ZMĚNA	DATUM	POZNÁMKA

zhotovitel:	Ing. Michal Kubalík STATIKA POZEMNÍCH STAVEB	adresa: tel.: e-mail:	Jarníkova 1872/20, 148 00 Praha 4 - Chodov 777 891 331 michalkubalik@seznam.cz

název stavby:	VODOJEM A ATS - REKONSTRUKCE Dolní Slivno		
investor:	Vodovody a kanalizace Mladá Boleslav, a.s. Čechova 1151, 293 22 Mladá Boleslav		č.paré:
zodp. projektant:	Ing. Michal Kubalík	vypracoval: Ing. Michal Kubalík	
část dokumentace:	SO 02.1 - STATICKÁ ČÁST		datum: 3/2017
stup. dokumentace:	DUR/DSP/DPS		
název přílohy:	STATICKÝ VÝPOČET		číslo přílohy: D.2.1.9

Obsah

		strana
1.	**Úvod**	1
1.1	Identifikační údaje	1
1.2	Podklady	1
1.3	Normy navrhování	2
1.4	Technické pomůcky	2
1.5	Výpočetní technika a programy	2
1.6	Popis výpočtu konstrukce	2
2.	**Návrh a posouzení konstrukcí**	3
2.1	Zatížení střechy	3
2.2	Návrh a posouzení krokve	3
2.3	Návrh a posouzení vaznice	5
2.4	Návrh a posouzení pozednice	7
2.5	Zatížení zděnou stěnou	9
2.6	Zatížení klinker fasádou	9
2.7	Zatížení desky nad stávajícím vodojemem	9
2.8	Návrh a posouzení desky nad stávajícím vodojemem	10
2.9	Návrh a posouzení ŽB trámu na konci desky	12
2.10	Návrh a posouzení ŽB trámu konzoly	15
2.11	Návrh a posouzení konzoly pro vynesení klinker fasády	18
2.12	Návrh a posouzení podzemní stěny	20
2.13	Zatížení železobetonovou stěnou	22
2.14	Návrh a posouzení základové desky	22
2.15	Stanovení minimální únosnosti zeminy v základové spáře	25
2.16	Návrh a posouzení excentrického uložení zděné stěny	25
3.	**Návrh a posouzení opěrné stěny**	26

1. Úvod

1.1 Identifikační údaje:

Stavba:	Vodojem a ATS - rekonstrukce
Místo stavby:	Dolní Slivno
Investor:	Vodovody a kanalizace Mladá Boleslav, a.s.
	Čechova 1151, 293 22 Mladá Boleslav

1.2 Podklady

Projektové podklady:	Rozpracovaná stavební část projektu, Vodohospodářské inženýrské služby a.s., Křížová 472/47, 150 00 Praha 5, únor 2017

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 1991-1-3	Zatížení konstrukcí, Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem
ČSN EN 1992-1-1	Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
ČSN EN 1995-1-1	Navrhování dřevěných konstrukcí, Část 1-1: Obecná pravidla - Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
ČSN EN 1996-1-1	Navrhování zděných konstrukcí, Část 1-1: Obecná pravidla pro pozemní stavby – Pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce
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 0037	Zemní tlak na stavební konstrukce
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
ČSN EN 338	Konstrukční dřevo - Třídy pevnosti

1.4 Technické pomůcky

- TP 51 J. Hořejší, J. Šafka: Statické tabulky, SNTL, Praha 1987
- Klepáčová, Kufner: Stavební mechanika 40 - Příklady staticky neurčitých konstrukcí, Vydavatelství ČVUT, Praha 1996
- Z.Bittnar, J.Šejnoha: Numerické metody mechaniky, Vydavatelství ČVUT, Praha 1996
- Hela, Klablena, Krátký, Procházka, Štěpánek, Vácha, Betonové průmyslové podlahy, EBS, Praha 2006
- www.wienerberger.cz, Technické podklady pro navrhování keramického zdiva a stropu Porotherm

1.5 Výpočetní technika a programy

- Vlastní tabulky pro dimenzovaní 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:

EQU představuje ztrátu statické rovnováhy konstrukce nebo její části uvažované jako tuhé těleso, při které menší kolísání hodnoty zatížení nebo prostorového rozdělení zatížení je významné, a kde pevnosti materiálů konstrukce nebo základové půdy většinou nejsou významné;

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;

FAT představuje případ únavového porušení konstrukce nebo nosných prvků.

Popis výpočtu:

Ve statickém výpočtu jsou navrhnuty a posouzeny typické prvky horní konstrukce objektu pro mezní stav únosnosti (STR) a na mezní stav použitelnosti.

Pro návrh základové desky je uvažován výpočetní model nekonečně dlouhý a polonekonečný nosník na pružném podkladě. Řešení nosníku spočívajících na pružném podloží je založeno na předpokladu tzv. Winklerova pružného předpokladu, že napětí, jímž podloží působí na nosník, je v jeho jednotlivých místech přímo úměrné zatlačení.

2. Návrh a posouzení konstrukcí

2.1 Zatížení střechy

Skladba střechy	tloušťka		objemová tíha		charakteristické	γ_G	návrhové
krytina					0,55 kN/m²	1,35	0,74 kN/m²
laťování					0,05 kN/m²	1,35	0,07 kN/m²
prkenný záklop	0,030	.	6,00	=	0,18 kN/m²	1,35	0,24 kN/m²
tíha konstrukce					0,25 kN/m²	1,35	0,34 kN/m²
izolace	0,200	.	1,00	=	0,20 kN/m²	1,35	0,27 kN/m²
sádrokarton	0,013	.	8,50	=	0,11 kN/m²	1,35	0,15 kN/m²
g_1 celkem stálé zatížení - šikmý průmět					1,34 kN/m²	1,35	1,81 kN/m²
g celkem stálé zatížení - svislý průmět	1,34	/	cos 34°	=	**1,62 kN/m²**	**1,35**	**2,18 kN/m²**
Užitné zatížení					charakteristické	γ_Q	návrhové
q užitné zatížení	kategorie H		nepřístupná střecha		**0,75 kN/m²**	**1,50**	**1,13 kN/m²**

Zatížení sněhem

Tvarový součinitel pro pultové a sedlové střechy v případě pokud není bráněno sklouzávání sněhu ze střechy

sklon střechy α = 34,00 ° μ_1 = 0,69

Součinitel expozice Typ krajiny: normální C_e = 1,00

Tepelný součinitel C_t = 1,00

Charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi oblast: 2 **s_k = 1,00 kN/m²**

	μ_i	.	C_e	.	C_t	.	s_k			γ_Q	
s sníh	0,69	.	1,00	.	1,00	.	1,00	=	**0,69 kN/m²**	**1,50**	**1,04 kN/m²**

rozhodující je užitné zatížení

f celkové zatížení - svislý průmět									**2,37 kN/m²**	**1,40**	**3,31 kN/m²**

2.2 Návrh a posouzení krokve

Zatížení Kombinace zatížení jako méně příznivá kombinace z následujících dvou výrazů

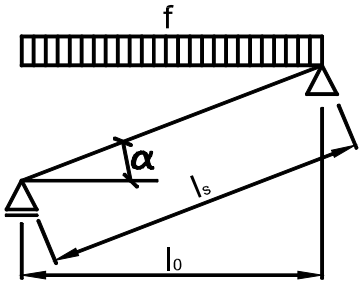
γ_G = 1,35 γ_Q = 1,50 $\psi_{0,1}$ = 0,70 ξ_1 = 0,85

Kombinace 1	γ_Q	.	$\psi_{0,1}$	=	1,50	.	0,70	=	1,05		
							zatěžovací šířka			γ_G	
g_1 stálé zatížení					1,62	.	0,90	=	1,46 kN/m	1,35	1,96 kN/m
										$\gamma_Q \cdot \psi_{0,1}$	
q_1 proměnné zatížení					0,75	.	0,90	=	0,68 kN/m	1,05	0,71 kN/m
f_1 celkové zatížení									**2,13 kN/m**	**1,25**	**2,67 kN/m**
Kombinace 2	ξ_1	.	γ_G	=	0,85	.	1,35	=	1,15		
							zatěžovací šířka			$\xi_1 \cdot \gamma_G$	
g_2 stálé zatížení					1,62	.	0,90	=	1,46 kN/m	1,15	1,67 kN/m
										γ_Q	
q_2 proměnné zatížení					0,75	.	0,90	=	0,68 kN/m	1,50	1,01 kN/m
f_2 celkové zatížení									**2,13 kN/m**	**1,26**	**2,68 kN/m**

Rozhodující kombinace:

kombinace 2

Schéma konstrukce



rozpětí konstrukce l_0 = 3,50 m

úhel sklonu α = 34 °

délka nosníku l_s = 4,22 m

Vnitřní síly a reakce

M =	1/8	.	f	.	l_0^2					
M_g =	1/8	.	1,46	.	3,50 ²	=	2,23 kNm	1,15	=	2,56 kNm
M_q =	1/8	.	0,68	.	3,50 ²	=	1,03 kNm	1,50	=	1,55 kNm
celkový moment					**M_f**	=	**3,26 kNm**	**1,26**		**4,11 kNm**
R =	1/2	.	f	.	l_o					
R_g =	1/2	.	1,46	.	3,50	=	2,55 kN	1,15	=	2,92 kN
R_q =	1/2	.	0,68	.	3,50	=	1,18 kN	1,50	=	1,77 kN
celková reakce					**R_f**	=	**3,73 kN**	**1,26**		**4,69 kN**
N =	R	.	sin α							
N_g =	2,55	.	sin 34°			=	1,42 kN	1,15	=	1,63 kN
N_q =	1,18	.	sin 34°			=	0,66 kN	1,50	=	0,99 kN
celková normálová síla					**N_f**	=	**2,08 kN**	**1,26**		**2,62 kN**
V =	R	.	cos α							
V_g =	2,55	.	cos 34°			=	2,11 kN	1,15	=	2,42 kN
V_q =	1,18	.	cos 34°			=	0,98 kN	1,50	=	1,47 kN
celková posouvající síla					**V_f**	=	**3,09 kN**	**1,26**		**3,89 kN**

Pružné deformace

$$w_g = \frac{5 \cdot M_g \cdot l_s^2}{48 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 2{,}23 \cdot 4{,}22^2}{48 \cdot 10{,}00 \cdot 66{,}67}$$

w_g = 6,2 mm

$$w_q = \frac{5 \cdot M_q \cdot l_s^2}{48 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 1{,}03 \cdot 4{,}22^2}{48 \cdot 10{,}00 \cdot 66{,}67}$$

w_q = 2,9 mm

Zatížení moment k ose y M_{yd} = **4,11 kNm** posouvající síla V_d = **3,89 kN**

Prostředí - třída provozu **2** **Třída trvání zatížení** **střednědobé**

Návrh průřezu a dřeva

Dřevo typ dřeva **rostlé dřevo** $E_{0,mean}$ = 10,00 GPa $f_{m,k}$ = 22,00 MPa

třída dřeva **C22** $E_{0,05}$ = 6,70 GPa $f_{v,k}$ = 2,40 MPa

modifikační součinitel k_{mod} = 0,80 γ_M = 1,30

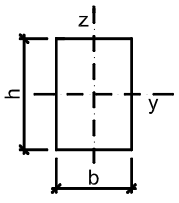
Průřez šířka průřezu b = **100** mm

výška průřezu h = **200** mm

plocha A = 20,00 10^3 . mm^2

moment setrvačnosti I_y = 66,67 10^6 . mm^4

průřezový modul W_y = 666,67 10^3 . mm^3



Geometrie délka nosníku l = **4,22** m **Podmínky**

délka nosníku nezajištěná proti příčné a torzní nestabilitě **klopení zajištěné**

l_t = **0,00** m

Posouzení - MSÚ - Ohyb s příčnou a torzní stabilitou

Součinitel příčné a torzní stability

typ nosníku **prostě podepřený** typ zatížení **spojité zatížení**

k_{crit} = 1,00

Návrhové pevnosti

$$f_{m,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M} = \frac{0,80 \cdot 22,00}{1,30} = 13,54 \text{ MPa}$$

$$\frac{M_{yd}}{k_{crit} \cdot W_y \cdot f_{m,d}} = \frac{4,11}{1,00 \cdot 666,67 \cdot 13,54} = \mathbf{0,46} < \mathbf{1,00}$$

vyhovuje

Posouzení - MSP - Deformace

Okamžitý průhyb od stálých zatížení $w_{inst,g}$ = **6,2 mm**

Okamžitý průhyb od proměnného zatížení $w_{inst,q}$ = **2,9 mm**

Celkový okamžitý průhyb $w_{inst,f}$ = **9,1 mm**

součinitel pro kvazistalou hodnotu proměnného zatížení: **střecha** $\psi_{2,q}$ = 0,0

modifikační součinitel deformace k_{def} = 0,80

Okamžitý průhyb

$$w_{inst,f} = \mathbf{9,1 \text{ mm}} < w_{lim,inst} = \frac{l}{300} = \frac{4222}{300} = \mathbf{14,1 \text{ mm}}$$

vyhovuje

Konečný průhyb

Konečný průhyb od stálých zatížení

$$w_{fin,g} = w_{inst,g} \cdot (1 + k_{def}) =$$

$$6,2 \cdot (1 + 0,80) = \mathbf{11,2 \text{ mm}}$$

Konečný průhyb od proměnného zatížení

$$w_{fin,q} = w_{inst,q} \cdot (1 + \psi_{2,q} \cdot k_{def}) =$$

$$2,9 \cdot (1 + 0,0 \cdot 0,80) = \mathbf{2,9 \text{ mm}}$$

Celkový konečný průhyb $w_{fin,f}$ = **14,0 mm**

$$w_{fin,f} = \mathbf{14,0 \text{ mm}} < w_{lim,fin} = \frac{l}{250} = \frac{4222}{250} = \mathbf{16,9 \text{ mm}}$$

vyhovuje

2.3 Návrh a posouzení vaznice

Zatížení Kombinace zatížení jako méně příznivá kombinace z následujících dvou výrazů

γ_G = 1,35 γ_Q = 1,50 $\psi_{0,1}$ = 0,70 ξ_1 = 0,85

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

			zatěžovací šířka		γ_G	
g_1	stálé zatížení	1,62	2,80	4,53 kN/m	1,35	6,11 kN/m
					$\gamma_Q \cdot \psi_{0,1}$	
q_1	proměnné zatížení	0,75	2,80	2,10 kN/m	1,05	2,21 kN/m
f_1	celkové zatížení			**6,63 kN/m**	**1,25**	**8,32 kN/m**

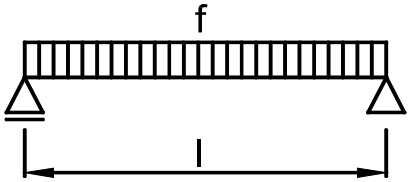
Kombinace 2 $\xi_1 \cdot \gamma_G = 0,85 \cdot 1,35 = 1,15$

			zatěžovací šířka		$\xi_1 \cdot \gamma_G$	
g_2	stálé zatížení	1,62	2,80	4,53 kN/m	1,15	5,20 kN/m
					γ_Q	
q_2	proměnné zatížení	0,75	2,80	2,10 kN/m	1,50	3,15 kN/m
f_2	celkové zatížení			**6,63 kN/m**	**1,26**	**8,35 kN/m**

Rozhodující kombinace:

kombinace 2

Schéma konstrukce



rozpětí konstrukce l = 3,00 m

Vnitřní síly a reakce

M	=	1/8	. f	. l^2						
M_g	=	1/8	. 4,53	. 3,00 ²	=	5,09 kNm	1,15	=	5,84 kNm
M_q	=	1/8	. 2,10	. 3,00 ²	=	2,36 kNm	1,50	=	3,54 kNm
celkový moment					M_f =	**7,46 kNm**	**1,26**		**9,39 kNm**
V	=	1/2	. f	. l					
V_g	=	1/2	. 4,53	. 3,00	=	6,79 kN	1,15	=	7,79 kN
V_q	=	1/2	. 2,10	. 3,00	=	3,15 kN	1,50	=	4,73 kN
celková posouvající síla a reakce					V_f =	**9,94 kN**	**1,26**		**12,52 kN**

Pružné deformace

$$w_g = \frac{5 \cdot M_g \cdot l^2}{48 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 5{,}09 \cdot 3{,}00^2}{48 \cdot 10{,}00 \cdot 106{,}48}$$

w_g = **4,5 mm**

$$w_q = \frac{5 \cdot M_q \cdot l^2}{48 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 2{,}36 \cdot 3{,}00^2}{48 \cdot 10{,}00 \cdot 106{,}48}$$

w_q = **2,1 mm**

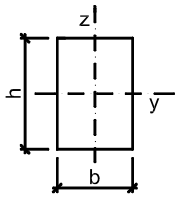
Zatížení moment k ose y M_{yd} = **9,39 kNm** posouvající síla V_d = **12,52 kN**

Prostředí - třída provozu **2** **Třída trvání zatížení** **střednědobé**

Návrh průřezu a dřeva

Dřevo	typ dřeva	**rostlé dřevo**	$E_{0,mean}$ = 10,00 GPa	$f_{m,k}$ = 22,00 MPa
	třída dřeva	**C22**	$E_{0,05}$ = 6,70 GPa	$f_{v,k}$ = 2,40 MPa
		modifikační součinitel	k_{mod} = 0,80	γ_M = 1,30

Průřez	šířka průřezu	b = **120**	**mm**
	výška průřezu	h = **220**	**mm**
	plocha	A = 26,40	$10^3 \cdot mm^2$
	moment setrvačnosti	I_y = 106,48	$10^6 \cdot mm^4$
	průřezový modul	W_y = 968,00	$10^3 \cdot mm^3$



Geometrie délka nosníku l = **3,00 m** **Podmínky**

délka nosníku nezajištěná proti příčné a torzní nestabilitě **klopení zajištěné**

l_t = **0,00 m**

Posouzení - MSÚ - Ohyb s příčnou a torzní stabilitou

Součinitel příčné a torzní stability

typ nosníku **prostě podepřený** typ zatížení **spojité zatížení**

k_{crit} = 1,00

Návrhové pevnosti

$$f_{m,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M} = \frac{0{,}80 \cdot 22{,}00}{1{,}30} = 13{,}54 \text{ MPa}$$

$$\frac{M_{yd}}{k_{crit} \cdot W_y \cdot f_{m,d}} = \frac{9{,}39}{1{,}00 \cdot 968{,}00 \cdot 13{,}54} = \mathbf{0{,}72} < \mathbf{1{,}00}$$

vyhovuje

Posouzení - MSÚ - Smyk

součinitel vlivu vysušených trhlin $k_{cr} = 0,67$

efektivní šířka průřezu $b_{ef} = k_{cr} \cdot b = 0,67 \cdot 120,00 = 80$ mm

efektivní plocha $A_{ef} = 17,69\ 10^3 \cdot mm^2$

Návrhové pevnosti

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{v,k}}{\gamma_M} = \frac{0,80 \cdot 2,40}{1,30} = 1,48 \text{ MPa}$$

$$\frac{3 \cdot V_d}{2 \cdot A_{ef} \cdot f_{v,d}} = \frac{3 \cdot 12,52}{2 \cdot 17,69 \cdot 1,48} = \mathbf{0,72} < \mathbf{1,00}$$

vyhovuje

Posouzení - MSP - Deformace

Okamžitý průhyb od stálých zatížení $w_{inst,g} = $ **4,5 mm**

Okamžitý průhyb od proměnného zatížení $w_{inst,q} = $ **2,1 mm**

Celkový okamžitý průhyb $w_{inst,f} = $ **6,6 mm**

součinitel pro kvazistalou hodnotu proměnného zatížení: **střecha** $\psi_{2,q} = 0,0$

modifikační součinitel deformace $k_{def} = 0,80$

Okamžitý průhyb

$$w_{inst,f} = \mathbf{6,6\ mm} < w_{lim,inst} = \frac{l}{300} = \frac{3000}{300} = \mathbf{10,0\ mm}$$

vyhovuje

Konečný průhyb

Konečný průhyb od stálých zatížení

$$w_{fin,g} = w_{inst,g} \cdot (1 + k_{def}) =$$

$$4,5 \cdot (1 + 0,80) = \mathbf{8,1\ mm}$$

Konečný průhyb od proměnného zatížení

$$w_{fin,q} = w_{inst,q} \cdot (1 + \psi_{2,q} \cdot k_{def}) =$$

$$2,1 \cdot (1 + 0,0 \cdot 0,80) = \mathbf{2,1\ mm}$$

Celkový konečný průhyb $w_{fin,f} = $ **10,2 mm**

$$w_{fin,f} = \mathbf{10,2\ mm} < w_{lim,fin} = \frac{l}{250} = \frac{3000}{250} = \mathbf{12,0\ mm}$$

vyhovuje

2.4 Návrh a posouzení pozednice

Zatížení Kombinace zatížení jako méně příznivá kombinace z následujících dvou výrazů

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

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

		zatěžovací plocha			γ_G	
G_1 stálé zatížení	1,62 ·	0,70 ·	2,80	= 3,17 kN	1,35	4,28 kN
					$\gamma_Q \cdot \psi_{0,1}$	
Q_1 proměnné zatížení	0,75 ·	0,70 ·	2,80	= 1,47 kN	1,05	1,54 kN
F_1 celkové zatížení				**4,64 kN**	**1,25**	**5,82 kN**

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

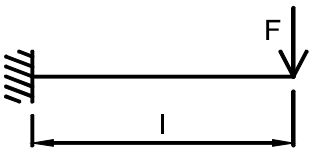
				$\xi_1 \cdot \gamma_G$	
G_2 stálé zatížení			3,17 kN	1,15	3,64 kN
				γ_Q	
Q_2 proměnné zatížení			1,47 kN	1,50	2,21 kN
F_2 celkové zatížení			**4,64 kN**	**1,26**	**5,84 kN**

Rozhodující kombinace:

kombinace 2

Schéma konstrukce

délka konstrukce l = 0,90 m



Vnitřní síly a reakce

$M = F \cdot l$

M_g =	3,17	.	0,90	=	2,85 kNm	1,15	=	3,27 kNm
M_q =	1,47	.	0,90	=	1,32 kNm	1,50	=	1,98 kNm
celkový moment				**M_f =**	**4,18 kNm**	**1,26**		**5,26 kNm**

$V = F$

V_g =	3,17	=	3,17 kN	1,15	=	3,64 kN
V_q =	1,47	=	1,47 kN	1,50	=	2,21 kN
celková posouvající síla a reakce		**V_f =**	**4,64 kN**	**1,26**		**5,84 kN**

Pružné deformace

$$w_g = \frac{1 \cdot M_g \cdot l^2}{3 \cdot E \cdot I} = \frac{1 \cdot 2,85 \cdot 0,90^2}{3 \cdot 10,00 \cdot 66,00}$$

w_g = 1,2 mm

$$w_q = \frac{1 \cdot M_q \cdot l^2}{3 \cdot E \cdot I} = \frac{1 \cdot 1,32 \cdot 0,90^2}{3 \cdot 10,00 \cdot 66,00}$$

w_q = 0,5 mm

Zatížení moment k ose y M_{yd} = **5,26 kNm** posouvající síla V_d = **5,84 kN**

Prostředí - třída provozu **2** **Třída trvání zatížení** **střednědobé**

Návrh průřezu a dřeva

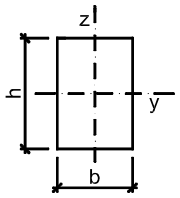
Dřevo typ dřeva **rostlé dřevo** $E_{0,mean}$ = 10,00 GPa $f_{m,k}$ = 22,00 MPa

třída dřeva **C22** $E_{0,05}$ = 6,70 GPa $f_{v,k}$ = 2,40 MPa

modifikační součinitel k_{mod} = 0,80 γ_M = 1,30

Průřez

šířka průřezu	b =	**160**	**mm**
výška průřezu	h =	**140**	**mm**
plocha	A =	22,40	$10^3 \cdot mm^2$
moment setrvačnosti	I_y =	36,59	$10^6 \cdot mm^4$
průřezový modul	W_y =	522,67	$10^3 \cdot mm^3$



Geometrie délka nosníku l = **0,90 m** **Podmínky**

délka nosníku nezajištěná proti příčné a torzní nestabilitě **klopení nezajištěné**

l_t = **0,90 m**

Posouzení - MSÚ - Ohyb s příčnou a torzní stabilitou

Součinitel příčné a torzní stability

typ nosníku **konzola** typ zatížení **síla**

k_{crit} = 1,00

Návrhové pevnosti

$$f_{m,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M} = \frac{0,80 \cdot 22,00}{1,30} = 13,54 \text{ MPa}$$

$$\frac{M_{yd}}{k_{crit} \cdot W_y \cdot f_{m,d}} = \frac{5,26}{1,00 \cdot 522,67 \cdot 13,54} = \mathbf{0,74} < \mathbf{1,00}$$

vyhovuje

Posouzení - MSÚ - Smyk

součinitel vlivu vysušených trhlin $k_{cr} = 0,67$

efektivní šířka průřezu $b_{ef} = k_{cr} \cdot b = 0,67 \cdot 160,00 = 107$ mm

efektivní plocha $A_{ef} = 15,01\ 10^3 \cdot mm^2$

Návrhové pevnosti

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{v,k}}{\gamma_M} = \frac{0,80 \cdot 2,40}{1,30} = 1,48 \text{ MPa}$$

$$\frac{3 \cdot V_d}{2 \cdot A_{ef} \cdot f_{v,d}} = \frac{3 \cdot 5,84}{2 \cdot 15,01 \cdot 1,48} = \mathbf{0,40} < \mathbf{1,00}$$

vyhovuje

Posouzení - MSP - Deformace

Okamžitý průhyb od stálých zatížení $w_{inst,g} = 1,2$ mm

Okamžitý průhyb od proměnného zatížení $w_{inst,q} = 0,5$ mm

Celkový okamžitý průhyb $w_{inst,f} = 1,7$ mm

součinitel pro kvazistalou hodnotu proměnného zatížení: **střecha** $\psi_{2,q} = 0,0$

modifikační součinitel deformace $k_{def} = 0,80$

Okamžitý průhyb

$$w_{inst,f} = 1,7 \text{ mm} < w_{lim,inst} = \frac{l}{150} = \frac{900}{150} = 6,0 \text{ mm}$$

vyhovuje

Konečný průhyb

Konečný průhyb od stálých zatížení

$$w_{fin,g} = w_{inst,g} \cdot (1 + k_{def}) =$$

$$1,2 \cdot (1 + 0,80) = 2,1 \text{ mm}$$

Konečný průhyb od proměnného zatížení

$$w_{fin,q} = w_{inst,q} \cdot (1 + \psi_{2,q} \cdot k_{def}) =$$

$$0,5 \cdot (1 + 0,0 \cdot 0,80) = 0,5 \text{ mm}$$

Celkový konečný průhyb $w_{fin,f} = 2,6$ mm

$$w_{fin,f} = 2,6 \text{ mm} < w_{lim,fin} = \frac{l}{125} = \frac{900}{125} = 7,2 \text{ mm}$$

vyhovuje

2.5 Zatížení zděnou stěnou

Skladba stěny	tloušťka		objemová tíha	charakteristické	γ_G	návrhové
izolace	0,160	.	1,50 =	0,24 kN/m²	1,35	0,32 kN/m²
tíha stěny	0,250	.	10,00 =	2,50 kN/m²	1,35	3,38 kN/m²
omítka	0,020	.	18,00 =	0,36 kN/m²	1,35	0,49 kN/m²
g zatížení na m² stěny				**3,10 kN/m²**	**1,35**	**4,19 kN/m²**

2.6 Zatížení klinker fasádou

Skladba stěny	tloušťka		objemová tíha	charakteristické	γ_G	návrhové
vlastnít tíha	0,150	.	18,00 =	2,70 kN/m²	1,35	3,65 kN/m²
g zatížení na m² stěny				**2,70 kN/m²**	**1,35**	**3,65 kN/m²**

2.7 Zatížení desky nad stávajícím vodojemem

Skladba stropu	tloušťka		objemová tíha	charakteristické	γ_G	návrhové
nášlapná vrstva	0,025	.	22,00 =	0,55 kN/m²	1,35	0,74 kN/m²
vlastní tíha desky	**0,180**	.	25,00 =	4,50 kN/m²	1,35	6,08 kN/m²
g celkem stálé zatížení				**5,05 kN/m²**	**1,35**	**6,82 kN/m²**
Proměnné zatížení				charakteristické	γ_Q	návrhové
q užitné zatížení				**2,50 kN/m²**	**1,50**	**3,75 kN/m²**
f celkové zatížení				**7,55 kN/m²**	**1,40**	**10,57 kN/m²**

2.8 Návrh a posouzení desky nad stávajícím vodojemem

Zatížení Kombinace zatížení jako méně příznivá kombinace z následujících dvou výrazů

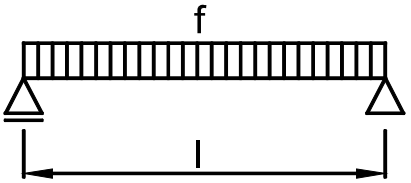
γ_G = 1,35 γ_Q = 1,50 $\psi_{0,1}$ = 0,70 ξ_1 = 0,85

Kombinace 1		γ_Q	.	$\psi_{0,1}$	=	1,50	. 0,70	= 1,05	
						zatěžovací šířka		γ_G	
g_1	stálé zatížení					5,05	. 1,30	= 6,57 kN/m	1,35 8,86 kN/m
									$\gamma_Q \cdot \psi_{0,1}$
q_1	proměnné zatížení					2,50	. 1,30	= 3,25 kN/m	1,05 3,41 kN/m
f_1	celkové zatížení							**9,82 kN/m**	**1,25** **12,28 kN/m**
Kombinace 2		ξ_1	.	γ_G	=	0,85	. 1,35	= 1,15	
						zatěžovací šířka			$\xi_1 \cdot \gamma_G$
g_2	stálé zatížení					5,05	. 1,30	= 6,57 kN/m	1,15 7,53 kN/m
									γ_Q
q_2	proměnné zatížení					2,50	. 1,30	= 3,25 kN/m	1,50 4,88 kN/m
f_2	celkové zatížení							**9,82 kN/m**	**1,26** **12,41 kN/m**

Rozhodující kombinace:

kombinace 2

Schéma konstrukce



rozpětí konstrukce l = 2,00 m

Vnitřní síly a reakce

M	=	1/8	.	f	.	l^2					
M_g	=	1/8	.	6,57	.	2,00 ²	=	3,28 kNm	1,15	=	3,77 kNm
M_q	=	1/8	.	3,25	.	2,00 ²	=	1,63 kNm	1,50	=	2,44 kNm
celkový moment							**M_f**	=	**4,91 kNm**	**1,26**	**6,20 kNm**
V	=	1/2	.	f	.	l					
V_g	=	1/2	.	6,57	.	2,00	=	6,57 kN	1,15	=	7,53 kN
V_q	=	1/2	.	3,25	.	2,00	=	3,25 kN	1,50	=	4,88 kN
celková posouvající síla a reakce							**V_f**	=	**9,82 kN**	**1,26**	**12,41 kN**

Pružné deformace

$$w_g = \frac{5 \cdot M_g \cdot l^2}{48 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 3{,}28 \cdot 2{,}00^2}{48 \cdot 31{,}00 \cdot 486{,}00}$$

w_g = 0,1 mm

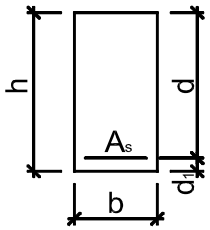
$$w_q = \frac{5 \cdot M_q \cdot l^2}{48 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 1{,}63 \cdot 2{,}00^2}{48 \cdot 31{,}00 \cdot 486{,}00}$$

w_g = 0,0 mm

w_f = 0,1 mm

Zatížení M_d = **6,20 kNm** V_d = **12,41 kN**

Návrh průřezu, betonu



Rozměry b = **1,00 m** γ_c = 1,50

h = **0,18 m** α_{cc} = 1,0

Beton **C25/ 30** f_{ck} = 25,00 MPa

E_{cm} = 31,00 GPa f_{ctm} = 2,60 MPa f_{cd} = 16,67 MPa

I_c = 486 .10-6 m^4 f_{cm} = 38,00 MPa ε_{cu3} = 3,50

A_c = 0,180 m² η = 1,00 λ = 0,80

Návrh ohybové výztuže třída tažnosti

Výztuž	B500 B	f_{yk} =	500,00 MPa	γ_s =	1,15		
Počet ks na b	6,67 ks	f_{yd} =	434,78 MPa	E_s =	200,00 GPa		
Průměr výztuže	Ø10	ε_{yd} =	2,17	$\xi_{bal,1}$ =	0,62		
Krytí výztuže	c = 30 mm	Plocha výztuže na b		$A_{s,prov}$ =	524 .10-6 m²		
		d_1 =	35 mm	d =	145 mm		

Posouzení - MSÚ - Ohyb

Kontrola vyztužení

$A_{s1,min}$ = 189 .10-6 m²	<	524 .10-6 m²		
$A_{s,max}$ = 7200 .10-6 m²	>	524 .10-6 m²		vyhovuje

Otlačení betonu vyhovuje

M_{Rd} = 31,45 kNm	>	**M_d = 6,20 kNm**	vyhovuje

Posouzení - MSP - Deformace

Poměr kvazistalé kombinace k charakteristické kombinaci

$$\frac{G + \psi_2 \cdot Q}{G + Q} = \frac{6{,}57 + 0{,}50 \cdot 3{,}25}{6{,}57 + 3{,}25} = 0{,}83$$

Moment od zatížení kvazistalé kombinace

$M_{kqp} = 0{,}83 \cdot M_k$

$M_{kqp} = 0{,}83 \cdot 4{,}91 =$ **4,10 kNm**

Průžná deformace od kvazistálé kombinace

$w_{elqp} = 0{,}83 \cdot w_{el}$

$w_{elqp} = 0{,}83 \cdot 0{,}14 =$ **0,1 mm**

Rozpětí konstrukce	l = **2,00 m**	Začátek smršťování (dny)	$t_{0,s}$ =	**5**	
Prostředí :relativní vlhkost	RH = **50%**	Vyšetřovaný okamžik (dny)	t (25 let) =	**9 125**	
Začátek dotvarovaní (dny)	$t_{0,c}$ = **28**	Charakter zatížení	β =	**0,50**	

Obvod prvku vystavený okolnímu prostředí u = **2,00 m**

Součinitel dotvarování pro zatížení

$\phi_c(t,t_0) = \phi_0 \cdot \beta_c(t,t_0) = 2{,}51 \cdot 0{,}98 =$ **2,47**

Součinitel dotvarování pro smršťování

$\phi_s(t,t_0) = \phi_0 \cdot \beta_s(t,t_0) = 3{,}47 \cdot 0{,}98 =$ **3,42**

Celkové poměrné smršťování

$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 0{,}000558 + 0{,}000037 =$ **0,0005952**

Deformace od dlouhodobého zatížení

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

$E_{cm} \cdot I_c = 31{,}00 \cdot 486{,}00 =$ **15,07 MNm²**

Ohybová tuhost betonového průřezu s výztuží s uvážovaným dotvarováním

$E_{c,eff} \cdot I_i = 8{,}94 \cdot 0{,}0005193 =$ **4,64 MNm²**

$M_{cr,lt}$ = 15,58 kNm > M_{kqp} = 4,10 kNm trhliny se neočekávají

Ohybová tuhost průřezu s trhlinami s uvažovaným dotvarováním

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

$B = 4{,}64 \cdot (1 - 0{,}50) + 1{,}31 \cdot 0{,}50 =$ **2,98 MNm²**

Průžná deformace do vzniku trhlin

$w_{el,cr} = w_{elqp} \cdot M_{cr,lt} / M_{kqp} = 0{,}1 \cdot 4{,}10 / 4{,}10 =$ 0,1 mm

Deformace do vzniku trhlin s dotvarováním

$w_{el,cr,\phi} = w_{el,cr} \cdot E_{cm} \cdot I_c / E_{c,eff} \cdot I_i = 0{,}1 \cdot 15{,}07 / 4{,}64 =$ 0,4 mm

Průžná deformace po vzniku trhlin

$w_{el,B} = w_{elqp} - w_{el,cr} = 0{,}1 - 0{,}1 =$ 0,0 mm

Deformace po vzniku trhlin s dotvarováním

$w_{el,B,\phi} = w_{el,B} \cdot E_{cm} \cdot I_c / B = 0{,}00 \cdot 15{,}07 / 2{,}98 =$ 0,0 mm

$w_f = w_{el,cr,\phi} + w_{el,B,\phi} = 0{,}4 + 0{,}0 =$ **0,4 mm**

Deformace od smršťování k = 0,089

$w_{cs} = k \cdot 1/r_{cs} \cdot l^2 = 0{,}089 \cdot 0{,}00276 \cdot 2{,}00^2 =$ **1,0 mm**

Ing. Michal Kubalík - statika pozemních staveb
tel.: 777 891 331, e-mail: michalkubalik@seznam.cz

Celková deformace od dlouhodobého zatížení a smršťování

w_{lim} = l / 250 = 2,00 / 250

w_{cel} = w_f + w_{cs} = 0,4 + 1,0

w_{cel} = **1,4 mm** < w_{lim} = **8,0 mm** **vyhovuje**

Posouzení - MSP - Omezení napětí

Kontrola napětí v betonu

σ_c = M_k . x / I_{ir} = 4,10 . 0,0477 / 0,000147

σ_c = **1,33 MPa** < **0,45** . f_{ck} = 0,45 . 25,00 = **11,25 MPa**

vyhovuje

Kontrola napětí ve výztuži

σ_x = α_e . M_k (d - x) / I_{ir}

σ_x = 22,38 . 4,10 0,097 / 0,000147

σ_x = **60,59 MPa** < **0,8** . f_{yk} = 0,8 . 500,00 = **400,00 MPa**

vyhovuje

Posouzení - MSP - Trhliny

Moment od celkového zatížení M_k = **4,91 kNm**

$M_{cr,lt}$ = **14,42 kNm** > M_k = **4,91 kNm** **trhliny se neočekávají**

w_k = **0,00 mm** < w_{lim} = **0,30 mm** **šířka trhliny vyhovuje**

2.9 Návrh a posouzení ŽB trámu na konci desky

Zatížení Kombinace zatížení jako méně příznivá kombinace z následujících dvou výrazů

γ_G = 1,35 γ_Q = 1,50 $\psi_{0,1}$ = 0,70 ξ_1 = 0,85

Kombinace 1 γ_Q . $\psi_{0,1}$ = 1,50 . 0,70 = 1,05

		zat. šířka nebo výška			γ_G	
stálé zatížení střechy		1,62 . 2,10 =	3,40 kN/m			
tíha stěny		3,10 . 1,50 =	4,65 kN/m			
tíha klinker fasády		2,70 . 1,90 =	5,13 kN/m			
stálé zatížení z desky		5,05 . 1,10 =	5,56 kN/m			
		průřez trámu				
vlastní tíha	25,00 .	**0,25** . **0,58** =	3,63 kN/m			
g_1 stálé zatížení			22,36 kN/m		1,35	30,18 kN/m
					$\gamma_Q \cdot \psi_{0,1}$	
proměnné zatížení střechy		0,75 . 2,10 =	1,58 kN/m			
proměnné zatížení z desky		2,50 . 1,10 =	2,75 kN/m			
q_1 proměnné zatížení			4,33 kN/m		1,05	4,54 kN/m
f_1 celkové zatížení			**26,68 kN/m**		**1,30**	**34,72 kN/m**

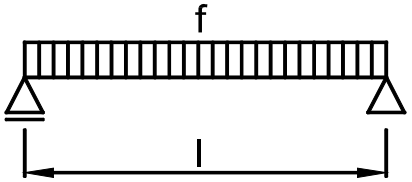
Kombinace 2 ξ_1 . γ_G = 0,85 . 1,35 = 1,15

				$\xi_1 \cdot \gamma_G$	
g_2 stálé zatížení		22,36 kN/m		1,15	25,65 kN/m
				γ_Q	
q_2 proměnné zatížení		4,33 kN/m		1,50	6,49 kN/m
f_2 celkové zatížení		**26,68 kN/m**		**1,20**	**32,14 kN/m**

Rozhodující kombinace:

kombinace 1

Schéma konstrukce



rozpětí konstrukce l = 3,20 m

Vnitřní síly a reakce

M	=	1/8	. f	. l^2						
M_g	=	1/8	. 22,36	. 3,20 ²	=	28,62 kNm	1,35	=	38,63 kNm
M_q	=	1/8	. 4,33	. 3,20 ²	=	5,54 kNm	1,05	=	5,81 kNm
celkový moment					M_f =	**34,15 kNm**	**1,30**		**44,44 kNm**
V	=	1/2	. f	. l					
V_g	=	1/2	. 22,36	. 3,20	=	35,77 kN	1,35	=	48,29 kN
V_q	=	1/2	. 4,33	. 3,20	=	6,92 kN	1,05	=	7,27 kN
celková posouvající síla a reakce					V_f =	**42,69 kN**	**1,30**		**55,55 kN**

Pružné deformace

$$w_g = \frac{5 \cdot M_g \cdot l^2}{48 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 28{,}62 \cdot 3{,}20^2}{48 \cdot 31{,}00 \cdot 4064{,}83}$$

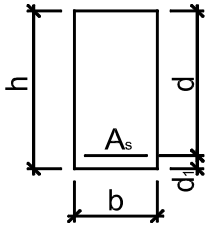
w_g = **0,2 mm**

$$w_q = \frac{5 \cdot M_q \cdot l^2}{48 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 5{,}54 \cdot 3{,}20^2}{48 \cdot 31{,}00 \cdot 4064{,}83}$$

w_q = **0,0 mm**

w_f = **0,3 mm**

Zatížení M_d = **44,44 kNm** V_d = **55,55 kN**



Návrh průřezu, betonu

Rozměry	b = **0,25 m**	γ_c = 1,50				
	h = **0,58 m**	α_{cc} = 1,0				
Beton	**C25/ 30**	f_{ck} = 25,00 MPa				
	E_{cm} = 31,00 GPa	f_{ctm} = 2,60 MPa		f_{cd} = 16,67 MPa		
	I_c = 4065 .10-6 m^4	f_{cm} = 38,00 MPa		ε_{cu3} = 3,50		
	A_c = 0,145 m²	η = 1,00		λ = 0,80		

Návrh ohybové výztuže třída tažnosti

Výztuž	**B500 B**	f_{yk} = 500,00 MPa		γ_s = 1,15		
Počet ks na b	**4,00 ks**	f_{yd} = 434,78 MPa		E_s = 200,00 GPa		
Průměr výztuže	**Ø10**	ε_{yd} = 2,17		$\xi_{bal,1}$ = 0,62		
Krytí výztuže	c = **40 mm**	Plocha výztuže na b		$A_{s,prov}$ = 314 .10-6 m²		
		d_1 = 45 mm		d = 535 mm		

Posouzení - MSÚ - Ohyb

Kontrola vyztužení

$A_{s1,min}$ =	174 .10-6 m²	<	314 .10-6 m²		
$A_{s,max}$ =	5800 .10-6 m²	>	314 .10-6 m²		**vyhovuje**
Otlačení betonu					**vyhovuje**
M_{Rd} =	**70,84 kNm**	>	M_d = **44,44 kNm**		**vyhovuje**

Posouzení - MSÚ - Smyk **ohybová výztuž zakotvená za místem smykové síly min. 100mm**

Únosnost betonu ve smyku

$V_{Rd,c}$ =	**47,88 kN**	<	V_d = **55,55 kN**	
				nutné vyztužit průřez smykovou výztuží!

Návrh smykové výztuže

Průměr výztuže **Ø8** A_{sw} = 101 .10-6 m²

Střižnost **2** sklon třmínků: α = **90,00 °**

vzdálenost tř. s = **200 mm** vliv tlakové síly: α_{cw} = **1,00**

Kontrola vzdálenosti třmínků $s_{max} = 0{,}75 \cdot d \cdot (1 + \cot\alpha)$

$s_{max} = 0{,}75 \cdot 535 \cdot (1 + 0{,}00)$

Vzdálenost třmínků s_{max} = 400 mm > 200 mm **vyhovuje**

Omezení smyk. vyztužení ρ_w = 0,00201 > 0,00080 **vyhovuje**

Únosnost tlakových diagonál

$V_{Rd,max}$ = 373,58 kN > V_d = 55,55 kN vyhovuje

Únosnost smykové výztuže v šikmé trhlině

$V_{Rd,s}$ = 263,07 kN > V_d = 55,55 kN vyhovuje

Posouzení - MSP - Deformace

Poměr kvazistalé kombinace k charakteristické kombinaci

$$\frac{G + \psi_2 \cdot Q}{G + Q} = \frac{22{,}36 + 0{,}50 \cdot 4{,}33}{22{,}36 + 4{,}33} = 0{,}92$$

Moment od zatížení kvazistalé kombinace $M_{kqp} = 0{,}92 \cdot M_k$

$M_{kqp} = 0{,}92 \cdot 34{,}15 =$ **31,38 kNm**

Průžná deformace od kvazistálé kombinace $w_{elqp} = 0{,}92 \cdot w_{el}$

$w_{elqp} = 0{,}92 \cdot 0{,}29 =$ **0,3 mm**

Rozpětí konstrukce l = **3,20 m** Začátek smršťování (dny) $t_{0,s}$ = **5**

Prostředí :relativní vlhkost RH = **50%** Vyšetřovaný okamžik (dny) t (25 let) = **9 125**

Začátek dotvarovaní (dny) $t_{0,c}$ = **28** Charakter zatížení β = **0,50**

Obvod prvku vystavený okolnímu prostředí u = **1,66 m**

Součinitel dotvarování pro zatížení

$\phi_c(t,t_0)$ = $\phi_0 \cdot \beta_c(t,t_0)$ = 2,52 . 0,98 = 2,48

Součinitel dotvarování pro smršťování

$\phi_s(t,t_0)$ = $\phi_0 \cdot \beta_s(t,t_0)$ = 3,49 . 0,98 = 3,43

Celkové poměrné smršťování

ε_{cs} = $\varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t)$ = 0,000558 + 0,000037 = 0,0005955

Deformace od dlouhodobého zatížení

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

$E_{cm} \cdot I_c$ = 31,00 . 4064,83 = 126,01 MNm²

Ohybová tuhost betonového průřezu s výztuží s uvážovaným dotvarováním

$E_{c,eff} \cdot I_i$ = 8,91 . 0,0044687 = 39,80 MNm²

$M_{cr,lt}$ = 41,70 kNm > M_{kqp} = 31,38 kNm trhliny se neočekávají

Ohybová tuhost průřezu s trhlinami s uvažovaným dotvarováním

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

B = 39,80 . (1 - 0,50) + 11,82 . 0,50 = **25,81 MNm²**

Průžná deformace do vzniku trhlin $w_{el,cr} = w_{elqp} \cdot M_{cr,lt} / M_{kqp}$

$w_{el,cr} = 0{,}3 \cdot 31{,}38 / 31{,}38 =$ 0,3 mm

Deformace do vzniku trhlin s dotvarováním $w_{el,cr,\phi} = w_{el,cr} \cdot E_{cm} \cdot I_c / E_{c,eff} \cdot I_i$

$w_{el,cr,\phi} = 0{,}3 \cdot 126{,}01 / 39{,}80 =$ 0,8 mm

Průžná deformace po vzniku trhlin $w_{el,B} = w_{elqp} - w_{el,cr}$

$w_{el,B} = 0{,}3 - 0{,}3 =$ 0,0 mm

Deformace po vzniku trhlin s dotvarováním $w_{el,B,\phi} = w_{el,B} \cdot E_{cm} \cdot I_c / B$

$w_{el,B,\phi} = 0{,}00 \cdot 126{,}01 / 25{,}81 =$ 0,0 mm

w_f = $w_{el,cr,\phi} + w_{el,B,\phi}$ = 0,8 + 0,0 = 0,8 mm

Deformace od smršťování k = **0,089**

w_{cs} = k . $1/r_{cs}$. l^2 = 0,089 . 0,00075 . 3,20 ² = 0,7 mm

Celková deformace od dlouhodobého zatížení a smršťování

w_{lim} = l / 250 = 3,20 / 250

w_{cel} = w_f + w_{cs} = 0,8 + 0,7

w_{cel} = **1,5 mm** < w_{lim} = **12,8 mm** **vyhovuje**

Posouzení - MSP - Omezení napětí

Kontrola napětí v betonu

σ_c = M_k . x / I_{ir} = 31,38 . 0,1478 / 0,001327

σ_c = **3,50 MPa** < **0,45** . f_{ck} = 0,45 . 25,00 = **11,25 MPa**

vyhovuje

Kontrola napětí ve výztuži

σ_x = α_e . M_k (d - x) / I_{ir}

σ_x = 22,46 . 31,38 0,387 / 0,001327

σ_x = **205,66 MPa** < **0,8** . f_{yk} = 0,8 . 500,00 = **400,00 MPa**

vyhovuje

Posouzení - MSP - Trhliny

Moment od celkového zatížení M_k = **34,15 kNm**

$M_{cr,lt}$ = **37,73 kNm** > M_k = **34,15 kNm** **trhliny se neočekávají**

w_k = **0,00 mm** < w_{lim} = **0,30 mm** **šířka trhliny vyhovuje**

2.10 Návrh a posouzení ŽB trámu konzoly

Zatížení - liniové Kombinace zatížení jako méně příznivá kombinace z následujících dvou výrazů

γ_G = 1,35 γ_Q = 1,50 $\psi_{0,1}$ = 0,70 ξ_1 = 0,85

Kombinace 1 γ_Q . $\psi_{0,1}$ = 1,50 . 0,70 = 1,05

		zatěžovací šířka		γ_G
tíha stěny	3,10 .	2,00	= 6,20 kN/m	
tíha klinker fasády	2,70 .	2,50	= 6,75 kN/m	
		průřez trámu		
vlastní tíha	25,00 .	**0,23** . **0,58**	= 3,34 kN/m	

g_1 stálé zatížení	16,29 kN/m	1,35	21,98 kN/m	
		$\gamma_Q \cdot \psi_{0,1}$		
q_1 proměnné zatížení	0,00 kN/m	1,05	0,00 kN/m	
f_1 celkové zatížení	**16,29 kN/m**	**1,35**	**21,98 kN/m**	

Kombinace 2 ξ_1 . γ_G = 0,85 . 1,35 = 1,15

		$\xi_1 \cdot \gamma_G$	
g_2 stálé zatížení	16,29 kN/m	1,15	18,69 kN/m
		γ_Q	
q_2 proměnné zatížení	0,00 kN/m	1,50	0,00 kN/m
f_2 celkové zatížení	**16,29 kN/m**	**1,15**	**18,69 kN/m**

Zatížení - osamělé břemeno Kombinace zatížení jako méně příznivá kombinace z následujících dvou výrazů

Kombinace 1

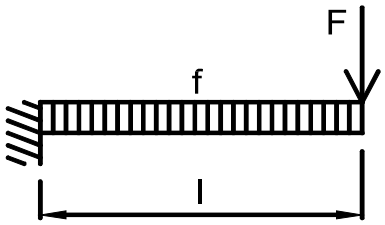
		γ_G	
reakce z trámu na konci desky od stálého zatížení	35,77 kN		
reakce z konzoly pozednice od stálého zatížení	3,17 kN		
G_1 stálé zatížení	38,94 kN	1,35	52,57 kN
		$\gamma_Q \cdot \psi_{0,1}$	
reakce z trámu na konci desky od proměnného zatížení	6,92 kN		
reakce z konzoly pozednice od proměnného zatížení	1,47 kN		
Q_1 proměnné zatížení	8,39 kN	1,05	8,81 kN
F_1 celkové zatížení	**47,33 kN**	**1,30**	**61,38 kN**

Kombinace 2			$\xi_1 \cdot \gamma_G$	
G_2 stálé zatížení		38,94 kN	1,15	44,68 kN
			γ_Q	
Q_2 proměnné zatížení		8,39 kN	1,50	12,59 kN
F_2 celkové zatížení		**47,33 kN**	**1,21**	**57,27 kN**

Rozhodující kombinace pro spojité zatížení: **kombinace 1**

Rozhodující kombinace pro osamělé břemeno: **kombinace 1**

Schéma konstrukce



geometrie konstrukce l = 2,30 m

Vnitřní síly a reakce

$M_f = 1/2 \cdot f \cdot l^2$

$M_F = F \cdot l$

$M_{f,g}$ =	1/2	.	16,29	.	2,30 ²	=	43,07 kNm	1,35	=	58,15 kNm
$M_{F,g}$ =			38,94	.	2,30	=	89,56 kNm	1,35	=	120,90 kNm
moment od stálého zatížení					**$M_{f,F,g}$**	=	**132,63 kNm**	**1,35**		**179,05 kNm**
$M_{f,q}$ =	1/2	.	0,00	.	2,30 ²	=	0,00 kNm	1,05	=	0,00 kNm
$M_{F,q}$ =			8,39	.	2,30	=	19,30 kNm	1,05	=	20,26 kNm
moment od proměnného zatížení					**$M_{f,F,q}$**	=	**19,30 kNm**	**1,05**		**20,26 kNm**
celkový moment					**$M_{f,F}$**	=	**151,93 kNm**	**1,31**		**199,31 kNm**

$V_f = f \cdot l$

$V_F = F$

$V_{f,g}$ =	16,29	.	2,30	=	37,46 kN	1,35	=	50,56 kN
$V_{F,g}$ =			38,94	=	38,94 kN	1,35	=	52,57 kN
posouvající síla od stálého zatížení			**$V_{f,F,g}$**	=	**76,39 kN**	**1,35**		**103,13 kN**
$V_{f,q}$ =	0,00	.	2,30	=	0,00 kN	1,05	=	0,00 kN
$V_{F,q}$ =			8,39	=	8,39 kN	1,05	=	8,81 kN
posouvající síla od proměnného zatížení			**$V_{f,F,q}$**	=	**8,39 kN**	**1,05**		**8,81 kN**
celková posouvající síla			**$V_{f,F}$**	=	**84,78 kN**	**1,32**		**111,94 kN**

Pružné deformace

$$w_f = \frac{1}{4} \cdot \frac{M_f \cdot l^2}{E \cdot I} + \frac{1}{3} \cdot \frac{M_F \cdot l^2}{E \cdot I}$$

$$w_g = \frac{1}{4} \cdot \frac{43{,}07 \cdot 2{,}30^2}{31{,}00 \cdot 3739{,}65} + \frac{1}{3} \cdot \frac{89{,}56 \cdot 2{,}30^2}{31{,}00 \cdot 3739{,}65}$$

w_g = 1,9 mm

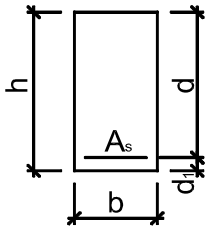
$$w_q = \frac{1}{4} \cdot \frac{0{,}00 \cdot 2{,}30^2}{31{,}00 \cdot 3739{,}65} + \frac{1}{3} \cdot \frac{19{,}30 \cdot 2{,}30^2}{31{,}00 \cdot 3739{,}65}$$

w_q = 0,3 mm

w_f = 2,1 mm

Zatížení M_d = **199,31 kNm** V_d = **111,94 kN**

Návrh průřezu, betonu



Rozměry	b =	**0,23 m**	γ_c =	1,50			
	h =	**0,58 m**	α_{cc} =	1,0			
Beton	**C25/**	**30**	f_{ck} =	25,00 MPa			
	E_{cm} =	31,00 GPa	f_{ctm} =	2,60 MPa	f_{cd} =	16,67 MPa	
	I_c =	3740 .10-6 m^4	f_{cm} =	38,00 MPa	ε_{cu3} =	3,50	
	A_c =	0,133 m²	η =	1,00	λ =	0,80	

Návrh ohybové výztuže třída tažnosti

Výztuž	B500 B	f_{yk} =	500,00 MPa	γ_s =	1,15		
Počet ks na b	3,00 ks	f_{yd} =	434,78 MPa	E_s =	200,00 GPa		
Průměr výztuže	Ø22	ε_{yd} =	2,17	$\xi_{bal,1}$ =	0,62		
Krytí výztuže	c = 40 mm	Plocha výztuže na b		$A_{s,prov}$ =	1140 .10-6 m²		
		d_1 =	51 mm	d =	529 mm		

Posouzení - MSÚ - Ohyb

Kontrola vyztužení

$A_{s1,min}$ =	158 .10-6 m²	<	1140 .10-6 m²	
$A_{s, max}$ =	5336 .10-6 m²	>	1140 .10-6 m²	vyhovuje

Otlačení betonu vyhovuje

M_{Rd} =	**230,23 kNm**	**>**	**M_d = 199,31 kNm**	**vyhovuje**

Posouzení - MSÚ - Smyk **ohybová výztuž zakotvená za místem smykové síly min. 100mm**

Únosnost betonu ve smyku

$V_{Rd,c}$ =	**67,47 kN**	**<**	**V_d = 111,94 kN**	

nutné vyztužit průřez smykovou výztuží!

Návrh smykové výztuže

Průměr výztuže	Ø8	A_{sw} =	101 .10-6 m²				
Střižnost	2			sklon třmínků:	α =	90,00 °	
vzdálenost tř.	s = 200 mm			vliv tlakové síly:	α_{cw} =	1,00	

Kontrola vzdálenosti třmínků $s_{max} = 0{,}75 \cdot d \cdot (1 + \cot\alpha)$

$s_{max} = 0{,}75 \cdot 529 \cdot (1 + 0{,}00)$

Vzdálenost třmínků	s_{max} =	397 mm	>	200 mm	vyhovuje
Omezení smyk. vyztužení	ρ_w =	0,00219	>	0,00080	vyhovuje

Únosnost tlakových diagonál

$V_{Rd,max}$ =	**339,84 kN**	**>**	**V_d = 111,94 kN**	**vyhovuje**

Únosnost smykové výztuže v šikmé trhlině

$V_{Rd,s}$ =	**260,12 kN**	**>**	**V_d = 111,94 kN**	**vyhovuje**

Posouzení - MSP - Deformace

Poměr kvazistalé kombinace k charakteristické kombinaci

$$\frac{G + \psi_2 \cdot Q}{G + Q} = \frac{132{,}63 + 0{,}50 \cdot 19{,}30}{132{,}63 + 19{,}30} = 0{,}94$$

Moment od zatížení kvazistalé kombinace

$M_{kqp} = 0{,}94 \cdot M_k$

$M_{kqp} = 0{,}94 \cdot 151{,}93 =$ **142,28 kNm**

Průžná deformace od kvazistálé kombinace

$w_{elqp} = 0{,}94 \cdot w_{el}$

$w_{elqp} = 0{,}94 \cdot 2{,}15 =$ **2,0 mm**

Rozpětí konstrukce	l =	2,30 m	Začátek smršťování (dny)	$t_{0,s}$ =	5
Prostředí :relativní vlhkost	RH =	50%	Vyšetřovaný okamžik (dny)	t (25 let) =	9 125
Začátek dotvarovaní (dny)	$t_{0,c}$ =	28	Charakter zatížení	β =	0,50

Obvod prvku vystavený okolnímu prostředí u = **1,62 m**

Součinitel dotvarování pro zatížení

$\phi_c(t,t_0)$ = $\phi_0 \cdot \beta_c(t,t_0) = 2{,}55 \cdot 0{,}98 =$ **2,51**

Součinitel dotvarování pro smršťování

$\phi_s(t,t_0)$ = $\phi_0 \cdot \beta_s(t,t_0) = 3{,}52 \cdot 0{,}98 =$ **3,47**

Celkové poměrné smršťování

ε_{cs} = $\varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 0{,}000558 + 0{,}000037 =$ **0,000596**

Ing. Michal Kubalík - statika pozemních staveb
tel.: 777 891 331, e-mail: michalkubalik@seznam.cz

Deformace od dlouhodobého zatížení

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

$E_{cm} \cdot I_c$ = 31,00 . 3739,65 = **115,93 MNm²**

Ohybová tuhost betonového průřezu s výztuží s uvažovaným dotvarováním

$E_{c,eff} \cdot I_i$ = 8,84 . 0,0049741 = **43,99 MNm²**

$M_{cr,lt}$ = **51,47 kNm** < M_{kqp} = **142,28 kNm** **trhliny se očekávají**

Ohybová tuhost průřezu s trhlinami s uvažovaným dotvarováním

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

B = 43,99 .(1 - 0,93)+ 28,35 . 0,93 = **29,37 MNm²**

Průžná deformace do vzniku trhlin

$w_{el,cr} = w_{elqp} \cdot M_{cr,lt} / M_{kqp}$ = 2,0 . 51,47 / 142,28 = 0,7 mm

Deformace do vzniku trhlin s dotvarováním

$w_{el,cr,\phi} = w_{el,cr} \cdot E_{cm} \cdot I_c / E_{c,eff} \cdot I_i$ = 0,7 . 115,93 / 43,99 = 1,9 mm

Průžná deformace po vzniku trhlin

$w_{el,B} = w_{elqp} - w_{el,cr}$ = 2,0 - 0,7 = 1,3 mm

Deformace po vzniku trhlin s dotvarováním

$w_{el,B,\phi} = w_{el,B} \cdot E_{cm} \cdot I_c / B$ = 1,28 . 115,93 / 29,37 = 5,1 mm

$w_f = w_{el,cr,\phi} + w_{el,B,\phi}$ = 1,9 + 5,1 = **7,0 mm**

Deformace od smršťování k = 0,089

w_{cs} = k . $1/r_{cs}$. l^2 = 0,089 . 0,00132 . 2,30 ² = **0,6 mm**

Celková deformace od dlouhodobého zatížení a smršťování

w_{lim} = l / 150 = 2,30 / 150

$w_{cel} = w_f + w_{cs}$ = 7,0 + 0,6

w_{cel} = **7,6 mm** < w_{lim} = **15,3 mm** **vyhovuje**

Posouzení - MSP - Omezení napětí

Kontrola napětí v betonu

$\sigma_c = M_k \cdot x / I_{ir}$ = 142,28 . 0,2501 / 0,003205

σ_c = **11,10 MPa** < **0,45** . f_{ck} = 0,45 . 25,00 = **11,25 MPa**

vyhovuje

Kontrola napětí ve výztuži

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

σ_x = 22,61 . 142,28 0,279 / 0,003205

σ_x = **279,97 MPa** < **0,8** . f_{yk} = 0,8 . 500,00 = **400,00 MPa**

vyhovuje

Posouzení - MSP - Trhliny

Moment od celkového zatížení M_k = **151,93 kNm**

$M_{cr,lt}$ = **37,96 kNm** < M_k = **151,93 kNm** **trhliny se očekávají**

w_k = **0,29 mm** < w_{lim} = **0,30 mm** **šířka trhliny vyhovuje**

2.11 Návrh a posouzení konzoly pro vynesení klinker fasády

Zatížení Kombinace zatížení jako méně příznivá kombinace z následujících dvou výrazů

γ_G = 1,35 γ_Q = 1,50 $\psi_{0,1}$ = 0,70 ξ_1 = 0,85

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

		výška	zatěžovací šířka		γ_G	
G_1 stálé zatížení	2,70 .	2,50 .	1,00	= 6,75 kN	1,35	9,11 kN
					$\gamma_Q \cdot \psi_{0,1}$	
Q_1 užitné zatížení				0,00 kN	1,05	0,00 kN
F_1 celkové zatížení				**6,75 kN**	**1,35**	**9,11 kN**

Kombinace 2 ξ_1 . γ_G = 0,85 . 1,35 = 1,15

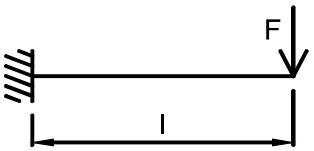
			$\xi_1 \cdot \gamma_G$	
G_2 stálé zatížení	6,75 kN	1,15	7,75 kN
		γ_Q	
Q_2 užitné zatížení	0,00 kN	1,50	0,00 kN
F_2 celkové zatížení	**6,75 kN**	**1,15**	**7,75 kN**

Rozhodující kombinace:

kombinace 1

Schéma konstrukce

délka konstrukce l = 0,300 m



Vnitřní síly a reakce

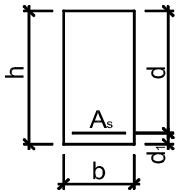
M = F . l

M_g =	6,75 . 0,30	=	2,03 kNm	1,35	=	2,73 kNm
M_q =	0,00 . 0,30	=	0,00 kNm	1,05	=	0,00 kNm
celkový moment		**M_f =**	**2,03 kNm**	**1,35**		**2,73 kNm**

V = F

V_g =	6,75	=	6,75 kN	1,35	=	9,11 kN
V_q =	0,00	=	0,00 kN	1,05	=	0,00 kN
celková posouvající síla a reakce		**V_f =**	**6,75 kN**	**1,35**		**9,11 kN**

Zatížení M_d = **2,73 kNm** V_d = **9,11 kN**



Návrh průřezu, betonu

Rozměry	b = **1,00 m**	γ_c =	1,50			
	h = **0,18 m**	α_{cc} =	1,0			
Beton	**C25/ 30**	f_{ck} =	25,00 MPa			
	E_{cm} = 31,00 GPa	f_{ctm} =	2,60 MPa	f_{cd} =	16,67 MPa	
	I_c = 486 .10-6 m^4	f_{cm} =	38,00 MPa	ε_{cu3} =	3,50	
	A_c = 0,180 m²	η =	1,00	λ =	0,80	

Návrh ohybové výztuže třída tažnosti

Výztuž	**B500 B**	f_{yk} =	500,00 MPa	γ_s =	1,15
Počet ks na b	**6,67 ks**	f_{yd} =	434,78 MPa	E_s =	200,00 GPa
Průměr výztuže	**Ø10**	ε_{yd} =	2,17	$\xi_{bal,1}$ =	0,62
Krytí výztuže	c = **40 mm**	Plocha výztuže na b		$A_{s,prov}$ =	524 .10-6 m²
		d_1 =	45 mm	d =	135 mm

Posouzení - MSÚ - Ohyb

Kontrola vyztužení

$A_{s1,min}$ =	176 .10-6 m²	<	524 .10-6 m²	
$A_{s,max}$ =	7200 .10-6 m²	>	524 .10-6 m²	**vyhovuje**
Otlačení betonu				**vyhovuje**
M_{Rd} =	**29,18 kNm**	**>**	**M_d = 2,73 kNm**	**vyhovuje**

Posouzení - MSÚ - Smyk **ohybová výztuž zakotvená za místem smykové síly min. 100mm**

Únosnost betonu ve smyku

$V_{Rd,c}$ =	**69,09 kN**	**>**	**V_d =**	**9,11 kN**

vyhovuje, není nutné vyztužit průřez smykovou výztuží

2.12 Návrh a posouzení podzemní stěny

Návrhový přístup 3 **Kombinace 1** : A1 + M2 + R3

součinitel zatížení pro stálé zatížení γ_{Eg} = 1,35

součinitel zatížení pro proměnné zatížení γ_{Eq} = 1,50

Parametry zeminy zemina **S5** SC písek hlinitý nebo jílovitý

$$\varphi_{ud} = \frac{\varphi_{un}}{\gamma_\varphi} = \frac{0°}{1,25} = 0°$$

$$\varphi_{efd} = \frac{\varphi_{efn}}{\gamma_\varphi} = \frac{26°}{1,25} = 21°$$

γ = 18,5 kg/m³

Součinitel zemního tlaku

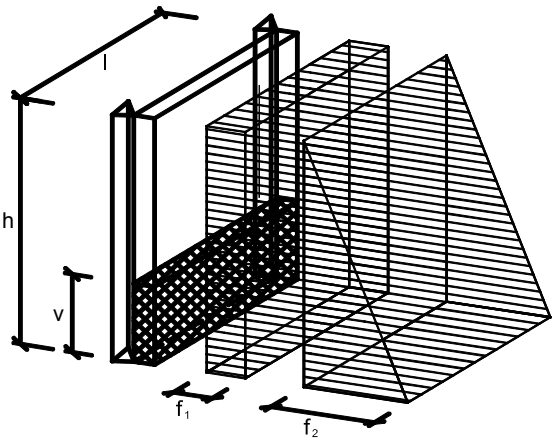
$K_o = 1 - \sin\varphi = 1 - \sin 21° = 0,64$

Zatížení stěny				K_o		γ	
f_1 užitné zatížení			2,50	0,64	**1,61 kN/m²**	**1,50**	**2,42 kN/m²**
f_2 zemina	18,50	.	2,70	0,64	**32,21 kN/m²**	**1,35**	**43,49 kN/m²**

Zatížení nosníku		h - (v/2)		h	zat. výška v		γ	
g stálé zatížení	32,21 .(	2,20	/	2,70).	1,00	**26,25 kN/m**	**1,35**	**35,43 kN/m**
q užitné zatížení				1,61 .	1,00	**1,61 kN/m**	**1,50**	**2,42 kN/m**

Schéma konstrukce

Vodorovně pnutý prostý nosník výšky v od spodní hrany stěny.



Geometrie

h = 2,70 m

l = 3,30 m

v = 1,00 m

Vnitřní síly a reakce

M =	1/8 .	f .	l^2					
M_g =	1/8 .	26,25 .	3,30 ²	=	35,73 kNm	1,35	=	48,23 kNm
M_q =	1/8 .	1,61 .	3,30 ²	=	2,19 kNm	1,50	=	3,29 kNm
celkový moment			**M_f**	=	**37,92 kNm**	**1,36**		**51,53 kNm**
V =	1/2 .	f .	l					
V_g =	1/2 .	26,25 .	3,30	=	43,31 kN	1,35	=	58,47 kN
V_q =	1/2 .	1,61 .	3,30	=	2,66 kN	1,50	=	3,99 kN
celková posouvající síla a reakce			**V_f**	=	**45,97 kN**	**1,36**		**62,46 kN**

Pružné deformace

$$w_g = \frac{5 . M_g . l^2}{48 . E . I} = \frac{5 . 35,73 . 3,30^2}{48 . 31,00 . 1013,92}$$

w_g = 1,3 mm

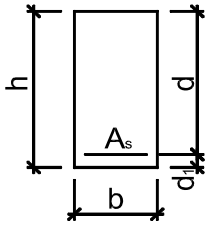
$$w_q = \frac{5 . M_q . l^2}{48 . E . I} = \frac{5 . 2,19 . 3,30^2}{48 . 31,00 . 1013,92}$$

w_q = 0,1 mm

w_f = 1,4 mm

Zatížení M_d = **51,53 kNm** V_d = **62,46 kN**

Návrh průřezu, betonu



Rozměry b = **1,00 m** γ_c = 1,50

h = **0,23 m** α_{cc} = 1,0

Beton **C25/ 30** f_{ck} = 25,00 MPa

E_{cm} = 31,00 GPa f_{ctm} = 2,60 MPa f_{cd} = 16,67 MPa

I_c = 1014 .10-6 m⁴ f_{cm} = 38,00 MPa ε_{cu3} = 3,50

A_c = 0,230 m² η = 1,00 λ = 0,80

Návrh ohybové výztuže třída tažnosti

Výztuž	B500 B	f_{yk} =	500,00 MPa	γ_s =	1,15
Počet ks na b	6,67 ks	f_{yd} =	434,78 MPa	E_s =	200,00 GPa
Průměr výztuže	Ø12	ε_{yd} =	2,17	$\xi_{bal,1}$ =	0,62
Krytí výztuže	c = 30 mm	Plocha výztuže na b		$A_{s,prov}$ =	754 .10-6 m²
		d_1 =	36 mm	d =	194 mm

Posouzení - MSÚ - Ohyb

Kontrola vyztužení

$A_{s1,min}$ =	252 .10-6 m²	<	754 .10-6 m²	
$A_{s,max}$ =	9200 .10-6 m²	>	754 .10-6 m²	**vyhovuje**
Otlačení betonu				**vyhovuje**
M_{Rd} =	**60,37 kNm**	**>**	**M_d = 51,53 kNm**	**vyhovuje**

Posouzení - MSÚ - Smyk **ohybová výztuž zakotvená za místem smykové síly min. 100mm**

Únosnost betonu ve smyku

$V_{Rd,c}$ = 99,35 kN > V_d = 62,46 kN

vyhovuje, není nutné vyztužit průřez smykovou výztuží

Posouzení - MSP - Deformace

Poměr kvazistalé kombinace k charakteristické kombinaci

$$\frac{G + \psi_2 \cdot Q}{G + Q} = \frac{35{,}73 + 0{,}50 \cdot 2{,}19}{35{,}73 + 2{,}19} = 0{,}97$$

Moment od zatížení kvazistalé kombinace $M_{kqp} = 0{,}97 \cdot M_k$

$M_{kqp} = 0{,}97 \cdot 37{,}92 =$ **36,83 kNm**

Průžná deformace od kvazistálé kombinace $w_{elqp} = 0{,}97 \cdot w_{el}$

$w_{elqp} = 0{,}97 \cdot 1{,}37 =$ **1,3 mm**

Rozpětí konstrukce	l =	**3,30 m**	Začátek smršťování (dny)	$t_{0,s}$ =	**5**
Prostředí :relativní vlhkost	RH =	**50%**	Vyšetřovaný okamžik (dny)	t (25 let) =	**9 125**
Začátek dotvarovaní (dny)	$t_{0,c}$ =	**28**	Charakter zatížení	β =	**0,50**

Obvod prvku vystavený okolnímu prostředí u = **2,00 m**

Součinitel dotvarování pro zatížení

$\phi_c(t,t_0)$ = $\phi_0 \cdot \beta_c(t,t_0)$ = 2,42 . 0,98 = **2,37**

Součinitel dotvarování pro smršťování

$\phi_s(t,t_0)$ = $\phi_0 \cdot \beta_s(t,t_0)$ = 3,34 . 0,98 = **3,28**

Celkové poměrné smršťování

ε_{cs} = $\varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t)$ = 0,000472 + 0,000037 = **0,0005094**

Deformace od dlouhodobého zatížení

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

$E_{cm} \cdot I_c$ = 31,00 . 1013,92 = 31,43 MNm²

Ohybová tuhost betonového průřezu s výztuží s uvážovaným dotvarováním

$E_{c,eff} \cdot I_i$ = 9,19 . 0,0011095 = 10,20 MNm²

$M_{cr,lt}$ = 26,29 kNm < M_{kqp} = 36,83 kNm trhliny se očekávají

Ohybová tuhost průřezu s trhlinami s uvažovaným dotvarováním

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

B = 10,20 . (1 - 0,75) + 3,35 . 0,75 = **5,10 MNm²**

Průžná deformace do vzniku trhlin

$w_{el,cr} = w_{elqp} \cdot M_{cr,lt} / M_{kqp} = 1{,}3 \cdot 26{,}29 / 36{,}83 =$ 0,9 mm

Deformace do vzniku trhlin s dotvarováním

$w_{el,cr,\phi} = w_{el,cr} \cdot E_{cm} \cdot I_c / E_{c,eff} \cdot I_i = 0{,}9 \cdot 31{,}43 / 10{,}20 =$ 2,9 mm

Průžná deformace po vzniku trhlin

$w_{el,B} = w_{elqp} - w_{el,cr} = 1{,}3 - 0{,}9 =$ 0,4 mm

Deformace po vzniku trhlin s dotvarováním

$w_{el,B,\phi}$ = $w_{el,B}$. E_{cm} . I_c / B = 0,38 . 31,43 / 5,10 = 2,3 mm

w_f = $w_{el,cr,\phi}$ + $w_{el,B,\phi}$ = 2,9 + 2,3 = **5,3 mm**

Deformace od smršťování k = 0,089

w_{cs} = k . $1/r_{cs}$. l^2 = 0,089 . 0,00240 . $3,30^2$ = **2,3 mm**

Celková deformace od dlouhodobého zatížení a smršťování

w_{lim} = l / 250 = 3,30 / 250

w_{cel} = w_f + w_{cs} = 5,3 + 2,3

w_{cel} = **7,6 mm** < **w_{lim}** = **13,2 mm** **vyhovuje**

Posouzení - MSP - Omezení napětí

Kontrola napětí v betonu

σ_c = M_k . x / I_{ir} = 36,83 . 0,0650 / 0,000364

σ_c = **6,57 MPa** < **0,45** . **f_{ck}** = 0,45 . 25,00 = **11,25 MPa**

vyhovuje

Kontrola napětí ve výztuži

σ_x = α_e . M_k (d - x) / I_{ir}

σ_x = 21,75 . 36,83 0,129 / 0,000364

σ_x = **283,44 MPa** < **0,8** . **f_{yk}** = 0,8 . 500,00 = **400,00 MPa**

vyhovuje

Posouzení - MSP - Trhliny

Moment od celkového zatížení **M_k** = **37,92 kNm**

$M_{cr,lt}$ = **23,78 kNm** < **M_k** = **37,92 kNm** **trhliny se očekávají**

w_k = **0,25 mm** < **w_{lim}** = **0,30 mm** **šířka trhliny vyhovuje**

2.13 Zatížení železobetonovou stěnou

Skladba stěny	tloušťka		objemová tíha		charakteristické	γ_G	návrhové
izolace	0,160	.	1,50	=	0,24 kN/m²	1,35	0,32 kN/m²
tíha stěny	0,230	.	25,00	=	5,75 kN/m²	1,35	7,76 kN/m²
omítka	0,020	.	18,00	=	0,36 kN/m²	1,35	0,49 kN/m²
g zatížení na m² stěny					**6,35 kN/m²**	**1,35**	**8,57 kN/m²**

2.14 Návrh a posouzení základové desky

Zatížení Kombinace zatížení jako méně příznivá kombinace z následujících dvou výrazů

γ_G = 1,35 γ_Q = 1,50 $\psi_{0,1}$ = 0,70 ξ_1 = 0,85

Kombinace 1 γ_Q . $\psi_{0,1}$ = 1,50 . 0,70 = 1,05

			délka poloviny stěny			γ_G	
reakce z konzolového trámu od stálého zat.	76,39	/	1,60	=	47,75 kN/m		
			zat. šířka nebo výška				
stálé zatížení střechy	1,62	.	2,80	=	4,53 kN/m		
stálé zatížení z desky	5,05	.	1,10	=	5,56 kN/m		
tíha podzemní stěny	6,35	.	4,50	=	28,58 kN/m		
g_1 stálé zatížení					86,40 kN/m	1,35	116,64 kN/m
						$\gamma_Q \cdot \psi_{0,1}$	
reakce z konzolového trámu od proměnn. zat.	8,39	/	1,60	=	5,24 kN/m		
proměnné zatížení střechy	0,75	.	2,80	=	2,10 kN/m		
proměnné zatížení z desky	2,50	.	1,10	=	2,75 kN/m		
q_1 proměnné zatížení					10,09 kN/m	1,05	10,60 kN/m
f_1 celkové zatížení					**96,50 kN/m**	**1,32**	**127,24 kN/m**

Kombinace 2 ξ_1 . γ_G = 0,85 . 1,35 = 1,15

			$\xi_1 \cdot \gamma_G$	
g_2	stálé zatížení	86,40 kN/m	1,15	99,15 kN/m
			γ_Q	
q_2	proměnné zatížení	10,09 kN/m	1,50	15,14 kN/m
f_2	celkové zatížení	**96,50 kN/m**	**1,18**	**114,29 kN/m**

Rozhodující kombinace: **kombinace 1** F_{max} = **127,24 kN/m**

Charakteristika podloží

modul stlačitelnosti podloží C = **30,00 MN/m³** zemina nebo jíl (vlhký)

Návrh průřezu a betonu

šířka desky b = **1,00 m**

tloušťka desky h = **0,28 m**

beton **C25/ 30** E_{cm} = 31,00 GPa

moment setrvačnosti desky

$I = 1/12 \cdot b \cdot h^3 = 1/12 \cdot 1,00 \cdot 0,28^3 = 0,0018\ m^4$

Vnitřní síly a deformace

$k = C \cdot b = 30,00 \cdot 1,00 = 30,00$ MPa

$r = (4 \cdot E \cdot I / k)^{1/4}$

$r = (4 \cdot 31,00 \cdot 0,0018 / 30,00)^{1/4} = 1,66$ m

$\varphi = y / r$

Moment

$M_d = -F \cdot r \cdot e^{-\varphi} \cdot \sin \varphi$

Posouvající síla

$Q_d = -F \cdot e^{-\varphi} \cdot (\cos \varphi - \sin \varphi)$

Rovnice ohybové čáry (deformace)

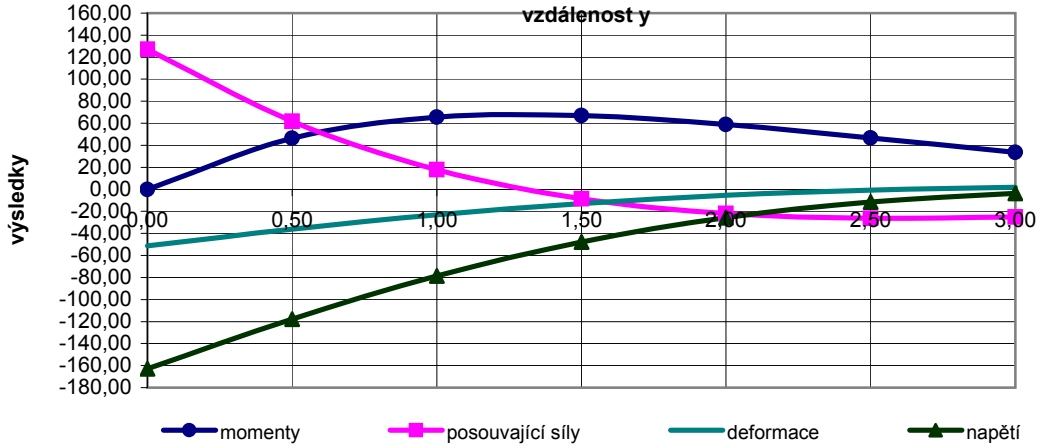
$$v = \frac{2 \cdot F \cdot e^{-\varphi} \cdot \cos \varphi}{k \cdot r}$$

Napětí v základové spáře

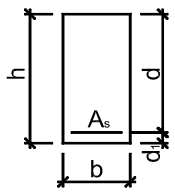
$p = C \cdot v - 25 \cdot 1,35 \cdot h$

Tabulka grafu hustota grafu 0,50 m

y	φ	M_d	Q_d	v	p
m		kNm	kN	10^{-1} . mm	kPa
0,00	0,00	0,00	127,24	-51,16	-162,92
0,50	0,30	46,35	61,92	-36,13	-117,85
1,00	0,60	65,48	17,85	-23,05	-78,61
1,50	0,90	67,13	-8,66	-12,80	-47,84
2,00	1,21	59,01	-22,00	-5,46	-25,84
2,50	1,51	46,63	-26,34	-0,72	-11,60
3,00	1,81	33,58	-25,17	1,98	-3,52



Zatížení M_d = **67,13 kNm** V_d = **127,24 kN**



Návrh průřezu, betonu

Rozměry b = **1,00 m** γ_c = 1,50

h = **0,28 m** α_{cc} = 1,0

Beton **C25/ 30** f_{ck} = 25,00 MPa

E_{cm} = 31,00 GPa f_{ctm} = 2,60 MPa f_{cd} = 16,67 MPa

I_c = 1829 .10-6 m^4 f_{cm} = 38,00 MPa ε_{cu3} = 3,50

A_c = 0,280 m² η = 1,00 λ = 0,80

Návrh ohybové výztuže třída tažnosti

Výztuž **B500 B** f_{yk} = 500,00 MPa γ_s = 1,15

Počet ks na b **6,67 ks** f_{yd} = 434,78 MPa E_s = 200,00 GPa

Průměr výztuže **Ø16** ε_{yd} = 2,17 $\xi_{bal,1}$ = 0,62

Krytí výztuže c = **40 mm** Plocha výztuže na b $A_{s,prov}$ = 1340 .10-6 m²

d_1 = 48 mm d = 232 mm

Posouzení - MSÚ - Ohyb

Kontrola vyztužení

$A_{s1,min}$ = 302 .10-6 m² < 1340 .10-6 m²

$A_{s,max}$ = 11200 .10-6 m² > 1340 .10-6 m² **vyhovuje**

Otlačení betonu **vyhovuje**

M_{Rd} = 125,02 kNm > M_d = 67,13 kNm **vyhovuje**

Posouzení - MSÚ - Smyk **ohybová výztuž zakotvená za místem smykové síly min. 100mm**

Únosnost betonu ve smyku

$V_{Rd,c}$ = 130,75 kN > V_d = 127,24 kN

vyhovuje, není nutné vyztužit průřez smykovou výztuží

Posouzení - MSP - Omezení napětí

Poměr kvazistalé kombinace k charakteristické kombinaci

$$\frac{G + \psi_2 \cdot Q}{G + Q} = \frac{86{,}40 + 0{,}50 \cdot 10{,}09}{86{,}40 + 10{,}09} = 0{,}95$$

Moment od charakteristické kombinace $M_k = M_d / \gamma$

M_k = 67,13 / 1,32 = **50,91 kNm**

Moment od zatížení kvazistalé kombinace $M_{kqp} = 0{,}95 \cdot M_k$

M_{kqp} = 0,95 . 50,91 = **48,25 kNm**

Kontrola napětí v betonu

$\sigma_c = M_k \cdot x / I_{ir}$ = 48,25 . 0,0910 / 0,000834

σ_c = 5,26 MPa < 0,45 . f_{ck} = 0,45 . 25,00 = **11,25 MPa**

vyhovuje

Kontrola napětí ve výztuži

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

σ_x = 21,88 . 48,25 0,141 / 0,000834

σ_x = 178,48 MPa < 0,8 . f_{yk} = 0,8 . 500,00 = **400,00 MPa**

vyhovuje

Posouzení - MSP - Trhliny

Moment od celkového zatížení M_k = **50,91 kNm**

$M_{cr,lt}$ = 35,69 kNm < M_k = 50,91 kNm **trhliny se očekávají**

w_k = 0,16 mm < w_{lim} = 0,30 mm **šířka trhliny vyhovuje**

2.15 Stanovení minimální únosnosti zeminy v základové spáře

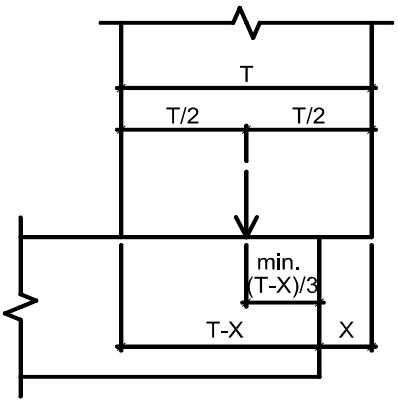
	zatížení z horní stavby		odhad tíhy podlahy vč. užitného zatížení		
napětí v základové spáře	162,92	+	15,00	=	177,92 kPa
minimální požadovaná únosnost	**180,00 kPa**				

2.16 Návrh a posouzení excentrického uložení zděné stěny

Geometrie vycházející z předpokladu, že zatížení nesmí vystoupit z jádra průřezu uložení:

$$\frac{T}{2} - X \geq \frac{T - X}{3}$$

$$X \leq \frac{T}{4}$$



Tloušťka stěny	T =	250 mm	T/4 =	63 mm
Vyložení stěny	X =	20 mm		

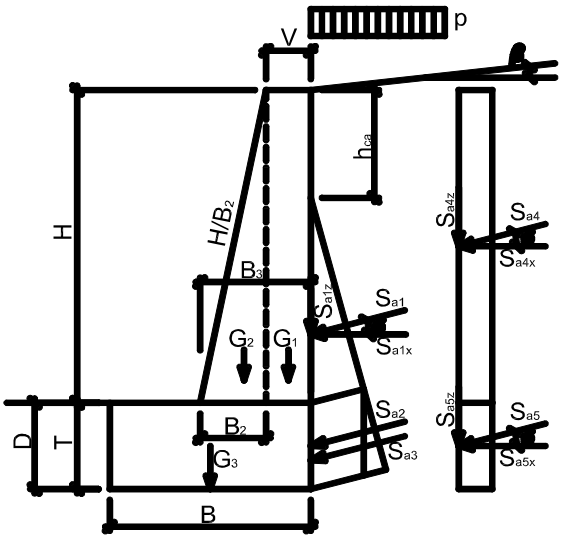
Posouzení **20 mm ≤ 63 mm**

vyhovuje, excentricita nevystoupí z jádra průřezu

3. Návrh a posouzení opěrné stěny

Návrh geomerie stěny

výška stěny	H	=	**1,70 m**
tloušťka stěny	V	=	**0,70 m**
šířka základu	B	=	**1,25 m**
výška základu	T	=	**0,80 m**
hloubka založení	D	=	**0,80 m**
délka základu	L	=	**4,30 m**
sklon terénu	β	=	**0°**
sklon základu	α	=	**0°**
tloušťka	B_2	=	0,55 m
tloušťka	B_3	=	1,25 m



součinitel tření v pracovní spáře μ = **0,60**

Návrhový přístup 1 **Kombinace 2** : A2 + M2 + R1

Užitné zatížení na povrchu p_d = **1,5 kN/m²** . 1,30 = 1,95 kN/m²

Objemová tíha betonu $\gamma_{b,d}$ = **23 kN/m³** . 1,00 = 23,00 kN/m³

Parametry zásypu zemina **S4** SM písek hlinitý nebo jílovitý

typ zeminy **nesoudržná**

$$\varphi_d = \frac{\varphi_n}{\gamma_\varphi} = \frac{28°}{1,25} = 22,40° \qquad c_d = \frac{c_n}{\gamma_c} = \frac{0\ \text{kPa}}{1,25} = 0,00\ \text{kPa}$$

úhel tření na rubu stěny δ_d = **1/2** . 22,40° = 11,20°

γ_d = 18,0kg/m³ . 1,00 = 18,00 kg/m³

součinitel aktivního zemního tlaku

K_a = 0,41

hloubka, do které zemina nepůsobí tlakem u soudružných zemin

$$h_{ca1} = \frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot K_a^{1/2}} = \frac{2 \cdot 0,00}{18,00 \cdot 0,41\ ½} = 0,00\ \text{m}$$

$h_{ca2} = H$ = 1,70 m

min h_{ca} = 0,00 m

Výslednice zemního tlaku na bm na rubu stěny

S_{a1} = 1/2 . γ_d .(H - h_{ca})². K_a

S_{a1} = 1/2 . 18,00 .(1,70 - 0,00)². 0,41 = 10,58 kN/m

S_{a1x} = S_{a1} . cos δ = 10,58 . cos 11,20° = 10,38 kN/m

S_{a1z} = S_{a1} . sin δ = 10,58 . sin 11,20° = 2,05 kN/m

Výslednice zemního tlaku na bm na rubu základu

S_{a2} = γ_d .(H - h_{ca}). K_a . T

S_{a2} = 18,00 .(1,70 - 0,00). 0,41 . 0,80 = 9,96 kN/m

S_{a2x} = S_{a2} . cos δ = 9,96 . cos 11,20° = 9,77 kN/m

S_{a2z} = S_{a2} . sin δ = 9,96 . sin 11,20° = 1,93 kN/m

S_{a3} = 1/2 . γ_d . T^2 . K_a

S_{a3} = 1/2 . 18,00 . 0,80² . 0,41 = 2,34 kN/m

S_{a3x} = S_{a3} . cos δ = 2,34 . cos 11,20° = 2,30 kN/m

S_{a3z} = S_{a3} . sin δ = 2,34 . sin 11,20° = 0,46 kN/m

Výslednice zemního tlaku od užitného zatížení na povrchu na bm stěny na rubu stěny

S_{a4} = p_d . H . K_a = 1,95 . 1,70 . 0,41 = 1,35 kN/m

S_{a4x} = S_{a4} . cos δ = 1,35 . cos 11,20° = 1,32 kN/m

S_{a4z} = S_{a4} . sin δ = 1,35 . sin 11,20° = 0,26 kN/m

Výslednice zemního tlaku od užitného zatížení na povrchu na bm stěny na rubu základu

S_{a5} = p_d . T . K_a = 1,95 . 0,80 . 0,41 = 0,63 kN/m

S_{a5x} = S_{a5} . cos δ = 0,63 . cos 11,20° = 0,62 kN/m

S_{a5z} = S_{a5} . sin δ = 0,63 . sin 11,20° = 0,12 kN/m

Vlastní tíhy stěny

G_1 = V . H . $\gamma_{b,d}$ = 0,70 . 1,70 . 23,00 = 27,37 kN/m

G_2 = 1/2 . B_2 . H . $\gamma_{b,d}$

G_2 = 1/2 . 0,55 . 1,70 . 23,00 = 10,75 kN/m

G_3 = B . T . $\gamma_{b,d}$ = 1,25 . 0,80 . 23,00 = 23,00 kN/m

Posouzení stability v pracovní spáře

	S_{a1z} =	2,05 kN/m		M_{a1x} =	-10,38 . 0,57	=	-5,88 kN
	S_{a4z} =	0,26 kN/m		M_{a1z} =	2,05 . 0,63	=	1,28 kN
	G_1 =	27,37 kN/m		M_{a4x} =	-1,32 . 0,57	=	-0,75 kN
	G_2 =	10,75 kN/m		M_{a4z} =	0,26 . 0,63	=	0,16 kN
celková svislá síla	**V_1**	**40,44 kN/m**		M_{G1} =	27,37 . 0,28	=	7,53 kN
	S_{a1x} =	10,38 kN/m		M_{G2} =	10,75 . -0,26	=	-2,78 kN
	S_{a4x} =	1,32 kN/m	celk. moment ke středu prac. spáry		**M_1**		**-0,43 kN**
celková vodor. síla	**H_1**	**11,70 kN/m**					

Excentricita stěny - podmínka celé tlačené spáry

e_{1abs} = M_1 / V_1 = -0,43 / 40,44

e_{1abs} = **0,01 m** < **1/6 . B_3** = 1/6 . 1,25 = **0,21 m** **vyhovuje**

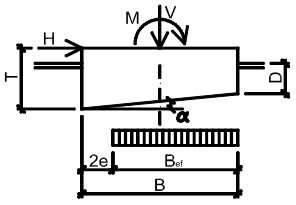
Posunutí stěny

H_1 = **11,70 kN/m** < **μ . V_1** = 0,60 . 40,44 = **24,26 kN/m**

vyhovuje

Posouzení v základové spáře

				M_{a1x} =	-10,38 . 1,37	=	-14,18 kN
	S_{a1z} =	2,05 kN/m		M_{a1z} =	2,05 . 0,63	=	1,28 kN
	S_{a2z} =	1,93 kN/m		M_{a2x} =	-9,77 . 0,40	=	-3,91 kN
	S_{a3z} =	0,46 kN/m		M_{a2z} =	1,93 . 0,63	=	1,21 kN
	S_{a4z} =	0,26 kN/m		M_{a3x} =	-2,30 . 0,27	=	-0,61 kN
	S_{a5z} =	0,12 kN/m		M_{a3z} =	0,46 . 0,63	=	0,28 kN
	G_1 =	27,37 kN/m		M_{a4x} =	-1,32 . 1,65	=	-2,18 kN
	G_1 =	10,75 kN/m		M_{a4z} =	0,26 . 0,63	=	0,16 kN
	G_3 =	23,00 kN/m		M_{a5x} =	-0,62 . 0,40	=	-0,25 kN
celková svislá síla	**V_2**	**65,95 kN/m**		M_{a5z} =	0,12 . 0,63	=	0,08 kN
	S_{a1x} =	10,38 kN/m		M_{G1} =	27,37 . 0,28	=	7,53 kN
	S_{a2x} =	9,77 kN/m		M_{G2} =	10,75 . -0,26	=	-2,78 kN
	S_{a3x} =	2,30 kN/m	celk. moment ke středu zákl. spáry		**M_2**		**-13,37 kN**
	S_{a4x} =	1,32 kN/m					
	S_{a5x} =	0,12 kN/m					
celková vodor. síla	**H_2**	**23,89 kN/m**					



Excentricita základu - podmínka celé tlačené spáry

e_{2abs} = M_2 / V_2 = -13,37 / 65,95

e_{2abs} = **0,20 m** < **1/6 . B** = 1/6 . 1,25 = **0,21 m** **vyhovuje**

Efektivní plocha

B_{ef} = B - 2 . e = 1,25 - 2 . 0,20 = **0,84 m**

A_{ef} = **0,84 m²**

Parametry základové půdy zemina **F4 pevná** CS jemnozrnná zemina písčitá

$$\varphi_{ud} = \frac{\varphi_{un}}{\gamma_\varphi} = \frac{5°}{1,25} = 4,00°$$

$$c_{ud} = \frac{c_u}{\gamma_c} = \frac{70\ kPa}{1,25} = 56,00\ kPa$$

$$\varphi_{efd} = \frac{\varphi_{efn}}{\gamma_\varphi} = \frac{22°}{1,25} = 17,60°$$

$$c_{efd} = \frac{c_{ef}}{\gamma_c} = \frac{14\ kPa}{1,25} = 11,20\ kPa$$

γ = 18,5 kg/m³

Kontrola stability proti posunutí

V_q	.	tg φ	+	c	.	A_{ef}				
65,95	.	tg 17,60°	+	11,20	.	0,84	= **30,38 kN**	>	H_q =	**23,89 kN**

vyhovuje

Posouzení základu na únosnost - dlouhodobá únosnost - odvodněné 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	=	11,20	.	12,79	.	1,00	.	1,07	.	0,49				
	+	14,80	.	5,06	.	1,00	.	1,06	.	0,59				
	+	0,5	.	18,50	.	0,84	.	2,57	.	1,00	.	0,94	.	0,44

R/A = 130,5 kPa

$$\frac{R/A}{\gamma_R} = \frac{130,53}{1,00} = 130,5\ kPa > \frac{V_q}{A_{ef}} = \frac{65,95}{0,84} = 78,1\ kPa$$

vyhovuje