYHOVUJE NA POSUNUTÍ

Posouzení ohybová výztuže opěrné stěny

C. Návrh průřezu

ht= 300 mm

bt= 1000 mm

D. Geometrie a materiálové charakteristiky prvku

ht= 300 mm

bt= 1000 mm

plocha betonu $A_c = 300000$ mm²

Beton:

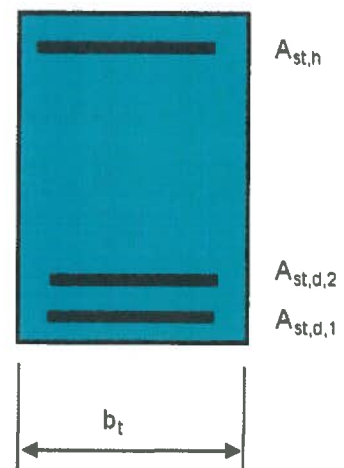
beton třídy: C25/30

Ocel:

ocel třídy: B500B

krytí výztuže

$c_h = 40$ mm



$c_d =$		40	mm
E. Ohyb nosníku			
$A_{s,min} =$	450	mm ²	
2. řada	pole	podpora	
profil výztuže	0	0	mm
počet Ø	0	0	ks
$A_{s1d2} =$	0	0	mm ²
1. řada			
profil výztuže	16	0	mm
počet Ø	5	0	ks
$A_{s,d,1} =$	1005	770	mm ²
horní řada			
profil výztuže	0	0	mm
počet Ø	0	0	ks
$A_{s,d,1} =$	0	0	mm ²
Posouzení na OHYB			
$\rho =$	0,00335	0,00000	
$\rho > \rho_{min} =$	vyhoví	vyhoví	
$\varepsilon_{s2} =$	5,00E-06	5,00E-06	
$\sigma_{s2} =$	1,00	0,00	Mpa
$x =$	32,13	0,00	mm
$x/d =$	0,13	0,00	$\leq 0,45$ vyhovuje
$M_{rd} =$	102,44	0,00	kNm
$M_{sd} =$	88,00	0,00	kNm
$M_{sd}/M_{rd} =$	0,86	0,00	$\leq 1,0$
	vyhovuje	vyhovuje	

D. Závěr

Statický výpočet ověřil návrhové parametry jednotlivých hlavních konstrukčních prvků vrchní stavby. Jedná se o poměrně členitou stavbu, která však nemá náročné požadavky na nosnou konstrukci.

Je ale důležité provádět stavbu dle platných ČSN a v souladu s harmonizovanými předpisy.

V Táboře dne 15.1.2019

.....
Ing. Tomáš Tourek
Projektant

