

## D.1.2.c - STATICKÉ POSOUZENÍ

Obsah	strana
<b>1. Úvod</b>	2/1
1.1 Identifikační údaje	2/1
1.2 Podklady	2/1
1.3 Normy navrhování	2/1
1.4 Technické pomůcky	2/1
1.5 Výpočetní technika a programy	2/1
1.6 Popis výpočtu konstrukce	3/1
<b>2. Návrh a posouzení konstrukcí objektu</b>	1/2
2.1 Zatížení nové střechy nad 3.NP	1/2
2.2 Návrh a posouzení trapézového plechu	1/2
2.3 Návrh a posouzení vaznice	1/2
2.4 Návrh a posouzení průvlaku	3/2
2.5 Zatížení stávajícího stropu nad 2.NP - stávající stav	4/2
2.6 Zatížení stávajícího stropu nad 2.NP - nový stav	4/2
2.7 Posouzení stávajícího stropu nad 2.NP na nový stav	4/2
2.8 Zatížení nového stropu a střechy nad 2.NP - atrium a terasa	5/2
2.9 Návrh a posouzení nového stropu nad 2.NP - atrium	5/2
2.10 Návrh a posouzení nové střechy nad 2.NP - terasa	8/2
2.11 Zatížení nové obvodové stěny	10/2
2.12 Návrh a posouzení pilíře obvodové stěny	11/2
2.13 Zatížení stávající střechy nad 3.NP - nový stav	12/2
2.14 Zatížení nové vnitřní stěny	12/2
2.15 Návrh a posouzení pilíře vnitřní stěny	13/2
2.16 Návrh a posouzení nové základové patky	14/2
2.17 Návrh a posouzení nové základové desky	15/2
2.18 Posouzení stávajícího základového pasu I	18/2
2.19 Posouzení stávajícího základového pasu II	19/2
2.20 Zatížení stávajícího sloupu	20/2
2.21 Posouzení stávající základové patky	20/2
<b>3. Návrh a posouzení konstrukce schodiště</b>	1/3
3.1 Zatížení ramene schodiště	1/3
3.2 Návrh a posouzení ramene schodiště	1/3
3.3 Zatížení mezippodesty schodiště	4/3
3.4 Návrh a posouzení mezippodesty schodiště	4/3
<b>4. Návrh a posouzení venkovních konstrukcí</b>	1/4
4.1 Zatížení střechy terasy 3.NP	1/4
4.2 Návrh a posouzení krokve terasy 3.NP	1/4
4.3 Návrh a posouzení vaznice terasy 3.NP	3/4
4.4 Zatížení střechy terasy 1.NP	5/4
4.5 Návrh a posouzení krokve terasy 1.NP	6/4
4.6 Návrh a posouzení vaznice terasy 1.NP	7/4

## 1. Úvod

### 1.1 Identifikační údaje:

Stavba:	Rekonstrukce domova důchodců
Místo stavby:	Bojčenkova 1099, Praha 14 – Černý Most
Investor:	Městská část Praha 14
	Bratří Venclíků 1073, Praha 14

### 1.2 Podklady

Projektové podklady:	rozpracovaná stavební část projektu, a3atelier s.r.o., Konviktská 998/15, Praha 1, říjen 2020
	výkres I. patro – část A, II. stavba Černý Most, objekt Jesle, Projektový ústav výstavby hl. m. Prahy, Pod Slovany, Praha 2, 1977
	Rekonstrukce bývalých jeslí na geriatrické centrum a denní stacionář, Bojčenkova č.p. 1099, Praha 9 – Černý Most, Ing. Prokop Holý, Na Sádce 1745, Praha 4, srpen 1999
Průzkumy:	Zpráva o stavebně technickém průzkumu v objektu domova důchodců čp. 1099, Bojčenkova 12, Praha 14 – Černý Most, dis – diagnostika staveb, Beranových 65, Praha 9 – Letňany, leden 2012
	osobní prohlídka na místě, 14. prosinec 2016

### 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 1991-1-4	Zatížení konstrukcí, Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem
ČSN EN 1992-1-1	Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
ČSN EN 1993-1-1	Navrhování ocelových konstrukcí, Část 1-1: Obecná 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 772-1	Zkušební metody pro zdící prvky - Část 1: Stanovení pevnosti v tlaku
ČSN EN 338	Konstrukční dřevo - Třídy pevnosti
ČSN ISO 13822	Zásady navrhování konstrukcí - Hodnocení existujících konstrukcí
ČSN 73 0038	Hodnocení existujících konstrukcí (doplňující ustanovení k ČSN ISO 13822)

### 1.4 Technické pomůcky

- TP 51 J. Hořejší, J. Šafka: Statické tabulky, SNTL, Praha 1987
- Studnička, Wald: Ocelové konstrukce - Ocelářské tabulky, Vydavatelství ČVUT, Praha, 1996
- Richard A. Bareš: Tabulky pro výpočet desek a stěn, SNTL, Praha 1989

### 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:

- 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 navrhнуты a posouzeny typické prvky horní konstrukce objektu pro mezní stav únosnosti (STR) a na mezní stav použitelnosti. Základy objektu jsou navrhнуты pro mezní stav únosnosti (GEO) podle 2.geotechnické kategorie.

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.

Navrhované a posouzené konstrukce jsou ve statickém výpočtu popsány čísly a písmeny, které jsou označeny ve schématech.

## 2. Návrh a posouzení konstrukcí objektu

### 2.1 Zatížení nové střechy nad 3.NP

Skladba střechy	tloušťka	objemová tíha	charakteristické	$\gamma_G$	návrhové
krytina			0,10 kN/m <sup>2</sup>	1,35	0,14 kN/m <sup>2</sup>
izolace	0,320	0,50	= 0,16 kN/m <sup>2</sup>	1,35	0,22 kN/m <sup>2</sup>
tíha konstrukce			0,50 kN/m <sup>2</sup>	1,35	0,68 kN/m <sup>2</sup>
sádkokarton	0,013	8,50	= 0,11 kN/m <sup>2</sup>	1,35	0,15 kN/m <sup>2</sup>
<b>g celkem stálé zatížení</b>			<b>0,87 kN/m<sup>2</sup></b>	<b>1,35</b>	<b>1,18 kN/m<sup>2</sup></b>
Proměnné zatížení			charakteristické	$\gamma_Q$	návrhové
<b>q užité zatížení</b>	kategorie H	nepřístupná střecha	<b>0,75 kN/m<sup>2</sup></b>	<b>1,50</b>	<b>1,13 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>f celkové zatížení</b>			<b>1,62 kN/m<sup>2</sup></b>	<b>1,42</b>	<b>2,30 kN/m<sup>2</sup></b>

### 2.2 Návrh a posouzení trapézového plechu

označení kce ve schématech 1

Zatížení Kombinace zatížení jako méně příznivá kombinace z následujících dvou výrazů

$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_Q = 1,50$	$\psi_{0,1} = 0,50$	$\xi_1 = 0,85$
<b>Kombinace 1</b>	$\gamma_Q \cdot \psi_{0,1} = 1,50 \cdot 0,50 = 0,75$	$\gamma_G$	
<b>g<sub>1</sub> stálé zatížení</b>	0,87 kN/m <sup>2</sup>	1,35	1,18 kN/m <sup>2</sup>
<b>q<sub>1</sub> proměnné zatížení</b>	0,75 kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_Q \cdot \psi_{0,1}$	0,56 kN/m <sup>2</sup>
<b>f<sub>1</sub> celkové zatížení</b>	<b>1,62 kN/m<sup>2</sup></b>	<b>1,07</b>	<b>1,74 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Kombinace 2</b>	$\xi_1 \cdot \gamma_G = 0,85 \cdot 1,35 = 1,15$	$\xi_1 \cdot \gamma_Q$	
<b>g<sub>2</sub> stálé zatížení</b>	0,87 kN/m <sup>2</sup>	1,15	1,00 kN/m <sup>2</sup>
<b>q<sub>2</sub> proměnné zatížení</b>	0,75 kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_Q$	1,13 kN/m <sup>2</sup>
<b>f<sub>2</sub> celkové zatížení</b>	<b>1,62 kN/m<sup>2</sup></b>	<b>1,31</b>	<b>2,12 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Rozhodující kombinace: kombinace 2</b>			
<b>Návrh trapézového plechu Hacierco</b>	typ plechu	92/275	
	tloušťka plechu	t = 0,75 mm	
	rozpětí pole	L = 3,00 m	
Únosnost s jedním polem - pozitivní poloha plechu.			
<b>Posouzení MSÚ</b>	$f_{du} = 4,55 \text{ kN/m}^2$	>	$f_d = 2,12 \text{ kN/m}^2$ <b>vyhovuje</b>
<b>Posouzení MSP</b>	$f_{ku} = 2,89 \text{ kN/m}^2$	>	$f_k = 1,62 \text{ kN/m}^2$ <b>vyhovuje</b>
Celkové rovnoměrné návrhové a charakteristické zatížení dle tabulek ArcelorMittal.			

### 2.3 Návrh a posouzení vaznice

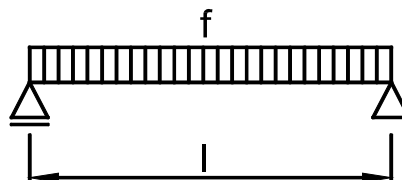
označení kce ve schématech 2

Zatížení Kombinace zatížení jako méně příznivá kombinace z následujících dvou výrazů

$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_Q = 1,50$	$\psi_{0,1} = 0,50$	$\xi_1 = 0,85$
<b>Kombinace 1</b>	$\gamma_Q \cdot \psi_{0,1} = 1,50 \cdot 0,50 = 0,75$	zatěžovací šířka	$\gamma_G$
<b>g<sub>1</sub> stálé zatížení</b>	0,87	2,20	1,35
<b>q<sub>1</sub> proměnné zatížení</b>	0,75	2,20	$\gamma_Q \cdot \psi_{0,1}$
<b>f<sub>1</sub> celkové zatížení</b>	<b>3,57 kN/m</b>	<b>1,07</b>	<b>3,82 kN/m</b>
<b>Kombinace 2</b>	$\xi_1 \cdot \gamma_G = 0,85 \cdot 1,35 = 1,15$	zatěžovací šířka	$\xi_1 \cdot \gamma_Q$
<b>g<sub>2</sub> stálé zatížení</b>	0,87	2,20	1,15
<b>q<sub>2</sub> proměnné zatížení</b>	0,75	2,20	$\gamma_Q$
<b>f<sub>2</sub> celkové zatížení</b>	<b>3,57 kN/m</b>	<b>1,31</b>	<b>4,67 kN/m</b>

**Rozhodující kombinace:**
**kombinace 2**
**Schéma konstrukce**

rozpětí konstrukce

 $l = 6,70 \text{ m}$ 

**Vnitřní síly a reakce**

$M =$	$1/8 \cdot f \cdot l^2$							
$M_g =$	$1/8 \cdot 1,92 \cdot 6,70^2$	$=$	$10,75 \text{ kNm}$	$1,15$	$=$	$12,33 \text{ kNm}$		
$M_q =$	$1/8 \cdot 1,65 \cdot 6,70^2$	$=$	$9,26 \text{ kNm}$	$1,50$	$=$	$13,89 \text{ kNm}$		
celkový moment			$M_f =$	$20,00 \text{ kNm}$	$1,31$	$26,22 \text{ kNm}$		
$V =$	$1/2 \cdot f \cdot l$							
$V_g =$	$1/2 \cdot 1,92 \cdot 6,70$	$=$	$6,42 \text{ kN}$	$1,15$	$=$	$7,36 \text{ kN}$		
$V_q =$	$1/2 \cdot 1,65 \cdot 6,70$	$=$	$5,53 \text{ kN}$	$1,50$	$=$	$8,29 \text{ kN}$		
celková posouvající síla a reakce			$V_f =$	$11,94 \text{ kN}$	$1,31$	$15,65 \text{ kN}$		

**Posouzení - MSP - Deformace**

$w_g =$	$\frac{5 \cdot M_g \cdot l^2}{48 \cdot E \cdot I}$	$=$	$\frac{5 \cdot 10,75 \cdot 6,70^2}{48 \cdot 210,00 \cdot 19,43}$					
$w_g =$	$12,3 \text{ mm}$	$<$	$w_{lim,g} =$	$l / 250$	$=$	$26,8 \text{ mm}$		
$w_q =$	$\frac{5 \cdot M_q \cdot l^2}{48 \cdot E \cdot I}$	$=$	$\frac{5 \cdot 9,26 \cdot 6,70^2}{48 \cdot 210,00 \cdot 19,43}$					
$w_q =$	$10,6 \text{ mm}$	$<$	$w_{lim,q} =$	$l / 350$	$=$	$19,1 \text{ mm}$		
$w_f =$	$22,9 \text{ mm}$	$<$	$w_{lim,f} =$	$l / 250$	$=$	$26,8 \text{ mm}$		vyhovuje

**Zatížení**
 $M_d = 26,22 \text{ kNm}$ 
 $V_d = 15,65 \text{ kN}$ 
**Návrh průřezu a oceli**

Průřez	typ	<b>IPE</b>	Ocel	<b>S 235</b>	$f_y = 235,00 \text{ MPa}$
označení průřezu		<b>200</b>	$\gamma_{MO} = 1,00$		$f_{yd} = 235,00 \text{ MPa}$
složený průřez		<b>samostatný průřez</b>	třída průřezu:	pro ohyb 1	
Průřezové charakteristiky pro	<b>1 ks</b>			pro tlak 1	
plocha	$A =$	$2,85 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^2$			
smyková plocha	$A_{vz} =$	$1,40 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^2$			
moment setrvačnosti	$I_y =$	$19,43 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^4$		$I_z =$	$1,42 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^4$
poloměr setrvačnosti	$i_y =$	$82,60 \text{ mm}$		$i_z =$	$22,36 \text{ mm}$
průřezový modul	$W_y =$	$194,30 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^3$			
plastický průřezový modul	$W_{pl,y} =$	$220,60 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^3$			
vzdálenost těžišť	$y_e =$	$50,00 \text{ mm}$			

**Posouzení - MSÚ - Ohyb**
**klopení je zajištěno**
**Posouzení pro třídu 1 a 2**

$M_{pl,Rd} =$	$W_{pl,y} \cdot f_{yd}$	$=$	$220,60 \cdot 235,00$		
$M_{pl,Rd} =$	$51,84 \text{ kNm}$	$>$	$M_d = 26,22 \text{ kNm}$		vyhovuje

## 2.4 Návrh a posouzení průvlaku

označení kce ve schématech 3

**Zatížení** Kombinace zatížení jako méně příznivá kombinace z následujících dvou výrazů

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

**Kombinace 1**  $\gamma_Q \cdot \psi_{0,1} = 1,50 \cdot 0,50 = 0,75$

zatěžovací šířka

 $\gamma_G$ 

$$g_1 \text{ stálé zatížení} \quad 0,87 \cdot 6,00 = 5,22 \text{ kN/m} \quad 1,35 \quad 7,05 \text{ kN/m}$$

 $\gamma_Q \cdot \psi_{0,1}$ 

$$q_1 \text{ proměnné zatížení} \quad 0,75 \cdot 6,00 = 4,50 \text{ kN/m} \quad 0,75 \quad 3,38 \text{ kN/m}$$

$$f_1 \text{ celkové zatížení} \quad 9,72 \text{ kN/m} \quad 1,07 \quad 10,43 \text{ kN/m}$$

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

zatěžovací šířka

 $\xi_1 \cdot \gamma_G$ 

$$g_2 \text{ stálé zatížení} \quad 0,87 \cdot 6,00 = 5,22 \text{ kN/m} \quad 1,15 \quad 5,99 \text{ kN/m}$$

 $\gamma_Q$ 

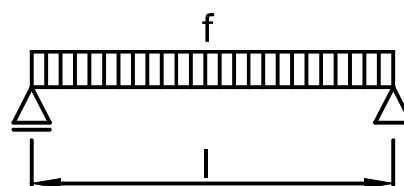
$$q_2 \text{ proměnné zatížení} \quad 0,75 \cdot 6,00 = 4,50 \text{ kN/m} \quad 1,50 \quad 6,75 \text{ kN/m}$$

$$f_2 \text{ celkové zatížení} \quad 9,72 \text{ kN/m} \quad 1,31 \quad 12,74 \text{ kN/m}$$

**Rozhodující kombinace:**
**kombinace 2**
**Schéma konstrukce**

rozpětí konstrukce

$$l = 6,20 \text{ m}$$


**Vnitřní síly a reakce**

$$M = 1/8 \cdot f \cdot l^2$$

$$M_g = 1/8 \cdot 5,22 \cdot 6,20^2 = 25,10 \text{ kNm} \quad 1,15 = 28,80 \text{ kNm}$$

$$M_q = 1/8 \cdot 4,50 \cdot 6,20^2 = 21,62 \text{ kNm} \quad 1,50 = 32,43 \text{ kNm}$$

$$\text{celkový moment} \quad M_f = 46,72 \text{ kNm} \quad 1,31 \quad 61,23 \text{ kNm}$$

$$V = 1/2 \cdot f \cdot l$$

$$V_g = 1/2 \cdot 5,22 \cdot 6,20 = 16,19 \text{ kN} \quad 1,15 = 18,58 \text{ kN}$$

$$V_q = 1/2 \cdot 4,50 \cdot 6,20 = 13,95 \text{ kN} \quad 1,50 = 20,93 \text{ kN}$$

$$\text{celková posouvající síla a reakce} \quad V_f = 30,14 \text{ kN} \quad 1,31 \quad 39,50 \text{ kN}$$

**Posouzení - MSP - Deformace**

$$w_g = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_g}{E \cdot I} = \frac{5}{48} \cdot \frac{25,10}{210,00} \cdot 6,20^2 = 38,92$$

$$w_g = 12,3 \text{ mm} < w_{lim,g} = l / 250 = 24,8 \text{ mm}$$

$$w_q = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_q}{E \cdot I} = \frac{5}{48} \cdot \frac{21,62}{210,00} \cdot 6,20^2 = 38,92$$

$$w_q = 10,6 \text{ mm} < w_{lim,q} = l / 350 = 17,7 \text{ mm}$$

$$w_f = 22,9 \text{ mm} < w_{lim,f} = l / 250 = 24,8 \text{ mm} \quad \text{vyhovuje}$$

Zatížení		$M_d = 61,23 \text{ kNm}$	$V_d = 39,50 \text{ kN}$
Návrh průřezu a oceli			
Průřez	typ	IPE	Ocel S 235
	označení průřezu	240	$\gamma_{Mo} = 1,00$
	složený průřez	samostatný průřez	třída průřezu: pro ohyb 1
Průřezové charakteristiky pro	1 ks		pro tlak 1
	plocha	$A = 3,91 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^2$	
	smyková plocha	$A_{vz} = 1,91 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^2$	
	moment setrvačnosti	$I_y = 38,92 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^4$	$I_z = 2,84 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^4$
	poloměr setrvačnosti	$i_y = 99,70 \text{ mm}$	$i_z = 26,92 \text{ mm}$
	průřezový modul	$W_y = 324,30 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^3$	
	plastický průřezový modul	$W_{pl,y} = 366,60 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^3$	
	vzdálenost těžišť	$y_e = 60,00 \text{ mm}$	
Posouzení - MSÚ - Ohyb		klopení je zajištěno	
Posouzení pro třídu 1 a 2			
$M_{pl,Rd} =$	$W_{pl,y} \cdot$	$f_{yd} =$	$366,60 \cdot 235,00$
$M_{pl,Rd} = 86,15 \text{ kNm}$	$>$	$M_d = 61,23 \text{ kNm}$	vyhovuje

## 2.5 Zatížení stávajícího stropu nad 2.NP - stávající stav

Skladba stropu	tloušťka	objemová tíha	charakteristické	$\gamma_G$	návrhové
tavné lepenky	0,025	5,00	= 0,13 kN/m <sup>2</sup>	1,35	0,17 kN/m <sup>2</sup>
polystyren	0,100	0,50	= 0,05 kN/m <sup>2</sup>	1,35	0,07 kN/m <sup>2</sup>
cementový potěr	0,020	23,00	= 0,46 kN/m <sup>2</sup>	1,35	0,62 kN/m <sup>2</sup>
plynosilikátové tvárnice	0,240	5,50	= 1,32 kN/m <sup>2</sup>	1,35	1,78 kN/m <sup>2</sup>
minerální vata	0,080	0,50	= 0,04 kN/m <sup>2</sup>	1,35	0,05 kN/m <sup>2</sup>
tíha konstrukce			3,50 kN/m <sup>2</sup>	1,35	4,73 kN/m <sup>2</sup>
sádrokarton	0,013	8,50	= 0,11 kN/m <sup>2</sup>	1,35	0,15 kN/m <sup>2</sup>
<b>g celkem stálé zatížení</b>			<b>5,61 kN/m<sup>2</sup></b>	<b>1,35</b>	<b>7,57 kN/m<sup>2</sup></b>
Proměnné zatížení			charakteristické	$\gamma_Q$	návrhové
<b>q užité zatížení</b>	kategorie H	nepřístupná střecha	<b>0,75 kN/m<sup>2</sup></b>	<b>1,50</b>	<b>1,13 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>f celkové zatížení</b>			<b>6,36 kN/m<sup>2</sup></b>	<b>1,37</b>	<b>8,69 kN/m<sup>2</sup></b>

## 2.6 Zatížení stávajícího stropu nad 2.NP - nový stav

Skladba stropu	tloušťka	objemová tíha	charakteristické	$\gamma_G$	návrhové
nášlapná vrstva	0,015	22,00	= 0,33 kN/m <sup>2</sup>	1,35	0,45 kN/m <sup>2</sup>
betonová mazanina	0,050	23,00	= 1,15 kN/m <sup>2</sup>	1,35	1,55 kN/m <sup>2</sup>
izolace	0,040	0,50	= 0,02 kN/m <sup>2</sup>	1,35	0,03 kN/m <sup>2</sup>
tíha konstrukce			3,50 kN/m <sup>2</sup>	1,35	4,73 kN/m <sup>2</sup>
sádrokarton	0,013	8,50	= 0,11 kN/m <sup>2</sup>	1,35	0,15 kN/m <sup>2</sup>
<b>g celkem stálé zatížení</b>			<b>5,11 kN/m<sup>2</sup></b>	<b>1,35</b>	<b>6,90 kN/m<sup>2</sup></b>
Proměnné zatížení			charakteristické	$\gamma_Q$	návrhové
<b>q užité zatížení</b>	kategorie A	obytné plochy	<b>1,50 kN/m<sup>2</sup></b>	<b>1,50</b>	<b>2,25 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>f celkové zatížení</b>			<b>6,61 kN/m<sup>2</sup></b>	<b>1,38</b>	<b>9,15 kN/m<sup>2</sup></b>

## 2.7 Posouzení stávajícího stropu nad 2.NP na nový stav

ozn. kce ve schématech 4

Zatížení stávajícího stropu - nový stav zhruba odpovídá zatížení stávajícího stropu - stávající stav, proto stávající strop nad 2.NP vyhovuje na nový stav.

## 2.8 Zatížení nového stropu a střechy nad 2.NP - atrium a terasa

Skladba stropu	tloušťka	objemová tíha	charakteristické	$\gamma_G$	návrhové
dlažba	0,050	23,00	= 1,15 kN/m <sup>2</sup>	1,35	1,55 kN/m <sup>2</sup>
izolace	0,240	0,50	= 0,12 kN/m <sup>2</sup>	1,35	0,16 kN/m <sup>2</sup>
tíha deska	0,250	25,00	= 6,25 kN/m <sup>2</sup>	1,35	8,44 kN/m <sup>2</sup>
izolace	0,040	0,50	= 0,02 kN/m <sup>2</sup>	1,35	0,03 kN/m <sup>2</sup>
sádkarton	0,013	8,50	= 0,11 kN/m <sup>2</sup>	1,35	0,15 kN/m <sup>2</sup>
<b>g celkem stálé zatížení</b>			<b>7,65 kN/m<sup>2</sup></b>	<b>1,35</b>	<b>10,33 kN/m<sup>2</sup></b>
Proměnné zatížení			charakteristické	$\gamma_Q$	návrhové
<b>q užité zatížení</b>	kategorie A	terasa	<b>3,00 kN/m<sup>2</sup></b>	<b>1,50</b>	<b>4,50 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>f celkové zatížení</b>			<b>10,65 kN/m<sup>2</sup></b>	<b>1,39</b>	<b>14,83 kN/m<sup>2</sup></b>

## 2.9 Návrh a posouzení nového stropu nad 2.NP - atrium

označení kce ve schématech 5

**Zatížení I** 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**  $\gamma_Q \cdot \psi_{0,1} = 1,50 \cdot 0,70 = 1,05$

zatěžovací šířka

**g<sub>I,1</sub>** stálé zatížení  $7,65 \cdot 0,50 = 3,83 \text{ kN/m}$

$\gamma_Q \cdot \psi_{0,1}$

**q<sub>I,1</sub>** proměnné zatížení  $3,00 \cdot 0,50 = 1,50 \text{ kN/m}$

**f<sub>I,1</sub>** celkové zatížení **5,33 kN/m** **1,27** **6,74 kN/m**

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

zatěžovací šířka

$\xi_1 \cdot \gamma_G$

**g<sub>I,2</sub>** stálé zatížení  $7,65 \cdot 0,50 = 3,83 \text{ kN/m}$

$\gamma_Q$

**q<sub>I,2</sub>** proměnné zatížení  $3,00 \cdot 0,50 = 1,50 \text{ kN/m}$

**f<sub>I,2</sub>** celkové zatížení **5,33 kN/m** **1,25** **6,64 kN/m**

**Zatížení II** Kombinace zatížení jako méně příznivá kombinace z následujících dvou výrazů

**Kombinace 1**

zatěžovací šířka

$\gamma_G$

**g<sub>II,1</sub>** stálé zatížení  $7,65 \cdot 2,15 = 16,45 \text{ kN/m}$

$\gamma_Q \cdot \psi_{0,1}$

**q<sub>II,1</sub>** proměnné zatížení  $3,00 \cdot 2,15 = 6,45 \text{ kN/m}$

**f<sub>II,1</sub>** celkové zatížení **22,90 kN/m** **1,27** **28,98 kN/m**

**Kombinace 2**

zatěžovací šířka

$\xi_1 \cdot \gamma_G$

**g<sub>II,2</sub>** stálé zatížení  $7,65 \cdot 2,15 = 16,45 \text{ kN/m}$

$\gamma_Q$

**q<sub>II,2</sub>** proměnné zatížení  $3,00 \cdot 2,15 = 6,45 \text{ kN/m}$

**f<sub>II,2</sub>** celkové zatížení **22,90 kN/m** **1,25** **28,55 kN/m**

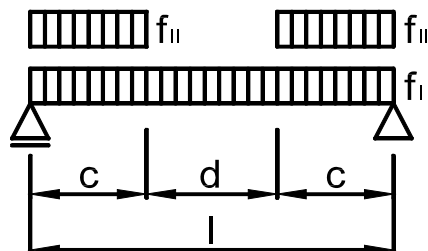


Rozhodující kombinace pro zatížení I: kombinace 1

Rozhodující kombinace pro zatížení II: kombinace 1

Schéma konstrukce

rozpětí konstrukce

 $l = 5,70 \text{ m}$ 
 $c = 1,25 \text{ m}$ 


Vnitřní síly a reakce

$M_I =$	$1/8 \cdot f_I \cdot l^2$								
$M_{II} =$	$1/2 \cdot f_{II} \cdot c^2$								
$M_{I,g} =$	$1/8 \cdot 3,83 \cdot 5,70^2$	$=$	15,54 kNm	1,35	$=$	20,97 kNm			
$M_{II,g} =$	$1/2 \cdot 16,45 \cdot 1,25^2$	$=$	12,85 kNm	1,35	$=$	17,35 kNm			
moment od stálého zatížení			$M_{I,II,g} =$	<b>28,39 kNm</b>	<b>1,35</b>	<b>38,32 kNm</b>			
$M_{I,q} =$	$1/8 \cdot 1,50 \cdot 5,70^2$	$=$	6,09 kNm	1,05	$=$	6,40 kNm			
$M_{II,q} =$	$1/2 \cdot 6,45 \cdot 1,25^2$	$=$	5,04 kNm	1,05	$=$	5,29 kNm			
moment od proměnného zatížení			$M_{I,II,q} =$	<b>11,13 kNm</b>	<b>1,05</b>	<b>11,69 kNm</b>			
celkový moment			$M_{I,II,f} =$	<b>39,52 kNm</b>	<b>1,27</b>	<b>50,01 kNm</b>			
$V_I =$	$1/2 \cdot f_I \cdot l$								
$V_{II} =$	$f_{II} \cdot c$								
$V_{I,g} =$	$1/2 \cdot 3,83 \cdot 5,70$	$=$	10,90 kN	1,35	$=$	14,72 kN			
$V_{II,g} =$	$16,45 \cdot 1,25$	$=$	20,56 kN	1,35	$=$	27,76 kN			
posouvající síla od stálého zatížení			$V_{I,II,g} =$	<b>31,46 kN</b>	<b>1,35</b>	<b>42,47 kN</b>			
$V_{I,q} =$	$1/2 \cdot 1,50 \cdot 5,70$	$=$	4,28 kN	1,05	$=$	4,49 kN			
$V_{II,q} =$	$6,45 \cdot 1,25$	$=$	8,06 kN	1,05	$=$	8,47 kN			
posouvající síla od proměnného zatížení			$V_{I,II,q} =$	<b>12,34 kN</b>	<b>1,05</b>	<b>12,95 kN</b>			
celková posouvající síla a reakce			$V_{I,II,f} =$	<b>43,80 kN</b>	<b>1,27</b>	<b>55,43 kN</b>			

Pružné deformace

$w_{I,II,f} =$	$\frac{5}{48} \cdot \frac{M_{f,I}}{E \cdot I} \cdot l^2 + \frac{M_{f,II}}{24} \cdot \frac{(3 \cdot l^2 - 2 \cdot c^2)}{E \cdot I}$								
$w_{I,II,g} =$	$\frac{5}{48} \cdot \frac{15,54}{31,00 \cdot 651,04} \cdot 5,70^2 + \frac{12,85}{24} \cdot \frac{(97,47 - 3,13)}{31,00 \cdot 651,04}$								
$w_{I,II,g} =$	<b>5,1 mm</b>								
$w_{I,II,q} =$	$\frac{5}{48} \cdot \frac{6,09}{31,00 \cdot 651,04} \cdot 5,70^2 + \frac{5,04}{24} \cdot \frac{(97,47 - 3,13)}{31,00 \cdot 651,04}$								
$w_{I,II,q} =$	<b>2,0 mm</b>								
$w_{I,II,f} =$	<b>7,1 mm</b>								

Zatížení

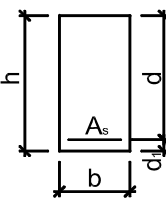
 $M_d = 50,01 \text{ kNm}$ 
 $V_d = 55,43 \text{ kN}$ 

Návrh průřezu, betonu

Rozměry

 $b = 0,50 \text{ m}$ 
 $\gamma_c = 1,50$ 
 $h = 0,25 \text{ m}$ 
 $\alpha_{cc} = 1,0$ 

Beton

**C25/30**
 $f_{ck} = 25,00 \text{ MPa}$ 
 $E_{cm} = 31,00 \text{ GPa}$ 
 $f_{ctm} = 2,60 \text{ MPa}$ 
 $I_c = 651 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$ 
 $f_{cm} = 38,00 \text{ MPa}$ 
 $A_c = 0,125 \text{ m}^2$ 
 $\eta = 1,00$ 

 $f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$ 
 $\epsilon_{cu3} = 3,50$ 
 $\lambda = 0,80$ 

Návrh ohybové výztuže

třída tažnosti

Výztuž

**B500 B**
 $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$ 
 $\gamma_s = 1,15$ 

Počet ks na b

**6,00 ks**
 $f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$ 
 $E_s = 200,00 \text{ GPa}$ 

Průměr výztuže

**Ø20**
 $\epsilon_{yd} = 2,17$ 
 $\xi_{bal,1} = 0,62$ 

Krytí výztuže

 $c = 20 \text{ mm}$ 

Plocha výztuže na b

 $A_{s,prov} = 1885 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$ 
 $d_1 = 30 \text{ mm}$ 
 $d = 220 \text{ mm}$

# Posouzení - MSÚ - Ohyb

## Kontrola vyztužení

$$A_{s1,min} = 143 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 < 1885 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$$

$$A_{s,max} = 5000 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 > 1885 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$$

vyhovuje

## Otláčení betonu

$$M_{Rd} = 140,00 \text{ kNm} > M_d = 50,01 \text{ kNm}$$

vyhovuje

vyhovuje

# Posouzení - MSÚ - Smyk

ohybová výztuž zakotvená za místem smykové síly min. 100mm

## Únosnost betonu ve smyku

$$V_{Rd,c} = 90,23 \text{ kN} > V_d = 55,43 \text{ kN}$$

vyhovuje, není nutné vyztužit průřez smykovou výztuží

# Posouzení - MSP - Deformace

Poměr kvazistálé kombinace k charakteristické kombinaci

$$\frac{G + \psi_2 \cdot Q}{G + Q} = \frac{3,83 + 0,50 \cdot 1,50}{3,83 + 1,50} = 0,86$$

Moment od zatížení kvazistálé kombinace

$$M_{kqp} = 0,86 \cdot M_k$$

$$M_{kqp} = 0,86 \cdot 39,52 = 33,95 \text{ kNm}$$

Průžná deformace od kvazistálé kombinace

$$w_{elqp} = 0,86 \cdot w_{el}$$

$$w_{elqp} = 0,86 \cdot 7,11 = 6,1 \text{ mm}$$

Rozpětí konstrukce

$$l = 5,70 \text{ m}$$

Začátek smršťování (dny)

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

Prostředí :relativní vlhkost

$$RH = 50\%$$

Vyšetřovaný okamžik (dny)

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

Začátek dotvarování (dny)

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

Charakter zatížení

$$\beta = 0,50$$

Obvod prvku vystavený okolnímu prostředí

$$u = 1,50 \text{ m}$$

## Součinitel dotvarování pro zatížení

$$\phi_c(t, t_0) = \phi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 2,54 \cdot 0,98 = 2,50$$

## Součinitel dotvarování pro smršťování

$$\phi_s(t, t_0) = \phi_0 \cdot \beta_s(t, t_0) = 3,52 \cdot 0,98 = 3,46$$

## Celkové poměrné smršťování

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd}(t) + \epsilon_{ca}(t) = 0,000558 + 0,000037 = 0,0005959$$

## Deformace od dlouhodobého zatížení

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

$$E_{cm} \cdot I_c = 31,00 \cdot 651,04 = 20,18 \text{ MNm}^2$$

Ohybová tuhost betonového průřezu s výztuží s uvažováním dotvarování

$$E_{c,eff} \cdot I_i = 8,86 \cdot 0,0009376 = 8,30 \text{ MNm}^2$$

$$M_{cr,lt} = 24,17 \text{ kNm} < M_{kqp} = 33,95 \text{ kNm} \quad \text{trhliny se očekávají}$$

Ohybová tuhost průřezu s trhlinami s uvažováním dotvarování

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

$$B = 8,30 \cdot \left( 1 - 0,75 \right) + 6,28 \cdot 0,75 = 6,80 \text{ MNm}^2$$

Průžná deformace do vzniku trhlin

$$w_{el,cr} = w_{elqp} \cdot \frac{M_{cr,lt}}{M_{kqp}} = 6,1 \cdot \frac{24,17}{33,95} = 4,3 \text{ mm}$$

Deformace do vzniku trhlin s dotvarováním

$$w_{el,cr,\phi} = w_{el,cr} \cdot \frac{E_{cm} \cdot I_c}{E_{c,eff} \cdot I_i} = 4,3 \cdot \frac{20,18}{8,30} = 10,6 \text{ mm}$$

Průžná deformace po vzniku trhlin

$$w_{el,B} = w_{elqp} - w_{el,cr} = 6,1 - 4,3 = 1,8 \text{ mm}$$

Deformace po vzniku trhlin s dotvarováním

$$w_{el,B,\phi} = w_{el,B} \cdot \frac{E_{cm} \cdot I_c}{B} = 1,76 \cdot \frac{20,18}{6,80} = 5,2 \text{ mm}$$

$$w_f = w_{el,cr,\phi} + w_{el,B,\phi} = 10,6 + 5,2 = 15,8 \text{ mm}$$

## Deformace od smršťování

$$k = 0,066$$

$$w_{cs} = k \cdot \frac{1}{r_{cs}} \cdot l^2 = 0,066 \cdot 0,00309 \cdot 5,70^2 = 6,6 \text{ mm}$$

**Celková deformace od dlouhodobého zatížení a smršťování**

$$w_{lim} = l / 250 = 5,70 / 250$$

$$w_{cel} = w_f + w_{cs} = 15,8 + 6,6$$

$$w_{cel} = 22,4 \text{ mm} < w_{lim} = 22,8 \text{ mm}$$

**vyhovuje**
**Posouzení - MSP - Omezení napětí**
**Kontrola napětí v betonu**

$$\sigma_c = M_k \cdot x / I_{ir} = 33,95 \cdot 0,1263 / 0,000709$$

$$\sigma_c = 6,04 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 25,00 = 11,25 \text{ MPa}$$

**vyhovuje**
**Kontrola napětí ve výztuži**

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

$$\sigma_x = 22,58 \cdot 33,95 \cdot 0,094 / 0,000709$$

$$\sigma_x = 101,25 \text{ MPa} < 0,8 \cdot f_{yk} = 0,8 \cdot 500,00 = 400,00 \text{ MPa}$$

**vyhovuje**
**Posouzení - MSP - Trhliny**

Moment od celkového zatížení

$$M_k = 39,52 \text{ kNm}$$

$$M_{cr,lt} = 16,26 \text{ kNm}$$

**<**

$$M_k = 39,52 \text{ kNm}$$

**trhliny se očekávají**

$$w_k = 0,05 \text{ mm}$$

**<**

$$w_{lim} = 0,40 \text{ mm}$$

**šířka trhliny vyhovuje**
**2.10 Návrh a posouzení nové střechy nad 2.NP - terasa**
**označení kce ve schématech 6**
**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**

$$\gamma_Q \cdot \psi_{0,1}$$

$$= 1,50 \cdot 0,70$$

$$= 1,05$$

$$\gamma_G$$

**g<sub>1</sub>** stálé zatížení

$$7,65 \text{ kN/m}^2$$

$$1,35$$

$$10,33 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma_Q \cdot \psi_{0,1}$$

**q<sub>1</sub>** proměnné zatížení

$$3,00 \text{ kN/m}^2$$

$$1,05$$

$$3,15 \text{ kN/m}^2$$

**f<sub>1</sub>** celkové zatížení

$$10,65 \text{ kN/m}^2$$

$$1,27$$

$$13,48 \text{ kN/m}^2$$

**Kombinace 2**

$$\xi_1 \cdot \gamma_G$$

$$= 0,85 \cdot 1,35$$

$$= 1,15$$

$$\xi_1 \cdot \gamma_G$$

**g<sub>2</sub>** stálé zatížení

$$7,65 \text{ kN/m}^2$$

$$1,15$$

$$8,78 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma_Q$$

**q<sub>2</sub>** proměnné zatížení

$$3,00 \text{ kN/m}^2$$

$$1,50$$

$$4,50 \text{ kN/m}^2$$

**f<sub>2</sub>** celkové zatížení

$$10,65 \text{ kN/m}^2$$

$$1,25$$

$$13,28 \text{ kN/m}^2$$

**Rozhodující kombinace pro uvažování součinitelů zatížení pro výpočetní model:**
**kombinace 1**
**Schéma konstrukce**

Materiál

**beton**

Poissonův součinitel

$$\mu = 0,15$$

geometrie desky

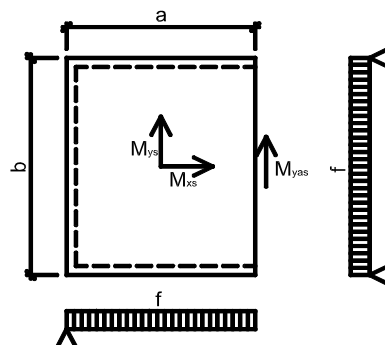
$$a = 6,10 \text{ m}$$

$$b = 6,70 \text{ m}$$

poměr a/b

$$\gamma = 0,91$$

Násobné faktory dle tabulek Bareš


**Vnitřní síly**

$$M_{xs} = \text{nás. faktor} \cdot f \cdot a^2$$

$$M_{qxs} = 0,0366 \cdot 7,65 \cdot 6,10^2 = 10,42 \text{ kNm} \quad 1,35 = 14,07 \text{ kNm}$$

$$M_{qxs} = 0,0366 \cdot 3,00 \cdot 6,10^2 = 4,09 \text{ kNm} \quad 1,05 = 4,29 \text{ kNm}$$

celkový moment ve středu desky

$$M_{fxs} = 14,51 \text{ kNm} \quad 1,27 = 18,37 \text{ kNm}$$

$$M_{ys} = \text{nás. faktor} \cdot f \cdot b^2$$

$$M_{qys} = 0,0706 \cdot 7,65 \cdot 6,70^2 = 24,23 \text{ kNm} \quad 1,35 = 32,71 \text{ kNm}$$

$$M_{qys} = 0,0706 \cdot 3,00 \cdot 6,70^2 = 9,50 \text{ kNm} \quad 1,05 = 9,98 \text{ kNm}$$

celkový moment ve středu desky

$$M_{fys} = 33,73 \text{ kNm} \quad 1,27 = 42,69 \text{ kNm}$$

$M_{\text{gas}} =$	nás. faktor	.	f	.	$b^2$				
$M_{\text{gyas}} =$	0,1044	.	7,65	.	$6,70^2$	$=$	35,86 kNm	1,35	$=$ 48,41 kNm
$M_{\text{qyas}} =$	0,1044	.	3,00	.	$6,70^2$	$=$	14,06 kNm	1,05	$=$ 14,76 kNm

celkový moment ve středu volného okraje  $M_{\text{fyas}} =$  **49,92 kNm** **1,27** **63,17 kNm**

#### Pružné deformace - ve středu volného okraje

$w_g$	=	násobný faktor	.	$\frac{g}{E}$	.	$\frac{a^4}{h^3}$	=	0,1879	.	$\frac{7,65}{31,00}$	.	$\frac{6,10^4}{0,25^3}$
$w_g$	=	<b>4,1 mm</b>										
$w_q$	=	násobný faktor	.	$\frac{q}{E}$	.	$\frac{a^4}{h^3}$	=	0,1879	.	$\frac{3,00}{31,00}$	.	$\frac{6,10^4}{0,25^3}$
$w_q$	=	<b>1,6 mm</b>										
$w_f$	=	<b>5,7 mm</b>										

Zatížení  $M_d =$  **63,17 kNm**

$V_d =$  **0,00 kN**

#### Návrh průřezu, betonu

Rozměry  $b =$  **1,00 m**

$\gamma_c =$  1,50

$h =$  **0,25 m**

$\alpha_{cc} =$  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

$I_c =$  1302 . 10<sup>-6</sup> m<sup>4</sup>

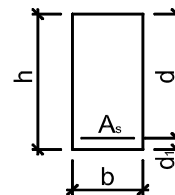
$f_{cm} =$  38,00 MPa

$\varepsilon_{cu3} =$  3,50

$A_c =$  0,250 m<sup>2</sup>

$\eta =$  1,00

$\lambda =$  0,80



#### Návrh ohybové výztuže

třída tažnosti

Výztuž **B500 B**

$f_{yk} =$  500,00 MPa

$\gamma_s =$  1,15

Počet ks na b **5,00 ks**

$f_{yd} =$  434,78 MPa

$E_s =$  200,00 GPa

Průměr výztuže **Ø20**

$\varepsilon_{yd} =$  2,17

$\xi_{bal,1} =$  0,62

Krytí výztuže  $c =$  **20 mm**

Plocha výztuže na b

$A_{s,prov} =$  1571 . 10<sup>-6</sup> m<sup>2</sup>

$d_1 =$  30 mm

$d =$  220 mm

#### Posouzení - MSÚ - Ohyb

##### Kontrola vyztužení

$A_{s1,min} =$  286 . 10<sup>-6</sup> m<sup>2</sup>  $<$  1571 . 10<sup>-6</sup> m<sup>2</sup>

$A_{s,max} =$  10000 . 10<sup>-6</sup> m<sup>2</sup>  $>$  1571 . 10<sup>-6</sup> m<sup>2</sup>

##### Otlačení betonu

$M_{Rd} =$  **136,26 kNm**  $>$   $M_d =$  **63,17 kNm**

vyhovuje  
vyhovuje  
vyhovuje

#### Posouzení - MSP - Deformace

Poměr kvazistálé kombinace k charakteristické kombinaci

$G + \psi_2 \cdot Q$	$=$	$\frac{7,65 + 0,50 \cdot 3,00}{7,65 + 3,00}$	$=$ 0,86
----------------------	-----	--	----------

Moment od zatížení kvazistálé kombinace

$M_{kqp} =$  0,86 .  $M_k$

$M_{kqp} =$  0,86 . 49,92  $=$  **42,89 kNm**

Průžná deformace od kvazistálé kombinace

$w_{elqp} =$  0,86 .  $w_{el}$

$w_{elqp} =$  0,86 . 5,72  $=$  **4,9 mm**

Rozpětí konstrukce

$l =$  **6,70 m**

Začátek smršťování (dny)

$t_{0,s} =$  **5**

Prostředí :relativní vlhkost

$RH =$  **50%**

Vyšetřovaný okamžik (dny)

$t$  (25 let)  $=$  **9 125**

Začátek dotvarování (dny)

$t_{0,c} =$  **28**

Charakter zatížení

$\beta =$  **0,50**

Obvod prvku vystavený okolnímu prostředí

$u =$  **2,00 m**

##### Součinitel dotvarování pro zatížení

$\phi_c(t, t_0) =$   $\phi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) =$  2,39 . 0,98  $=$  **2,34**

##### Součinitel dotvarování pro smršťování

$\phi_s(t, t_0) =$   $\phi_0 \cdot \beta_s(t, t_0) =$  3,30 . 0,98  $=$  **3,24**

#### Celkové poměrné smršťování

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 0,000471 + 0,000037 = 0,0005084$$

#### Deformace od dlouhodobého zatížení

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

$$E_{cm} \cdot I_c = 31,00 \cdot 1302,08 = 40,36 \text{ MNm}^2$$

##### Ohybová tuhost betonového průřezu s výztuží s uvažovaným dotvarováním

$$E_{c,eff} \cdot I_i = 9,28 \cdot 0,0015712 = 14,58 \text{ MNm}^2$$

$$M_{cr,lt} = 35,94 \text{ kNm} < M_{kqp} = 42,89 \text{ kNm} \quad \text{trhliny se očekávají}$$

##### Ohybová tuhost průřezu s trhlinami s uvažovaným dotvarováním

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

$$B = 14,58 \cdot \left( 1 - 0,65 \right) + 7,56 \cdot 0,65 = 10,02 \text{ MNm}^2$$

##### Průžná deformace do vzniku trhlin

$$w_{el,cr} = w_{elqp} \cdot M_{cr,lt} / M_{kqp} = 4,9 \cdot 35,94 / 42,89 = 4,1 \text{ mm}$$

##### Deformace do vzniku trhlin s dotvarováním

$$w_{el,cr,\phi} = w_{el,cr} \cdot E_{cm} \cdot I_c / E_{c,eff} \cdot I_i = 4,1 \cdot 40,36 / 14,58 = 11,4 \text{ mm}$$

##### Průžná deformace po vzniku trhlin

$$w_{el,B} = w_{elqp} - w_{el,cr} = 4,9 - 4,1 = 0,8 \text{ mm}$$

##### Deformace po vzniku trhlin s dotvarováním

$$w_{el,B,\phi} = w_{el,B} \cdot E_{cm} \cdot I_c / B = 0,80 \cdot 40,36 / 10,02 = 3,2 \text{ mm}$$

$$w_f = w_{el,cr,\phi} + w_{el,B,\phi} = 11,4 + 3,2 = 14,6 \text{ mm}$$

##### Deformace od smršťování

$$k = 0,089$$

$$w_{cs} = k \cdot 1/r_{cs} \cdot l^2 = 0,089 \cdot 0,00215 \cdot 6,70^2 = 8,6 \text{ mm}$$

##### Celková deformace od dlouhodobého zatížení a smršťování

$$w_{lim} = l / 250 = 6,70 / 250$$

$$w_{cel} = w_f + w_{cs} = 14,6 + 8,6$$

$$w_{cel} = 23,2 \text{ mm} < w_{lim} = 26,8 \text{ mm} \quad \text{vyhovuje}$$

#### Posouzení - MSP - Omezení napětí

##### Kontrola napětí v betonu

$$\sigma_c = M_k \cdot x / I_{ir} = 42,89 \cdot 0,0928 / 0,000814$$

$$\sigma_c = 4,89 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 25,00 = 11,25 \text{ MPa}$$

vyhovuje

##### Kontrola napětí ve výztuži

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

$$\sigma_x = 21,55 \cdot 42,89 \cdot 0,127 / 0,000814$$

$$\sigma_x = 144,41 \text{ MPa} < 0,8 \cdot f_{yk} = 0,8 \cdot 500,00 = 400,00 \text{ MPa}$$

vyhovuje

#### Posouzení - MSP - Trhliny

##### Moment od celkového zatížení

$$M_k = 49,92 \text{ kNm}$$

$$M_{cr,lt} = 29,38 \text{ kNm} < M_k = 49,92 \text{ kNm}$$

trhliny se očekávají

$$w_k = 0,11 \text{ mm} < w_{lim} = 0,40 \text{ mm}$$

šířka trhliny vyhovuje

### 2.11 Zatížení nové obvodové stěny

Skladba stěny	tloušťka	objemová tíha	charakteristické	$\gamma_G$	návrhové
kontaktní zateplovací systém	0,160	2,00	= 0,32 kN/m <sup>2</sup>	1,35	0,43 kN/m <sup>2</sup>
tíha stěny	0,250	8,00	= 2,00 kN/m <sup>2</sup>	1,35	2,70 kN/m <sup>2</sup>
omítka	0,015	18,00	= 0,27 kN/m <sup>2</sup>	1,35	0,36 kN/m <sup>2</sup>
<b>g zatížení na m<sup>2</sup> stěny</b>			<b>2,59 kN/m<sup>2</sup></b>	<b>1,35</b>	<b>3,50 kN/m<sup>2</sup></b>

## 2.12 Návrh a posouzení pilíře obvodové stěny

označení kce ve schématech 7

**Zatížení** Kombinace zatížení jako méně příznivá kombinace z následujících dvou výrazů

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

**Kombinace 1**  $\gamma_Q \cdot \psi_{0,1} = 1,50 \cdot 0,50 = 0,75$

zatěžovací plocha

 $\gamma_G$ 

stálé zatížení - střecha  $0,87 \cdot 4,20 \cdot 3,10 = 11,33 \text{ kN}$

stálé zatížení - stěna - nadpraží  $2,59 \cdot 3,20 \cdot 1,05 = 8,70 \text{ kN}$

stálé zatížení - stěna - pilíř  $2,59 \cdot 10,50 \cdot 0,43 = 11,56 \text{ kN}$

**G<sub>1</sub>** stálé zatížení  $31,59 \text{ kN}$   $1,35 \cdot 42,65 \text{ kN}$

$\gamma_Q \cdot \psi_{0,1}$

proměnné zatížení - střecha  $0,75 \cdot 4,20 \cdot 3,10 = 9,77 \text{ kN}$

**Q<sub>1</sub>** proměnné zatížení  $9,77 \text{ kN}$   $0,75 \cdot 7,32 \text{ kN}$

**F<sub>1</sub>** celkové zatížení  $41,36 \text{ kN}$   $1,21 \cdot 49,98 \text{ kN}$

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

$\xi_1 \cdot \gamma_G$

**G<sub>2</sub>** stálé zatížení  $31,59 \text{ kN}$   $1,15 \cdot 36,25 \text{ kN}$

$\gamma_Q$

**Q<sub>2</sub>** proměnné zatížení  $9,77 \text{ kN}$   $1,50 \cdot 14,65 \text{ kN}$

**F<sub>2</sub>** celkové zatížení  $41,36 \text{ kN}$   $1,23 \cdot 50,90 \text{ kN}$

**Rozhodující kombinace:** kombinace 2  $F_{\max} = 50,90 \text{ kN}$

**Zatížení** svislá síla v hlavě stěny  $N_{1d} = 50,90 \text{ kN}$

svislá síla uprostřed stěny  $N_{hd} = 50,90 \text{ kN}$

svislá síla v patě stěny  $N_{2d} = 50,90 \text{ kN}$

excentricita svislé síly v hlavě stěny  $e_d = 0 \text{ mm}$

výstřednost v důsledku vodorovného zatížení v patě stěny  $e_{he} = 0 \text{ mm}$

výstřednost v důsledku vodorovného zatížení v polovině stěny  $e_{hm} = 0 \text{ mm}$

### Návrh průřezu a zdiva

Zdivo materiál **Zdicí prvky kategorie I a předpisová malta**  $\gamma_M = 2,20$

druh zdiva **pálené** objem všech otvorů menší než **25%**

vodorovné otvory **ne** skupina **1**

druh malty **obyčejná malta**  $K = 0,80 \cdot 0,55 = 0,44$

pevnost zdiva  $f_u = P10,0 \text{ MPa}$  zaokrouhlená šířka zdicího prvku **250 mm**

pevnost malty  $f_m = M5,0 \text{ MPa}$  zaokrouhlená výška zdicího prvku **250 mm**

součinitel závislý na druhu zdiva a pevnosti malty  $K_e = E / f_k = 1000$

**Průřez** tloušťka stěny  $t = t_{ef} = 0,250 \text{ m}$

šířka stěny  $b = 0,425 \text{ m}$

**Geometrie** výška konstrukce  $h = 2,50 \text{ m}$   $\rho = 1,00$

účinná výška konstrukce  $h_{ef} = \rho \cdot h = 1,00 \cdot 2,50 = 2,50 \text{ m}$

### Posouzení štíhlosti

$h_{ef} / t_{ef} = 2,50 / 0,250 = 10,0 < 27$  **vyhovuje**

Normalizovaná průměrná pevnost zdiva v tlaku

součinitel tvaru zdicího prvku  $\delta = 1,15$  vliv vlhkosti  $\eta = 1,00$

$f_{b1} = \delta \cdot \eta \cdot f_u = 1,15 \cdot 1,00 \cdot 10,00 = 11,5 \text{ MPa}$

$f_{b2} = 75,0 \text{ MPa}$   $\min f_b = 11,5 \text{ MPa}$

Pevnost malty pro zdění v tlaku

$f_{m1} = 5,0 \text{ MPa}$   $f_{m2} = 20,0 \text{ MPa}$   $f_{m2} = 23,0 \text{ MPa}$   $\min f_m = 5,0 \text{ MPa}$

### Charakteristická pevnost zdiva s obyčejnou maltou

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}$$

$$f_k = 0,44 \cdot 11,50^{0,7} \cdot 5,00^{0,3} = 3,9 \text{ MPa}$$

Návrhová pevnost zdiva

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{3,9}{2,20} = 1,8 \text{ MPa}$$

Počáteční výstřednost

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{2,50}{450} = 6 \text{ mm}$$

### Posouzení na svislé zatížení uprostřed výšky stěny

Výstřednost zatížení

$$e_m = e_d + e_{hm} + e_{init} = 0 + 0 + 6 = 6 \text{ mm}$$

Výstřednost s vlivem dotvarování

součinitel dotvarování  $\phi_{nek} = 1,00$

$$e_k = 0,002 \cdot \phi_{nek} \cdot \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot (t \cdot e_m)^{1/2}$$

$$e_k = 0,002 \cdot 1,00 \cdot \frac{2,50}{0,250} \cdot (0,250 \cdot 0,006)^{1/2} = 1 \text{ mm}$$

Výstřednost v polovině výšky

$$e_{mk1} = e_m + e_k = 6 + 1 = 6 \text{ mm}$$

$$e_{mk2} = 0,05 \cdot t = 0,05 \cdot 250 = 13 \text{ mm} \quad e_{mk} = 13 \text{ mm}$$

### Posouzení excentricity

$$e_{mk} / t_e = 13 / 250 = 0,05 < 0,40 \quad \text{vyhovuje}$$

Zmenšující součinitel v polovině výšky stěny

$$\phi_m = A_1 \cdot \exp(-u^2 / 2)$$

$$\phi_m = 0,90 \cdot \exp(-0,38^2 / 2) = 0,84$$

$$N_{hrd} = \phi_m \cdot b \cdot t \cdot f_d$$

$$N_{hrd} = 0,84 \cdot 0,425 \cdot 0,250 \cdot 1,79$$

$$N_{hrd} = 159,48 \text{ kN} > N_{hd} = 50,90 \text{ kN} \quad \text{vyhovuje}$$

## 2.13 Zatížení stávající střechy nad 3.NP - nový stav

Skladba stropu	tloušťka	objemová tíha	charakteristické	$\gamma_G$	návrhové
krytina			0,10 kN/m <sup>2</sup>	1,35	0,14 kN/m <sup>2</sup>
izolace	0,320	0,50	= 0,16 kN/m <sup>2</sup>	1,35	0,22 kN/m <sup>2</sup>
tíha konstrukce			3,50 kN/m <sup>2</sup>	1,35	4,73 kN/m <sup>2</sup>
sádkokarton	0,013	8,50	= 0,11 kN/m <sup>2</sup>	1,35	0,15 kN/m <sup>2</sup>
<b>g celkem stálé zatížení</b>			<b>3,87 kN/m<sup>2</sup></b>	<b>1,35</b>	<b>5,23 kN/m<sup>2</sup></b>
Proměnné zatížení			charakteristické	$\gamma_Q$	návrhové
<b>q užité zatížení</b>	kategorie H	nepřístupná střecha	<b>0,75 kN/m<sup>2</sup></b>	<b>1,50</b>	<b>1,13 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>f celkové zatížení</b>			<b>4,62 kN/m<sup>2</sup></b>	<b>1,37</b>	<b>6,35 kN/m<sup>2</sup></b>

## 2.14 Zatížení nové vnitřní stěny

Skladba stěny	tloušťka	objemová tíha	charakteristické	$\gamma_G$	návrhové
omítka	0,015	18,00	= 0,27 kN/m <sup>2</sup>	1,35	0,36 kN/m <sup>2</sup>
tíha stěny	0,200	15,00	= 3,00 kN/m <sup>2</sup>	1,35	4,05 kN/m <sup>2</sup>
omítka	0,015	18,00	= 0,27 kN/m <sup>2</sup>	1,35	0,36 kN/m <sup>2</sup>
<b>g zatížení na m<sup>2</sup> stěny</b>			<b>3,54 kN/m<sup>2</sup></b>	<b>1,35</b>	<b>4,78 kN/m<sup>2</sup></b>

## 2.15 Návrh a posouzení pilíře vnitřní stěny

označení kce ve schématech 8

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

zatěžovací plocha

 $\gamma_G$ 

stálé zatížení - střecha 3.NP  $3,87 \cdot 2,25 \cdot 0,28 = 2,39 \text{ kN}$

stálé zatížení - strop 2.NP  $5,11 \cdot 2,25 \cdot 0,28 = 3,16 \text{ kN}$

stálé zatížení - strop 1.NP  $5,11 \cdot 2,25 \cdot 0,28 = 3,16 \text{ kN}$

stálé zatížení - stěna - pilíř  $3,54 \cdot 10,00 \cdot 0,28 = 9,74 \text{ kN}$

**G<sub>1</sub>** stálé zatížení  $18,45 \text{ kN} \quad 1,35 \quad 24,91 \text{ kN}$

$\gamma_Q \cdot \psi_{0,1}$

proměnné zat. - střecha 3.NP  $0,75 \cdot 2,25 \cdot 0,28 = 0,46 \text{ kN}$

proměnné zat. - strop 2.NP  $1,50 \cdot 2,25 \cdot 0,28 = 0,93 \text{ kN}$

proměnné zat. - strop 1.NP  $1,50 \cdot 2,25 \cdot 0,28 = 0,93 \text{ kN}$

**Q<sub>1</sub>** proměnné zatížení  $2,32 \text{ kN} \quad 1,05 \quad 2,44 \text{ kN}$

**F<sub>1</sub>** celkové zatížení  $20,77 \text{ kN} \quad 1,32 \quad 27,35 \text{ kN}$

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

$\xi_1 \cdot \gamma_G$

**G<sub>2</sub>** stálé zatížení  $18,45 \text{ kN} \quad 1,15 \quad 21,18 \text{ kN}$

$\gamma_Q$

**Q<sub>2</sub>** proměnné zatížení  $2,32 \text{ kN} \quad 1,50 \quad 3,48 \text{ kN}$

**F<sub>2</sub>** celkové zatížení  $20,77 \text{ kN} \quad 1,19 \quad 24,66 \text{ kN}$

**Rozhodující kombinace:** kombinace 1

**F<sub>max</sub>** =  $27,35 \text{ kN}$

**Zatížení** svislá síla v hlavě stěny  $N_{1d} = 27,35 \text{ kN}$

svislá síla uprostřed stěny  $N_{hd} = 27,35 \text{ kN}$

svislá síla v patě stěny  $N_{2d} = 27,35 \text{ kN}$

excentricita svislé síly v hlavě stěny  $e_d = 0 \text{ mm}$

výstřednost v důsledku vodorovného zatížení v patě stěny  $e_{he} = 0 \text{ mm}$

výstřednost v důsledku vodorovného zatížení v polovině stěny  $e_{hm} = 0 \text{ mm}$

### Návrh průřezu a zdiva

Zdivo materiál **Zdicí prvky kategorie I a předpisová malta**  $\gamma_M = 2,20$

druh zdiva **vápenopískové** objem všech otvorů menší než **25%**

vodorovné otvory **ne** skupina **1**

druh malty **malta pro tenké spáry**  $K = 1,00 \cdot 0,80 = 0,80$

pevnost zdiva  $f_u = 15,0 \text{ MPa}$  zaokrouhlená šířka zdicího prvku **200 mm**

pevnost malty  $f_m = 5,0 \text{ MPa}$  zaokrouhlená výška zdicího prvku **250 mm**

součinitel závislý na druhu zdiva a pevnosti malty  $K_e = E / f_k = 1000$

Průřez tloušťka stěny  $t = t_{ef} = 0,200 \text{ m}$

šířka stěny  $b = 0,275 \text{ m}$

**Geometrie** výška konstrukce  $h = 3,40 \text{ m} \quad \rho = 1,00$

účinná výška konstrukce  $h_{ef} = \rho \cdot h = 1,00 \cdot 3,40 = 3,40 \text{ m}$

### Posouzení štíhlosti

$h_{ef} / t_{ef} = 3,40 / 0,200 = 17,0 < 27$  **vyhovuje**

Normalizovaná průměrná pevnost zdiva v tlaku

součinitel tvaru zdicího prvku  $\delta = 1,25$  vliv vlhkosti  $\eta = 1,00$

$f_{b1} = \delta \cdot \eta \cdot f_u = 1,25 \cdot 1,00 \cdot 15,00 = 18,8 \text{ MPa}$

$f_{b2} = 50,0 \text{ MPa} \quad \min f_b = 18,8 \text{ MPa}$



Pevnost malty pro zdění v tlaku

$$f_{m1} = 5,0 \text{ MPa} \quad f_{m2} = 20,0 \text{ MPa} \quad f_{m2} = 37,5 \text{ MPa} \quad \min f_m = 5,0 \text{ MPa}$$

Charakteristická pevnost páleného zdiva skupiny 2 a 3 s maltou pro tenké spáry

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} = 0,80 \cdot 18,75^{0,7} = 6,2 \text{ MPa}$$

Návrhová pevnost zdiva

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{9,7}{2,20} = 4,4 \text{ MPa}$$

Počáteční výstřednost

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{3,40}{450} = 8 \text{ mm}$$

Posouzení na svislé zatížení uprostřed výšky stěny

Výstřednost zatížení

$$e_m = e_d + e_{hm} + e_{init} = 0 + 0 + 8 = 8 \text{ mm}$$

Výstřednost s vlivem dotvarování

součinitel dotvarování  $\phi_{nek} = 1,50$ 

$$e_k = 0,002 \cdot \phi_{nek} \cdot \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot (t \cdot e_m)^{1/2}$$

$$e_k = 0,002 \cdot 1,50 \cdot \frac{3,40}{0,200} \cdot (0,200 \cdot 0,008)^{1/2} = 2 \text{ mm}$$

Výstřednost v polovině výšky

$$e_{mk1} = e_m + e_k = 8 + 2 = 10 \text{ mm}$$

$$e_{mk2} = 0,05 \cdot t = 0,05 \cdot 200 = 10 \text{ mm} \quad e_{mk} = 10 \text{ mm}$$

Posouzení excentricity

$$e_{mk} / t_e = 10 / 200 = 0,05 < 0,40 \quad \text{vyhovuje}$$

Zmenšující součinitel v polovině výšky stěny

$$\phi_m = A_1 \cdot \exp(-u^2 / 2)$$

$$\phi_m = 0,90 \cdot \exp(-0,71^2 / 2) = 0,70$$

$$N_{hrd} = \phi_m \cdot b \cdot t \cdot f_d$$

$$N_{hrd} = 0,70 \cdot 0,275 \cdot 0,200 \cdot 4,39$$

$$N_{hrd} = 169,08 \text{ kN} > N_{hd} = 27,35 \text{ kN} \quad \text{vyhovuje}$$

## 2.16 Návrh a posouzení nové základové patky

označení kce ve schématech 9

Návrhový přístup 1

Kombinace 2

: A2 + M2 + R1

Zatížení

charakteristické zatížení

 $\gamma_E$ 

návrhové zatížení

$$\text{svislá síla od stálého zatížení} \quad V_g = 18,45 \text{ kN} \quad 1,00 = 18,45 \text{ kN}$$

$$\text{svislá síla od proměnného zatížení} \quad V_q = 2,32 \text{ kN} \quad 1,30 = 3,02 \text{ kN}$$

$$\text{celková svislá síla} \quad V_q = 20,77 \text{ kN} \quad 21,47 \text{ kN}$$

$$\text{vodorovná síla od stálého zatížení} \quad H_g = 0,00 \text{ kN} \quad 1,00 = 0,00 \text{ kN}$$

$$\text{vodorovná síla od proměnného zatížení} \quad H_q = 0,00 \text{ kN} \quad 1,30 = 0,00 \text{ kN}$$

$$\text{celková vodorovná síla} \quad H_q = 0,00 \text{ kN} \quad 0,00 \text{ kN}$$

$$\text{moment od stálého zatížení} \quad M_g = 0,00 \text{ kNm} \quad 1,00 = 0,00 \text{ kNm}$$

$$\text{moment od proměnného zatížení} \quad M_q = 0,00 \text{ kNm} \quad 1,30 = 0,00 \text{ kNm}$$

$$\text{celkový moment} \quad M_q = 0,00 \text{ kNm} \quad 0,00 \text{ kNm}$$

Návrh základu

$$\text{šířka základu} \quad B = 0,60 \text{ m}$$

$$\text{délka základu} \quad L = 0,60 \text{ m}$$

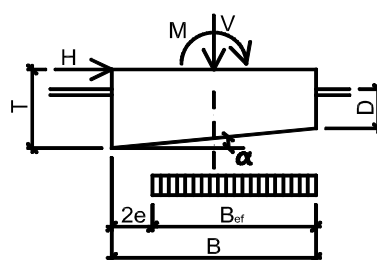
$$\text{výška základu} \quad T = 0,80 \text{ m}$$

$$\text{hloubka založení} \quad D = 0,80 \text{ m}$$

$$\text{plocha základu} \quad A = 0,36 \text{ m}^2$$

$$\text{tíha základu} \quad G = 6,91 \text{ kN}$$

$$\text{sklon základu} \quad \alpha = 0^\circ$$



**Excentricita základu - Posouzení základu na ztrátu celkové stability**

$$e = \frac{M}{V} + \frac{H}{G} \cdot T = \frac{0,00}{21,47} + \frac{0,00}{6,91} \cdot 0,80$$

$$e = 0,00 \text{ m} < \frac{1}{3} \cdot B = \frac{1}{3} \cdot 0,60 = 0,20 \text{ m} \quad \text{vyhovuje}$$

$$B_{ef} = B - 2 \cdot e = 0,60 - 2 \cdot 0,00 = 0,60 \text{ m}$$

$$A_{ef} = 0,36 \text{ m}^2$$

**Parametry základové půdy** zemina **F6 pevná** CL Cl jemnozrnná zemina

$$\varphi_{ud} = \frac{\varphi_{un}}{\gamma_\varphi} = \frac{0^\circ}{1,25} = 0^\circ \quad c_{ud} = \frac{c_u}{\gamma_c} = \frac{80 \text{ kPa}}{1,25} = 64 \text{ kPa}$$

$$\varphi_{efd} = \frac{\varphi_{efn}}{\gamma_\varphi} = \frac{18^\circ}{1,25} = 14^\circ \quad c_{efd} = \frac{c_{ef}}{\gamma_c} = \frac{20 \text{ kPa}}{1,25} = 16 \text{ kPa}$$

$$\gamma = 21,0 \text{ kg/m}^3$$

**Posouzení základu na únosnost - dlouhodobá únosnost - odvozené podmínky**

$$R/A = c \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B_{ef} \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

$$R/A = 16,00 \cdot 10,61 \cdot 1,00 \cdot 1,34 \cdot 1,00 + 16,80 \cdot 3,72 \cdot 1,00 \cdot 1,25 \cdot 1,00 + 0,5 \cdot 21,00 \cdot 0,60 \cdot 1,40 \cdot 1,00 \cdot 0,70 \cdot 1,00$$

$$R/A = 311,7 \text{ kPa}$$

$$\frac{R/A}{\gamma_R} = \frac{311,70}{1,00} = 311,7 \text{ kPa} > \frac{V_g + G}{A_{ef}} = \frac{21,47 + 6,91}{0,36} = 78,8 \text{ kPa}$$

**vyhovuje**
**2.17 Návrh a posouzení nové základové desky**
**označení kce ve schématech 10**
**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**  $\gamma_Q \cdot \Psi_{0,1} = 1,50 \cdot 0,70 = 1,05$

zatěžovací šířka

 $\gamma_G$ 

stálé zatížení - střecha 3.NP  $3,87 \cdot 1,45 = 5,61 \text{ kN/m}$

stálé zatížení - strop 2.NP  $5,11 \cdot 1,45 = 7,41 \text{ kN/m}$

stálé zatížení - strop 2.NP  $5,11 \cdot 1,45 = 7,41 \text{ kN/m}$

stálé zatížení - vnitřní stěna  $3,54 \cdot 10,85 = 38,41 \text{ kN/m}$

stálé zatížení - výtahová stěna  $3,54 \cdot 11,50 = 40,71 \text{ kN/m}$

**g<sub>1</sub>** stálé zatížení  $99,55 \text{ kN/m}$   $1,35$   $134,39 \text{ kN/m}$

 $\gamma_Q \cdot \Psi_{0,1}$ 

proměnné zatížení - střecha 3.NP  $0,75 \cdot 1,45 = 1,09 \text{ kN/m}$

proměnné zatížení - strop 2.NP  $1,50 \cdot 1,45 = 2,18 \text{ kN/m}$

proměnné zatížení - strop 2.NP  $1,50 \cdot 1,45 = 2,18 \text{ kN/m}$

**q<sub>1</sub>** proměnné zatížení  $5,44 \text{ kN/m}$   $1,05$   $5,71 \text{ kN/m}$

**f<sub>1</sub>** celkové zatížení  $104,99 \text{ kN/m}$   $1,33$   $140,10 \text{ kN/m}$

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

 $\xi_1 \cdot \gamma_G$ 

**g<sub>2</sub>** stálé zatížení  $99,55 \text{ kN/m}$   $1,15$   $114,24 \text{ kN/m}$

 $\gamma_Q$ 

**q<sub>2</sub>** proměnné zatížení  $5,44 \text{ kN/m}$   $1,50$   $8,16 \text{ kN/m}$

**f<sub>2</sub>** celkové zatížení  $104,99 \text{ kN/m}$   $1,17$   $122,39 \text{ kN/m}$

**Rozhodující kombinace:** kombinace 1

$F_{max} = 140,10 \text{ kN/m}$

### Charakteristika podloží

modul stlačitelnosti podloží

 $C = 50,00 \text{ MN/m}^3$  zemina nebo jíl (vlhký)

### Návrh průřezu a betonu

šířka desky

 $b = 1,00 \text{ m}$ 

tloušťka desky

 $h = 0,30 \text{ m}$ 

beton

C25/ 30

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

moment setrvačnosti desky

$$I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = \frac{1}{12} \cdot 1,00 \cdot 0,30^3 = 0,0023 \text{ m}^4$$

### Vnitřní síly a deformace

$$k = \frac{C \cdot b}{4 \cdot E \cdot I} = \frac{50,00 \cdot 1,00}{4 \cdot 31,00 \cdot 0,0023} = 50,00 \text{ MPa}$$

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

$$r = \left( \frac{4 \cdot 31,00 \cdot 0,0023}{50,00} \right)^{1/4} = 1,54 \text{ m}$$

$$\varphi = y / r$$

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

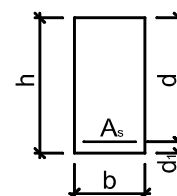
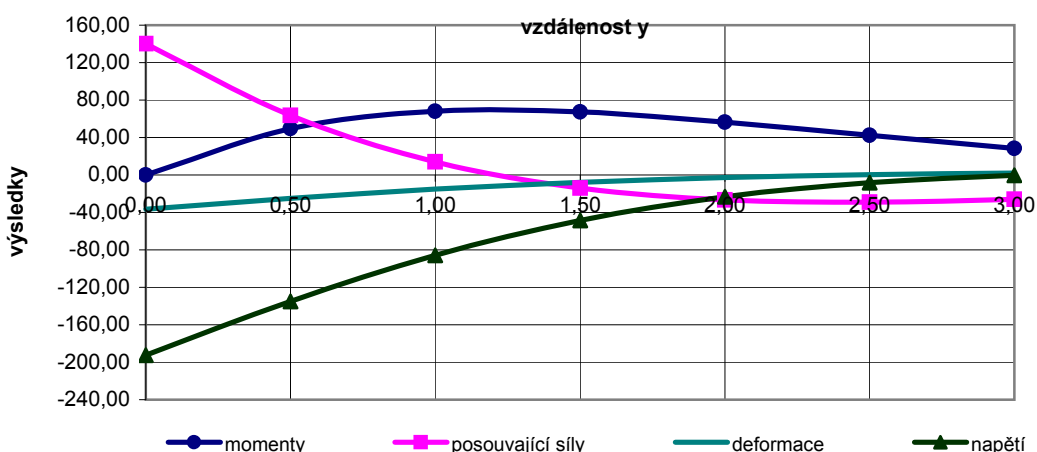
$$p = C \cdot v - 25 \cdot 1,35 \cdot h$$

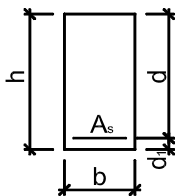
Tabulka grafu

hustota grafu

0,50 m

y	$\varphi$	$M_d$	$Q_d$	v	p
m		kNm	kN	$10^{-1} \cdot \text{mm}$	kPa
0,00	0,00	0,00	140,10	-36,46	-192,44
0,50	0,33	49,71	63,54	-24,96	-134,90
1,00	0,65	68,04	13,89	-15,14	-85,81
1,50	0,98	67,21	-14,14	-7,70	-48,62
2,00	1,30	56,49	-26,60	-2,64	-23,34
2,50	1,63	42,27	-29,04	0,40	-8,13
3,00	1,95	28,38	-25,87	1,93	-0,50



<b>Zatížení</b>	$M_d = 68,04 \text{ kNm}$	$V_d = 140,10 \text{ kN}$	
<b>Návrh průřezu, betonu</b>			
Rozměry	$b = 1,00 \text{ m}$ $h = 0,30 \text{ m}$	$\gamma_c = 1,50$ $\alpha_{cc} = 1,0$	
Beton	<b>C25/ 30</b>	$f_{ck} = 25,00 \text{ MPa}$	
	$E_{cm} = 31,00 \text{ GPa}$ $I_c = 2250 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$ $A_c = 0,300 \text{ m}^2$	$f_{ctm} = 2,60 \text{ MPa}$ $f_{cm} = 38,00 \text{ MPa}$ $\eta = 1,00$	
		$f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$ $\varepsilon_{cu3} = 3,50$ $\lambda = 0,80$	
<b>Návrh ohybové výztuže</b> třída tažnosti			
Výztuž	<b>B500 B</b>	$f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$	$\gamma_s = 1,15$
Počet ks na b	<b>5,00 ks</b>	$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$	$E_s = 200,00 \text{ GPa}$
Průměr výztuže	<b>Ø20</b>	$\varepsilon_{yd} = 2,17$	$\xi_{bal,1} = 0,62$
Krytí výztuže	$c = 30 \text{ mm}$	Plocha výztuže na b $d_1 = 40 \text{ mm}$	$A_{s,prov} = 1571 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$ $d = 260 \text{ mm}$
<b>Posouzení - MSÚ - Ohyb</b>			
<b>Kontrola vyztužení</b>			
$A_{s1,min} = 338 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$	<	$1571 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$	
$A_{s,max} = 12000 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$	>	$1571 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$	vyhovuje
<b>Otlačení betonu</b>			
$M_{Rd} = 163,58 \text{ kNm}$	>	$M_d = 68,04 \text{ kNm}$	vyhovuje
<b>Posouzení - MSÚ - Smyk</b>			
<b>Únosnost betonu ve smyku</b>			
$V_{Rd,c} = 144,76 \text{ kN}$	>	$V_d = 140,10 \text{ kN}$	vyhovuje, není nutné vyztužit průřez smykovou výztuží
<b>Posouzení - MSP - Omezení napětí</b>			
<b>Kontrola napětí v betonu</b>			
$\sigma_c = M_k \cdot x / I_{ir} = 49,67 \cdot 0,1023 / 0,001182$			
$\sigma_c = 4,30 \text{ MPa}$	<	$0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 25,00 = 11,25 \text{ MPa}$	vyhovuje
<b>Kontrola napětí ve výztuži</b>			
$\sigma_x = \alpha_e \cdot M_k \cdot (d - x) / I_{ir}$			
$\sigma_x = 21,12 \cdot 49,67 \cdot 0,158 / 0,001182$			
$\sigma_x = 139,98 \text{ MPa}$	<	$0,8 \cdot f_{yk} = 0,8 \cdot 500,00 = 400,00 \text{ MPa}$	vyhovuje
<b>Posouzení - MSP - Trhliny</b>			
<b>Moment od celkového zatížení</b>			
$M_{cr,lt} = 41,59 \text{ kNm}$	<	$M_k = 50,99 \text{ kNm}$	trhliny se očekávají
$w_k = 0,10 \text{ mm}$	<	$w_{lim} = 0,40 \text{ mm}$	šířka trhliny vyhovuje

## 2.18 Posouzení stávajícího základové pasu I

označení kce ve schématech 11

### Návrhový přístup 2

### Kombinace 1

: A1 + M1 + R2

### Zatížení

charakteristické zatížení

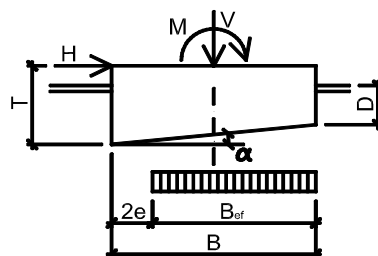
 $\gamma_E$ 

návrhové zatížení

zatěžovací šířka

stálé zatížení - střecha 3.NP	0,87	·	3,35	=	2,92 kN/m			
stálé zatížení - stěna	2,59	·	10,50	=	27,20 kN/m			
svislá síla od stálého zatížení				$V_g$	=	30,11 kN/m	1,35	= 40,65 kN/m
proměnné zatížení - střecha	0,75	·	3,35	=	2,51 kN/m			
svislá síla od proměnného zatížení				$V_q$	=	2,51 kN/m	1,50	= 3,77 kN/m
celková svislá síla				$V_q$	=	32,62 kN/m		44,42 kN/m
vodorovná síla od stálého zatížení				$H_g$	=	0,00 kN/m	1,35	= 0,00 kN/m
vodorovná síla od proměnného zatížení				$H_q$	=	0,00 kN/m	1,50	= 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	1,35	= 0,00 kNm/m
moment od proměnného zatížení				$M_q$	=	0,00 kNm/m	1,50	= 0,00 kNm/m
celkový moment				$M_q$	=	0,00 kNm/m		0,00 kNm/m

Návrh základu	šířka základu	B =	0,45 m
	délka základového pasu	L =	4,40 m
	výška základu	T =	1,50 m
	hloubka založení	D =	1,00 m
	plocha základu	A =	0,45 m <sup>2</sup>
	tíha základu	G =	16,20 kN
	sklon základu	$\alpha$ =	0°



### Excentricita základu - Posouzení základu na ztrátu celkové stability

$$e = \frac{M + H \cdot T}{V + G} = \frac{0,00 + 0,00 \cdot 1,50}{44,42 + 16,20} = 0,00 \text{ m}$$

$$e = 0,00 \text{ m} < \frac{1}{3} \cdot B = \frac{1}{3} \cdot 0,45 = 0,15 \text{ m} \quad \text{vyhovuje}$$

$$B_{ef} = B - 2 \cdot e = 0,45 - 2 \cdot 0,00 = 0,45 \text{ m}$$

$$A_{ef} = 0,45 \text{ m}^2$$

### Parametry základové půdy

zemina

F6 pevná

CL CI

jemnozrnná zemina

$$\varphi_{ud} = \frac{\varphi_{un}}{\gamma_\varphi} = \frac{0^\circ}{1,00} = 0^\circ$$

$$c_{ud} = \frac{c_u}{\gamma_c} = \frac{80 \text{ kPa}}{1,00} = 80 \text{ kPa}$$

$$\varphi_{efd} = \frac{\varphi_{efn}}{\gamma_\varphi} = \frac{18^\circ}{1,00} = 18^\circ$$

$$c_{efd} = \frac{c_{ef}}{\gamma_c} = \frac{20 \text{ kPa}}{1,00} = 20 \text{ kPa}$$

$$\gamma = 21,0 \text{ kg/m}^3$$

### Posouzení základu na únosnost - dlouhodobá únosnost - odvozené podmínky

$$\begin{aligned} R/A &= c \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c \\ &+ q \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q \\ &+ 0,5 \cdot \gamma \cdot B_{ef} \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R/A &= 20,00 \cdot 13,10 \cdot 1,00 \cdot 1,04 \cdot 1,00 \\ &+ 21,00 \cdot 5,26 \cdot 1,00 \cdot 1,03 \cdot 1,00 \\ &+ 0,5 \cdot 21,00 \cdot 0,45 \cdot 2,77 \cdot 1,00 \cdot 0,97 \cdot 1,00 \end{aligned}$$

$$R/A = 398,9 \text{ kPa}$$

$$\frac{R/A}{\gamma_R} = \frac{398,87}{1,40} = 284,9 \text{ kPa} > \frac{V_q + G}{A_{ef}} = \frac{44,42 + 16,20}{0,45} = 134,7 \text{ kPa}$$

vyhovuje

## 2.19 Posouzení stávajícího základové pasu II

označení kce ve schématech 12

### Návrhový přístup 2

### Kombinace 1

: A1 + M1 + R2

### Zatížení

charakteristické zatížení

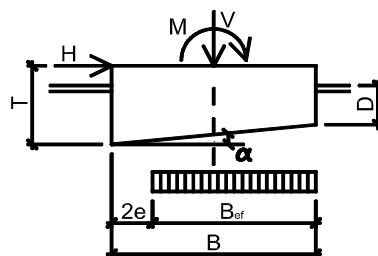
 $\gamma_E$ 

návrhové zatížení

zatěžovací šířka

stálé zatížení - střecha 2.NP	7,65	·	3,35	=	25,63 kN/m			
stálé zatížení - stěna	2,59	·	7,65	=	19,81 kN/m			
svislá síla od stálého zatížení	$V_g$	=	45,44 kN/m	1,35	=	61,35 kN/m		
proměnné zatížení - střecha	3,00	·	3,35	=	10,05 kN/m			
svislá síla od proměnného zatížení	$V_q$	=	10,05 kN/m	1,50	=	15,08 kN/m		
celková svislá síla	$V_q$	=	55,49 kN/m			76,42 kN/m		
vodorovná síla od stálého zatížení	$H_g$	=	0,00 kN/m	1,35	=	0,00 kN/m		
vodorovná síla od proměnného zatížení	$H_q$	=	0,00 kN/m	1,50	=	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	1,35	=	0,00 kNm/m		
moment od proměnného zatížení	$M_q$	=	0,00 kNm/m	1,50	=	0,00 kNm/m		
celkový moment	$M_q$	=	0,00 kNm/m			0,00 kNm/m		

Návrh základu	šířka základu	B =	0,45 m
	délka základového pasu	L =	4,40 m
	výška základu	T =	1,50 m
	hloubka založení	D =	1,00 m
	plocha základu	A =	0,45 m <sup>2</sup>
	tíha základu	G =	16,20 kN
	sklon základu	$\alpha$ =	0°



### Excentricita základu - Posouzení základu na ztrátu celkové stability

$$e = \frac{M + H \cdot T}{V + G} = \frac{0,00 + 0,00 \cdot 1,50}{76,42 + 16,20} = 0,00 \text{ m}$$

$$e = 0,00 \text{ m} < \frac{1}{3} \cdot B = \frac{1}{3} \cdot 0,45 = 0,15 \text{ m} \quad \text{vyhovuje}$$

$$B_{ef} = B - 2 \cdot e = 0,45 - 2 \cdot 0,00 = 0,45 \text{ m}$$

$$A_{ef} = 0,45 \text{ m}^2$$

### Parametry základové půdy

zemina

F6 pevná

CL CI

jemnozrnná zemina

$$\varphi_{ud} = \frac{\varphi_{un}}{\gamma_\varphi} = \frac{0^\circ}{1,00} = 0^\circ$$

$$c_{ud} = \frac{c_u}{\gamma_c} = \frac{80 \text{ kPa}}{1,00} = 80 \text{ kPa}$$

$$\varphi_{efd} = \frac{\varphi_{efn}}{\gamma_\varphi} = \frac{18^\circ}{1,00} = 18^\circ$$

$$c_{efd} = \frac{c_{ef}}{\gamma_c} = \frac{20 \text{ kPa}}{1,00} = 20 \text{ kPa}$$

$$\gamma = 21,0 \text{ kg/m}^3$$

### Posouzení základu na únosnost - dlouhodobá únosnost - odvozené podmínky

$$\begin{aligned} R/A &= c \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c \\ &+ q \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q \\ &+ 0,5 \cdot \gamma \cdot B_{ef} \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R/A &= 20,00 \cdot 13,10 \cdot 1,00 \cdot 1,04 \cdot 1,00 \\ &+ 21,00 \cdot 5,26 \cdot 1,00 \cdot 1,03 \cdot 1,00 \\ &+ 0,5 \cdot 21,00 \cdot 0,45 \cdot 2,77 \cdot 1,00 \cdot 0,97 \cdot 1,00 \end{aligned}$$

$$R/A = 398,9 \text{ kPa}$$

$$\frac{R/A}{\gamma_R} = \frac{398,87}{1,40} = 284,9 \text{ kPa} > \frac{V_q + G}{A_{ef}} = \frac{76,42 + 16,20}{0,45} = 205,8 \text{ kPa}$$

vyhovuje

## 2.20 Zatížení stávajícího sloupu

Skladba stěny	tloušťka	objemová tíha	charakteristické	$\gamma_G$	návrhové
omítka	0,015	18,00	= 0,27 kN/m <sup>2</sup>	1,35	0,36 kN/m <sup>2</sup>
tíha stěny	0,400	25,00	= 10,00 kN/m <sup>2</sup>	1,35	13,50 kN/m <sup>2</sup>
omítka	0,015	18,00	= 0,27 kN/m <sup>2</sup>	1,35	0,36 kN/m <sup>2</sup>
<b>g zatížení na m<sup>2</sup> stěny</b>			<b>10,54 kN/m<sup>2</sup></b>	<b>1,35</b>	<b>14,23 kN/m<sup>2</sup></b>

## 2.21 Posouzení stávající základové patky

označení kce ve schématech 13

Návrhový přístup 2

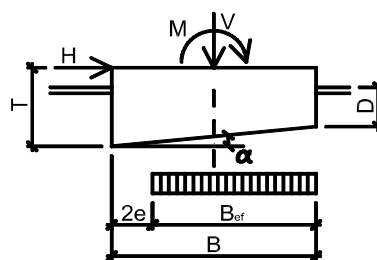
Kombinace 1

A1 + M1 + R2

Zatížení charakteristické zatížení  $\gamma_E$  návrhové zatížení

zatěžovací plocha				
s. z. - střecha	0,87	3,20	6,00	= 16,71 kN
s. z. - střecha	3,87	3,00	6,00	= 69,67 kN
s. z. - strop 2.NP	5,11	6,00	6,00	= 183,98 kN
s. z. - strop 1.NP	5,11	6,00	6,00	= 183,98 kN
stálé z. - stěna	10,54	0,40	9,90	= 41,74 kN
svislá síla od stálého zatížení		$V_g$	= 496,08 kN	1,35 = 669,70 kN
p. z. - střecha	0,75	3,20	6,00	= 14,40 kN
p. z. - střecha	0,75	3,00	6,00	= 13,50 kN
p. z. - strop 2.NP	1,50	6,00	6,00	= 54,00 kN
p. z. - strop 1.NP	1,50	6,00	6,00	= 54,00 kN
svislá síla od proměnného zatížení		$V_q$	= 135,90 kN	1,50 = 203,85 kN
celková svislá síla		$V_q$	<b>631,98 kN</b>	<b>873,55 kN</b>
vodorovná síla od stálého zatížení		$H_g$	= 0,00 kN	1,35 = 0,00 kN
vodorovná síla od proměnného zatížení		$H_q$	= 0,00 kN	1,50 = 0,00 kN
celková vodorovná síla		$H_q$	<b>0,00 kN</b>	<b>0,00 kN</b>
moment od stálého zatížení		$M_g$	= 0,00 kNm	1,35 = 0,00 kNm
moment od proměnného zatížení		$M_q$	= 0,00 kNm	1,50 = 0,00 kNm
celkový moment		$M_q$	<b>0,00 kNm</b>	<b>0,00 kNm</b>

Návrh základu	šířka základu	B =	1,60 m
	délka základu	L =	1,60 m
	výška základu	T =	1,00 m
	hloubka založení	D =	1,00 m
	plocha základu	A =	2,56 m <sup>2</sup>
	tíha základu	G =	61,44 kN
	sklon základu	$\alpha$ =	0°



Excentricita základu - Posouzení základu na ztrátu celkové stability

$$e = \frac{M}{V} + \frac{H \cdot T}{G} = \frac{0,00}{873,55} + \frac{0,00 \cdot 1,00}{61,44} = 0,00 \text{ m}$$

$$e = 0,00 \text{ m} < \frac{1}{3} \cdot B = \frac{1}{3} \cdot 1,60 = 0,53 \text{ m} \quad \text{vyhovuje}$$

$$B_{ef} = B - 2 \cdot e = 1,60 - 2 \cdot 0,00 = 1,60 \text{ m}$$

$$A_{ef} = 2,56 \text{ m}^2$$

Parametry základové půdy

zemina

F6 pevná

CL CI

jemnozrnná zemina

$$\varphi_{ud} = \frac{\varphi_{un}}{\gamma_\varphi} = \frac{0^\circ}{1,00} = 0^\circ$$

$$c_{ud} = \frac{c_u}{\gamma_c} = \frac{80 \text{ kPa}}{1,00} = 80 \text{ kPa}$$

$$\varphi_{efd} = \frac{\varphi_{efn}}{\gamma_\varphi} = \frac{18^\circ}{1,00} = 18^\circ$$

$$c_{efd} = \frac{c_{efn}}{\gamma_c} = \frac{20 \text{ kPa}}{1,00} = 20 \text{ kPa}$$

$$\gamma = 21,0 \text{ kg/m}^3$$

**Posouzení základu na únosnost - dlouhodobá únosnost - odvozené podmínky**

$$\begin{aligned}
 R/A &= c \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c \\
 + & q \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q \\
 + & 0,5 \cdot \gamma \cdot B_{ef} \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \\
 R/A &= 20,00 \cdot 13,10 \cdot 1,00 \cdot 1,38 \cdot 1,00 \\
 + & 21,00 \cdot 5,26 \cdot 1,00 \cdot 1,31 \cdot 1,00 \\
 + & 0,5 \cdot 21,00 \cdot 1,60 \cdot 2,77 \cdot 1,00 \cdot 0,70 \cdot 1,00
 \end{aligned}$$

$$R/A = 539,1 \text{ kPa}$$

$$\frac{R/A}{\gamma_R} = \frac{539,15}{1,40} = 385,1 \text{ kPa} > \frac{V_q + G}{A_{ef}} = \frac{873,55 + 61,44}{2,56} = 365,2 \text{ kPa}$$

**vyhovuje**



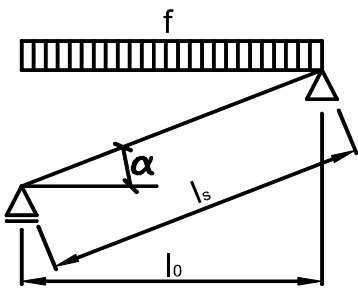
### 3. Návrh a posouzení konstrukce schodiště

#### 3.1 Zatížení ramene schodiště

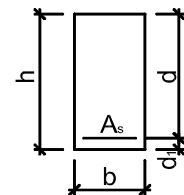
Skladba schodiště	tloušťka	objemová tíha	charakteristické	$\gamma_G$	návrhové
obklad	0,015	22,00	= 0,33 kN/m <sup>2</sup>	1,35	0,45 kN/m <sup>2</sup>
stupně	0,080	23,00	= 1,84 kN/m <sup>2</sup>	1,35	2,48 kN/m <sup>2</sup>
tíha desky	0,150	25,00	= 3,75 kN/m <sup>2</sup>	1,35	5,06 kN/m <sup>2</sup>
omítka	0,015	18,00	= 0,27 kN/m <sup>2</sup>	1,35	0,36 kN/m <sup>2</sup>
<b>g<sub>1</sub> celkem stálé zatížení - šikmý průmět</b>			6,19 kN/m <sup>2</sup>	1,35	8,36 kN/m <sup>2</sup>
sklon schodiště	$\alpha = 27,00^\circ$				
<b>g celkem stálé zatížení - svislý průmět</b>	6,19 / cos 27°		= 6,95 kN/m <sup>2</sup>	1,35	9,38 kN/m <sup>2</sup>
Proměnné zatížení			charakteristické	$\gamma_Q$	návrhové
<b>q užité zatížení</b>	kategorie A	schodiště	3,00 kN/m <sup>2</sup>	1,50	4,50 kN/m <sup>2</sup>
<b>f celkové zatížení</b>			9,95 kN/m <sup>2</sup>	1,40	13,88 kN/m <sup>2</sup>

#### 3.2 Návrh a posouzení ramene schodiště

označení kce ve schématech a

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 šířka				$\gamma_G$
g <sub>1</sub> stálé zatížení		6,95 · 1,00 = 6,95 kN/m	1,35	9,38 kN/m			
q <sub>1</sub> proměnné zatížení		3,00 · 1,00 = 3,00 kN/m	1,05	3,15 kN/m			
f <sub>1</sub> celkové zatížení		9,95 kN/m	1,26	12,53 kN/m			
Kombinace 2		$\xi_1 \cdot \gamma_G = 0,85 \cdot 1,35 = 1,15$	zatěžovací šířka				$\xi_1 \cdot \gamma_Q$
g <sub>2</sub> stálé zatížení		6,95 · 1,00 = 6,95 kN/m	1,15	7,97 kN/m			
q <sub>2</sub> proměnné zatížení		3,00 · 1,00 = 3,00 kN/m	1,50	4,50 kN/m			
f <sub>2</sub> celkové zatížení		9,95 kN/m	1,25	12,47 kN/m			
Rozhodující kombinace:							
kombinace 1							
Schéma konstrukce							
rozpětí konstrukce		$l_0 = 3,50$ m					
úhel sklonu		$\alpha = 27^\circ$					
délka nosníku		$l_s = 3,93$ m					
Vnitřní síly a reakce							
M =		$1/8 \cdot f \cdot l_0^2$					
M <sub>g</sub> =		$1/8 \cdot 6,95 \cdot 3,50^2 = 10,64$ kNm	1,35	14,36 kNm			
M <sub>q</sub> =		$1/8 \cdot 3,00 \cdot 3,50^2 = 4,59$ kNm	1,05	4,82 kNm			
celkový moment		M <sub>f</sub> =	15,23 kNm	1,26	19,18 kNm		
R =		$1/2 \cdot f \cdot l_0$					
R <sub>g</sub> =		$1/2 \cdot 6,95 \cdot 3,50 = 12,16$ kN	1,35	16,41 kN			
R <sub>q</sub> =		$1/2 \cdot 3,00 \cdot 3,50 = 5,25$ kN	1,05	5,51 kN			
celková reakce		R <sub>f</sub> =	17,41 kN	1,26	21,93 kN		
N =		R · sin α					
N <sub>g</sub> =		$12,16 \cdot \sin 27^\circ = 5,52$ kN	1,35	7,45 kN			
N <sub>q</sub> =		$5,25 \cdot \sin 27^\circ = 2,38$ kN	1,05	2,50 kN			
celková normálová síla		N <sub>f</sub> =	7,90 kN	1,26	9,95 kN		

	$V = R \cdot \cos \alpha$				
	$V_g = 12,16 \cdot \cos 27^\circ = 10,83 \text{ kN}$	1,35	=	14,62 kN	
	$V_q = 5,25 \cdot \cos 27^\circ = 4,68 \text{ kN}$	1,05	=	4,91 kN	
celková posouvající síla	$V_f = 15,51 \text{ kN}$	1,26		19,54 kN	
<b>Pružné deformace</b>					
$w_g = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_q}{E} \cdot \frac{l_s^2}{I} = \frac{5}{48} \cdot \frac{10,64}{31,00} \cdot \frac{3,93^2}{281,25}$					
$w_g = 2,0 \text{ mm}$					
$w_q = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_q}{E} \cdot \frac{l_s^2}{I} = \frac{5}{48} \cdot \frac{4,59}{31,00} \cdot \frac{3,93^2}{281,25}$					
$w_q = 0,8 \text{ mm}$					
$w_f = 2,8 \text{ mm}$					
<b>Zatížení</b>	$M_d = 19,18 \text{ kNm}$	$V_d = 19,54 \text{ kN}$			
<b>Návrh průřezu, betonu</b>					
Rozměry	$b = 1,00 \text{ m}$	$\gamma_c = 1,50$			
	$h = 0,15 \text{ m}$	$\alpha_{cc} = 1,0$			
Beton	<b>C25/30</b>	$f_{ck} = 25,00 \text{ MPa}$			
	$E_{cm} = 31,00 \text{ GPa}$	$f_{ctm} = 2,60 \text{ MPa}$			
	$I_c = 281 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$	$f_{cm} = 38,00 \text{ MPa}$			
	$A_c = 0,150 \text{ m}^2$	$\eta = 1,00$			
		$f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$			
		$\varepsilon_{cu3} = 3,50$			
		$\lambda = 0,80$			
<b>Návrh ohybové výztuže</b> <span style="float: right;">třída tažnosti</span>					
Výztuž	<b>B500 B</b>	$f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$	$\gamma_s = 1,15$		
Počet ks na b	<b>10,00 ks</b>	$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$	$E_s = 200,00 \text{ GPa}$		
Průměr výztuže	<b>Ø10</b>	$\varepsilon_{yd} = 2,17$	$\xi_{bal,1} = 0,62$		
Krytí výztuže	$c = 20 \text{ mm}$	Plocha výztuže na b	$A_{s,prov} = 785 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$		
		$d_1 = 25 \text{ mm}$	$d = 125 \text{ mm}$		
<b>Posouzení - MSÚ - Ohyb</b>					
<b>Kontrola vyztužení</b>					
$A_{s1,min} = 163 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$	<	$785 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$			
$A_{s,max} = 6000 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$	>	$785 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$			vyhovuje
<b>Otlačení betonu</b>					
$M_{Rd} = 39,19 \text{ kNm}$	>	$M_d = 19,18 \text{ kNm}$			vyhovuje
<b>Posouzení - MSP - Deformace</b>					
Poměr kvazistalé kombinace k charakteristické kombinaci					
$G + \psi_2 \cdot Q$	=	$6,95 + 0,50 \cdot 3,00$			
$G + Q$		$6,95 + 3,00$	=	0,85	
Moment od zatížení kvazistalé kombinace	$M_{kqp} = 0,85 \cdot M_k$				
	$M_{kqp} = 0,85 \cdot 15,23$		=	12,93 kNm	
Průžná deformace od kvazistalé kombinace	$w_{elqp} = 0,85 \cdot w_{el}$				
	$w_{elqp} = 0,85 \cdot 2,81$		=	2,4 mm	
Rozpětí konstrukce	$l = 3,50 \text{ m}$	Začátek smršťování (dny)	$t_{0,s} = 5$		
Prostředí :relativní vlhkost	$RH = 50\%$	Vyšetřovaný okamžik (dny)	$t (25 \text{ let}) = 9 \text{ 125}$		
Začátek dotvarování (dny)	$t_{0,c} = 28$	Charakter zatížení	$\beta = 0,50$		
Obvod prvku vystavený okolnímu prostředí	$u = 2,00 \text{ m}$				
<b>Součinitel dotvarování pro zatížení</b>					
$\phi_c(t, t_0) = \phi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$	=	$2,58 \cdot 0,98$	=	2,54	
<b>Součinitel dotvarování pro smršťování</b>					
$\phi_s(t, t_0) = \phi_0 \cdot \beta_s(t, t_0)$	=	$3,57 \cdot 0,98$	=	3,52	



### Celkové poměrné smršťování

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 0,000559 + 0,000037 = 0,0005967$$

### Deformace od dlouhodobého zatížení

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

$$E_{cm} \cdot I_c = 31,00 \cdot 281,25 = 8,72 \text{ MNm}^2$$

#### Ohybová tuhost betonového průřezu s výztuží s uvažovaným dotvarováním

$$E_{c,eff} \cdot I_i = 8,75 \cdot 0,0003214 = 2,81 \text{ MNm}^2$$

$$M_{cr,lt} = 12,00 \text{ kNm} < M_{kqp} = 12,93 \text{ kNm} \quad \text{trhliny se očekávají}$$

#### Ohybová tuhost průřezu s trhlinami s uvažovaným dotvarováním

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

$$B = 2,81 \cdot \left( 1 - 0,57 \right) + 1,25 \cdot 0,57 = 1,92 \text{ MNm}^2$$

#### Průžná deformace do vzniku trhlin

$$w_{el,cr} = w_{elqp} \cdot M_{cr,lt} / M_{kqp} = 2,4 \cdot 12,00 / 12,93 = 2,2 \text{ mm}$$

#### Deformace do vzniku trhlin s dotvarováním

$$w_{el,cr,\phi} = w_{el,cr} \cdot E_{cm} \cdot I_c / E_{c,eff} \cdot I_i = 2,2 \cdot 8,72 / 2,81 = 6,9 \text{ mm}$$

#### Průžná deformace po vzniku trhlin

$$w_{el,B} = w_{elqp} - w_{el,cr} = 2,4 - 2,2 = 0,2 \text{ mm}$$

#### Deformace po vzniku trhlin s dotvarováním

$$w_{el,B,\phi} = w_{el,B} \cdot E_{cm} \cdot I_c / B = 0,17 \cdot 8,72 / 1,92 = 0,8 \text{ mm}$$

$$w_f = w_{el,cr,\phi} + w_{el,B,\phi} = 6,9 + 0,8 = 7,6 \text{ mm}$$

#### Deformace od smršťování

$$k = 0,125$$

$$w_{cs} = k \cdot 1/r_{cs} \cdot l^2 = 0,125 \cdot 0,00397 \cdot 3,50^2 = 6,1 \text{ mm}$$

#### Celková deformace od dlouhodobého zatížení a smršťování

$$w_{lim} = l / 250 = 3,50 / 250$$

$$w_{cel} = w_f + w_{cs} = 7,6 + 6,1$$

$$w_{cel} = 13,7 \text{ mm} < w_{lim} = 14,0 \text{ mm} \quad \text{vyhovuje}$$

### Posouzení - MSP - Omezení napětí

#### Kontrola napětí v betonu

$$\sigma_c = M_k \cdot x / I_{ir} = 12,93 \cdot 0,0514 / 0,000143$$

$$\sigma_c = 4,66 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 25,00 = 11,25 \text{ MPa}$$

vyhovuje

#### Kontrola napětí ve výztuži

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

$$\sigma_x = 22,87 \cdot 12,93 \cdot 0,074 / 0,000143$$

$$\sigma_x = 152,69 \text{ MPa} < 0,8 \cdot f_{yk} = 0,8 \cdot 500,00 = 400,00 \text{ MPa}$$

vyhovuje

### Posouzení - MSP - Trhliny

#### Moment od celkového zatížení

$$M_k = 15,23 \text{ kNm}$$

$$M_{cr,lt} = 10,30 \text{ kNm} < M_k = 15,23 \text{ kNm}$$

trhliny se očekávají

$$w_k = 0,08 \text{ mm} < w_{lim} = 0,40 \text{ mm}$$

šířka trhliny vyhovuje

### 3.3 Zatížení mezipodesty schodiště

Skladba stropu	tloušťka	objemová tíha	charakteristické	$\gamma_G$	návrhové
nášlapná vrstva	0,015	22,00	= 0,33 kN/m <sup>2</sup>	1,35	0,45 kN/m <sup>2</sup>
betonová mazanina	0,050	23,00	= 1,15 kN/m <sup>2</sup>	1,35	1,55 kN/m <sup>2</sup>
izolace	0,040	0,50	= 0,02 kN/m <sup>2</sup>	1,35	0,03 kN/m <sup>2</sup>
tíha desky	0,200	25,00	= 5,00 kN/m <sup>2</sup>	1,35	6,75 kN/m <sup>2</sup>
omítka	0,015	18,00	= 0,27 kN/m <sup>2</sup>	1,35	0,36 kN/m <sup>2</sup>
<b>g celkem stálé zatížení</b>			<b>6,77 kN/m<sup>2</sup></b>	<b>1,35</b>	<b>9,14 kN/m<sup>2</sup></b>
Proměnné zatížení			charakteristické	$\gamma_Q$	návrhové
<b>q užité zatížení</b>	kategorie A	schodiště	<b>3,00 kN/m<sup>2</sup></b>	<b>1,50</b>	<b>4,50 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>f celkové zatížení</b>			<b>9,77 kN/m<sup>2</sup></b>	<b>1,40</b>	<b>13,64 kN/m<sup>2</sup></b>

### 3.4 Návrh a posouzení mezipodesty schodiště

označení kce ve schématech b

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 šířka

 $\gamma_G$ 

stálé zatížení - rameno  $6,95 \cdot 1,75 = 12,16 \text{ kN/m}$

stálé zatížení - mezipodesta  $6,77 \cdot 1,00 = 6,77 \text{ kN/m}$

**g<sub>1</sub>** stálé zatížení  $18,93 \text{ kN/m}$   $1,35$   $25,55 \text{ kN/m}$   
 $\gamma_Q \cdot \psi_{0,1}$

proměnné zatížení - rameno  $3,00 \cdot 1,75 = 5,25 \text{ kN/m}$

proměnné zatížení - mezipodesta  $3,00 \cdot 1,00 = 3,00 \text{ kN/m}$

**q<sub>1</sub>** proměnné zatížení  $8,25 \text{ kN/m}$   $1,05$   $8,66 \text{ kN/m}$

**f<sub>1</sub>** celkové zatížení  $27,18 \text{ kN/m}$   $1,26$   $34,21 \text{ kN/m}$

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

 $\xi_1 \cdot \gamma_G$ 

**g<sub>2</sub>** stálé zatížení  $18,93 \text{ kN/m}$   $1,15$   $21,72 \text{ kN/m}$

 $\gamma_Q$ 

**q<sub>2</sub>** proměnné zatížení  $8,25 \text{ kN/m}$   $1,50$   $12,38 \text{ kN/m}$

**f<sub>2</sub>** celkové zatížení  $27,18 \text{ kN/m}$   $1,25$   $34,09 \text{ kN/m}$

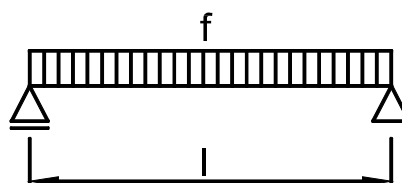
Rozhodující kombinace:

kombinace 1

Schéma konstrukce

rozpětí konstrukce

$$l = 3,00 \text{ m}$$



Vnitřní síly a reakce

$$M = 1/8 \cdot f \cdot l^2$$

$$M_g = 1/8 \cdot 18,93 \cdot 3,00^2 = 21,29 \text{ kNm}$$
  $1,35 = 28,75 \text{ kNm}$

$$M_q = 1/8 \cdot 8,25 \cdot 3,00^2 = 9,28 \text{ kNm}$$
  $1,05 = 9,75 \text{ kNm}$

celkový moment  $M_f = 30,57 \text{ kNm}$   $1,26 = 38,49 \text{ kNm}$

$$V = 1/2 \cdot f \cdot l$$

$$V_g = 1/2 \cdot 18,93 \cdot 3,00 = 28,39 \text{ kN}$$
  $1,35 = 38,33 \text{ kN}$

$$V_q = 1/2 \cdot 8,25 \cdot 3,00 = 12,38 \text{ kN}$$
  $1,05 = 12,99 \text{ kN}$

celková posouvající síla a reakce  $V_f = 40,77 \text{ kN}$   $1,26 = 51,32 \text{ kN}$

# Pružné deformace

$$w_g = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_g}{E} \cdot \frac{l^2}{I} = \frac{5}{48} \cdot \frac{21,29}{31,00} \cdot \frac{3,00^2}{666,67} = 1,0 \text{ mm}$$

$$w_q = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_q}{E} \cdot \frac{l^2}{I} = \frac{5}{48} \cdot \frac{9,28}{31,00} \cdot \frac{3,00^2}{666,67} = 0,4 \text{ mm}$$

$$w_f = 1,4 \text{ mm}$$

## Zatížení

$$M_d = 38,49 \text{ kNm}$$

$$V_d = 51,32 \text{ kN}$$

## Návrh průřezu, betonu

### Rozměry

$$b = 1,00 \text{ m}$$

$$\gamma_c = 1,50$$

$$h = 0,20 \text{ m}$$

$$\alpha_{cc} = 1,0$$

### Beton

$$C25/30$$

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

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

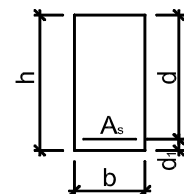
$$f_{ctm} = 2,60 \text{ MPa}$$

$$I_c = 667 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

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

$$A_c = 0,200 \text{ m}^2$$

$$\eta = 1,00$$



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

$$\varepsilon_{cu3} = 3,50$$

$$\lambda = 0,80$$

## Návrh ohybové výztuže

třída tažnosti

### Výztuž

$$B500 \text{ B}$$

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

$$\gamma_s = 1,15$$

### Počet ks na b

$$5,00 \text{ ks}$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200,00 \text{ GPa}$$

### Průměr výztuže

$$\varnothing 14$$

$$\varepsilon_{yd} = 2,17$$

$$\xi_{bal,1} = 0,62$$

### Krytí výztuže

$$c = 20 \text{ mm}$$

Plocha výztuže na b

$$A_{s,prov} = 770 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$$

$$d_1 = 27 \text{ mm}$$

$$d = 173 \text{ mm}$$

## Posouzení - MSÚ - Ohyb

### Kontrola vyztužení

$$A_{s1,min} = 225 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 < 770 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$$

$$A_{s,max} = 8000 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 > 770 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$$

### Otláčení betonu

$$M_{Rd} = 54,53 \text{ kNm} > M_d = 38,49 \text{ kNm}$$

vyhovuje

vyhovuje

vyhovuje

## Posouzení - MSÚ - Smyk

ohybová výztuž zakotvená za místem smykové síly min. 100mm

### Únosnost betonu ve smyku

$$V_{Rd,c} = 92,68 \text{ kN} > V_d = 51,32 \text{ kN}$$

vyhovuje, není nutné vyztužit průřez smykovou výztuží

## Posouzení - MSP - Deformace

Poměr kvazistálé kombinace k charakteristické kombinaci

$$\frac{G + \psi_2 \cdot Q}{G + Q} = \frac{18,93 + 0,50 \cdot 8,25}{18,93 + 8,25} = 0,85$$

Moment od zatížení kvazistálé kombinace

$$M_{kqp} = 0,85 \cdot M_k = 0,85 \cdot 30,57 = 25,93 \text{ kNm}$$

Průžná deformace od kvazistálé kombinace

$$w_{elqp} = 0,85 \cdot w_{el} = 0,85 \cdot 1,39 = 1,2 \text{ mm}$$

Rozpětí konstrukce

$$l = 3,00 \text{ m}$$

Začátek smršťování (dny)

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

Prostředí :relativní vlhkost

$$RH = 50\%$$

Vyšetřovaný okamžik (dny)

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

Začátek dotvarování (dny)

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

Charakter zatížení

$$\beta = 0,50$$

Obvod prvku vystavený okolnímu prostředí

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

### Součinitel dotvarování pro zatížení

$$\phi_c(t, t_0) = \phi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 2,47 \cdot 0,98 = 2,43$$

### Součinitel dotvarování pro smršťování

$$\phi_s(t, t_0) = \phi_0 \cdot \beta_s(t, t_0) = 3,42 \cdot 0,98 = 3,36$$

### Celkové poměrné smršťování

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 0,000473 + 0,000037 = 0,0005107$$

### Deformace od dlouhodobého zatížení

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

$$E_{cm} \cdot I_c = 31,00 \cdot 666,67 = 20,67 \text{ MNm}^2$$

#### Ohybová tuhost betonového průřezu s výztuží s uvažovaným dotvarováním

$$E_{c,eff} \cdot I_i = 9,05 \cdot 0,0007502 = 6,79 \text{ MNm}^2$$

$$M_{cr,lt} = 20,69 \text{ kNm} < M_{kqp} = 25,93 \text{ kNm} \quad \text{trhliny se očekávají}$$

#### Ohybová tuhost průřezu s trhlinami s uvažovaným dotvarováním

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

$$B = 6,79 \cdot \left( 1 - 0,68 \right) + 2,62 \cdot 0,68 = 3,94 \text{ MNm}^2$$

#### Průžná deformace do vzniku trhlin

$$w_{el,cr} = w_{elqp} \cdot M_{cr,lt} / M_{kqp} = 1,2 \cdot 20,69 / 25,93 = 0,9 \text{ mm}$$

#### Deformace do vzniku trhlin s dotvarováním

$$w_{el,cr,\phi} = w_{el,cr} \cdot E_{cm} \cdot I_c / E_{c,eff} \cdot I_i = 0,9 \cdot 20,67 / 6,79 = 2,9 \text{ mm}$$

#### Průžná deformace po vzniku trhlin

$$w_{el,B} = w_{elqp} - w_{el,cr} = 1,2 - 0,9 = 0,2 \text{ mm}$$

#### Deformace po vzniku trhlin s dotvarováním

$$w_{el,B,\phi} = w_{el,B} \cdot E_{cm} \cdot I_c / B = 0,24 \cdot 20,67 / 3,94 = 1,2 \text{ mm}$$

$$w_f = w_{el,cr,\phi} + w_{el,B,\phi} = 2,9 + 1,2 = 4,1 \text{ mm}$$

#### Deformace od smršťování

$$k = 0,089$$

$$w_{cs} = k \cdot 1/r_{cs} \cdot l^2 = 0,089 \cdot 0,00261 \cdot 3,00^2 = 2,1 \text{ mm}$$

#### Celková deformace od dlouhodobého zatížení a smršťování

$$w_{lim} = l / 250 = 3,00 / 250$$

$$w_{cel} = w_f + w_{cs} = 4,1 + 2,1$$

$$w_{cel} = 6,2 \text{ mm} < w_{lim} = 12,0 \text{ mm} \quad \text{vyhovuje}$$

### Posouzení - MSP - Omezení napětí

#### Kontrola napětí v betonu

$$\sigma_c = M_k \cdot x / I_{ir} = 25,93 \cdot 0,0616 / 0,000289$$

$$\sigma_c = 5,52 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 25,00 = 11,25 \text{ MPa}$$

vyhovuje

#### Kontrola napětí ve výztuži

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

$$\sigma_x = 22,10 \cdot 25,93 \cdot 0,111 / 0,000289$$

$$\sigma_x = 220,98 \text{ MPa} < 0,8 \cdot f_{yk} = 0,8 \cdot 500,00 = 400,00 \text{ MPa}$$

vyhovuje

### Posouzení - MSP - Trhliny

#### Moment od celkového zatížení

$$M_k = 30,57 \text{ kNm}$$

$$M_{cr,lt} = 18,18 \text{ kNm} < M_k = 30,57 \text{ kNm}$$

trhliny se očekávají

$$w_k = 0,20 \text{ mm} < w_{lim} = 0,40 \text{ mm}$$

šířka trhliny vyhovuje

## 4. Návrh a posouzení venkovních konstrukcí

### 4.1 Zatížení střechy terasy 3.NP

Skladba střechy		charakteristické	$\gamma_G$	návrhové
krytina		0,20 kN/m <sup>2</sup>	1,35	0,27 kN/m <sup>2</sup>
tíha konstrukce		0,25 kN/m <sup>2</sup>	1,35	0,34 kN/m <sup>2</sup>
<b>g celkem stálé zatížení</b>		<b>0,45 kN/m<sup>2</sup></b>	<b>1,35</b>	<b>0,61 kN/m<sup>2</sup></b>
Proměnné zatížení		charakteristické	$\gamma_Q$	návrhové
<b>q užité zatížení</b>	kategorie H nepřístupná střecha	<b>0,75 kN/m<sup>2</sup></b>	<b>1,50</b>	<b>1,13 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Zatížení sněhem</b>				
Součinitel expozice	Typ krajiny: otevřená	$C_e = 0,80$		
	Tepelný součinitel	$C_t = 1,00$		
Charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi	oblast: 1			$s_k = 0,70 \text{ kN/m}^2$
<b>Tvarový součinitel pro střechy sousedící a přiléhající k vyšším stavbám</b>				
šířka vyšší střechy	$b_1 = 17,40 \text{ m}$	šířka přílehlé strany vyšší stř.	$b_{1,s} = 17,40 \text{ m}$	
šířka nižší střechy	$b_2 = 1,40 \text{ m}$	sklon vyšší střechy	$\alpha = 0,00^\circ$	
	výška mezi nižší střechou a spodní hranou vyšší střechy	$h = 0,90 \text{ m}$		
Délka návěje	$l_{s,1} = 2 \cdot h = 2 \cdot 0,90 = 1,80 \text{ m}$			
	$l_{s,min} = 5,00 \text{ m}$	$l_{s,max} = 15,00 \text{ m}$	$l_s = 5,00 \text{ m}$	
Tvarový součinitel zohledňující sesuv sněhu z horní střechy při $\alpha < 15^\circ$		$\mu_s = 0,00$		
<b>Tvarový součinitel zohledňující působení větru</b>				
$\mu_{w,1} = (b_1 + b_2) / 2 \cdot h$				
$\mu_{w,1} = (17,40 + 1,40) / 2 \cdot 0,90 = 10,44$				
$\mu_{w,2} = \gamma \cdot h / s_k$		$= 2,00 \cdot 0,90 / 0,70 = 2,57$		
$\mu_{w,3} = 2,00$				
$\mu_w = 2,00$				
$\mu_2 = \mu_s + \mu_w = 0,00 + 2,00 = 2,00$				
<b>s sníh</b>	$2,00 \cdot 0,80 \cdot 1,00 \cdot 0,70 = 1,12 \text{ kN/m}^2$	<b>1,50</b>		<b>1,68 kN/m<sup>2</sup></b>

rozhodující je zatížení sněhem

<b>f celkové zatížení - svislý průmět</b>	<b>1,57 kN/m<sup>2</sup></b>	<b>1,46</b>	<b>2,29 kN/m<sup>2</sup></b>
---	------------------------------	-------------	------------------------------

### 4.2 Návrh a posouzení krokve terasy 3.NP

označení kce ve schématech I

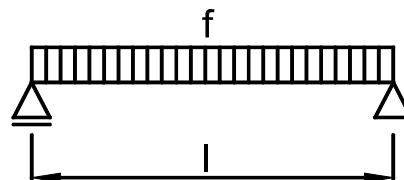
Zatížení Kombinace zatížení jako méně příznivá kombinace z následujících dvou výrazů

$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_Q = 1,50$	$\psi_{0,1} = 0,50$	$\xi_1 = 0,85$
<b>Kombinace 1</b>	$\gamma_Q \cdot \psi_{0,1} = 1,50 \cdot 0,50 = 0,75$		
	zatěžovací šířka	$\gamma_G$	
<b>g<sub>1</sub> stálé zatížení</b>	$0,45 \cdot 1,00 = 0,45 \text{ kN/m}$	1,35	0,61 kN/m
		$\gamma_Q \cdot \psi_{0,1}$	
<b>q<sub>1</sub> proměnné zatížení</b>	$1,12 \cdot 1,00 = 1,12 \text{ kN/m}$	0,75	0,84 kN/m
<b>f<sub>1</sub> celkové zatížení</b>	<b>1,57 kN/m</b>	<b>0,92</b>	<b>1,45 kN/m</b>
<b>Kombinace 2</b>	$\xi_1 \cdot \gamma_G = 0,85 \cdot 1,35 = 1,15$		
	zatěžovací šířka	$\xi_1 \cdot \gamma_G$	
<b>g<sub>2</sub> stálé zatížení</b>	$0,45 \cdot 1,00 = 0,45 \text{ kN/m}$	1,15	0,52 kN/m
		$\gamma_Q$	
<b>q<sub>2</sub> proměnné zatížení</b>	$1,12 \cdot 1,00 = 1,12 \text{ kN/m}$	1,50	1,68 kN/m
<b>f<sub>2</sub> celkové zatížení</b>	<b>1,57 kN/m</b>	<b>1,40</b>	<b>2,20 kN/m</b>

**Rozhodující kombinace:**
**kombinace 2**
**Schéma konstrukce**

rozpětí konstrukce

$$l = 1,40 \text{ m}$$


**Vnitřní síly a reakce**

$M =$	$1/8 \cdot f \cdot l^2$							
$M_g =$	$1/8 \cdot 0,45 \cdot 1,40^2$	$=$	$0,11 \text{ kNm}$	$1,15$	$=$	$0,13 \text{ kNm}$		
$M_q =$	$1/8 \cdot 1,12 \cdot 1,40^2$	$=$	$0,27 \text{ kNm}$	$1,50$	$=$	$0,41 \text{ kNm}$		
celkový moment			$M_f =$	$0,38 \text{ kNm}$	$1,40$	$0,54 \text{ kNm}$		
$V =$	$1/2 \cdot f \cdot l$							
$V_g =$	$1/2 \cdot 0,45 \cdot 1,40$	$=$	$0,32 \text{ kN}$	$1,15$	$=$	$0,36 \text{ kN}$		
$V_q =$	$1/2 \cdot 1,12 \cdot 1,40$	$=$	$0,78 \text{ kN}$	$1,50$	$=$	$1,18 \text{ kN}$		
celková posouvající síla a reakce			$V_f =$	$1,10 \text{ kN}$	$1,40$	$1,54 \text{ kN}$		

**Pružné deformace**

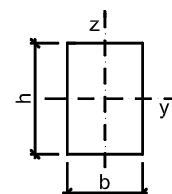
$$w_g = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_g}{E} \cdot \frac{l^2}{I} = \frac{5}{48} \cdot \frac{0,11}{10,00} \cdot \frac{1,40^2}{11,52} = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_q = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_q}{E} \cdot \frac{l^2}{I} = \frac{5}{48} \cdot \frac{0,27}{10,00} \cdot \frac{1,40^2}{11,52} = 0,5 \text{ mm}$$

**Zatížení** moment k ose y  $M_{yd} = 0,54 \text{ kNm}$  posouvající síla  $V_d = 1,54 \text{ kN}$ 
**Prostředí - třída provozu**
**2**
**Třída trvání zatížení**
**střednědobé**
**Návrh průřezu a dřeva**

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

**Průřez** šířka průřezu  $b = 80 \text{ mm}$   
výška průřezu  $h = 120 \text{ mm}$   
plocha  $A = 9,60 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^2$   
moment setrvačnosti  $I_y = 11,52 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^4$   
průřezový modul  $W_y = 192,00 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^3$



**Geometrie** délka nosníku  $l = 1,40 \text{ m}$   
délka nosníku nezajištěná proti příčné a torzní nestabilitě  
 $l_t = 1,40 \text{ m}$

**Podmínky**
**klopení zajištěné**
**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**

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

$$\frac{M_{yd}}{k_{crit} \cdot W_y \cdot f_{m,d}} = \frac{0,54}{1,00 \cdot 192,00 \cdot 13,54} = 0,21 < 1,00$$

**vyhovuje**



### Posouzení - MSP - Deformace

Okamžitý průhyb od stálých zatížení

$$w_{inst,g} = 0,2 \text{ mm}$$

Okamžitý průhyb od proměnného zatížení

$$w_{inst,q} = 0,5 \text{ mm}$$

Celkový okamžitý průhyb

$$w_{inst,f} = 0,7 \text{ mm}$$

součinitel pro kvazistatou hodnotu proměnného zatížení:

sníh  $H < 1000$ 

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

modifikační součinitel deformace

$$k_{def} = 0,80$$

#### Okamžitý průhyb

$$w_{inst,f} = 0,7 \text{ mm} < w_{lim,inst} = \frac{l}{300} = \frac{1400}{300} = 4,7 \text{ mm}$$

vyhovuje

#### Konečný průhyb

Konečný průhyb od stálých zatížení

$$w_{fin,g} = w_{inst,g} \cdot \left( 1 + k_{def} \right) = 0,2 \cdot (1 + 0,80) = 0,4 \text{ mm}$$

Konečný průhyb od proměnného zatížení

$$w_{fin,q} = w_{inst,q} \cdot \left( 1 + \psi_{2,q} \cdot k_{def} \right) = 0,5 \cdot (1 + 0,0 \cdot 0,80) = 0,5 \text{ mm}$$

Celkový konečný průhyb

$$w_{fin,f} = 0,8 \text{ mm}$$

$$w_{fin,f} = 0,8 \text{ mm} < w_{lim,fin} = \frac{l}{250} = \frac{1400}{250} = 5,6 \text{ mm}$$

vyhovuje

### 4.3 Návrh a posouzení vaznice terasy 3.NP

označení kce ve schématech II

Zatížení Kombinace zatížení jako méně příznivá kombinace z následujících dvou výrazů

$$\gamma_G = 1,35$$

$$\gamma_Q = 1,50$$

$$\psi_{0,1} = 0,50$$

$$\xi_1 = 0,85$$

Kombinace 1

$$\gamma_Q \cdot \psi_{0,1} = 1,50 \cdot 0,50 = 0,75$$

zatěžovací šířka

 $\gamma_G$ 
 $g_1$  stálé zatížení

$$0,45 \cdot 0,70 = 0,32 \text{ kN/m}$$

$$1,35 \cdot 0,43 \text{ kN/m}$$

 $\gamma_Q \cdot \psi_{0,1}$ 
 $q_1$  proměnné zatížení

$$1,12 \cdot 0,70 = 0,78 \text{ kN/m}$$

$$0,75 \cdot 0,59 \text{ kN/m}$$

 $f_1$  celkové zatížení

$$1,10 \text{ kN/m}$$

$$0,92 \cdot 1,01 \text{ kN/m}$$

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

$$0,45 \cdot 0,70 = 0,32 \text{ kN/m}$$

$$1,15 \cdot 0,36 \text{ kN/m}$$

 $\gamma_Q$ 
 $q_2$  proměnné zatížení

$$1,12 \cdot 0,70 = 0,78 \text{ kN/m}$$

$$1,50 \cdot 1,18 \text{ kN/m}$$

 $f_2$  celkové zatížení

$$1,10 \text{ kN/m}$$

$$1,40 \cdot 1,54 \text{ kN/m}$$

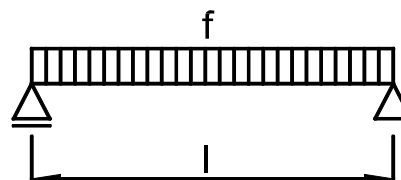
Rozhodující kombinace:

kombinace 2

Schéma konstrukce

rozpětí konstrukce

$$l = 6,00 \text{ m}$$



Vnitřní síly a reakce

$$M = 1/8 \cdot f \cdot l^2$$

$$M_g = 1/8 \cdot 0,32 \cdot 6,00^2 = 1,42 \text{ kNm} \quad 1,15 = 1,63 \text{ kNm}$$

$$M_q = 1/8 \cdot 0,78 \cdot 6,00^2 = 3,53 \text{ kNm} \quad 1,50 = 5,29 \text{ kNm}$$

celkový moment

$$M_f = 4,95 \text{ kNm} \quad 1,40 \quad 6,92 \text{ kNm}$$

$$V = 1/2 \cdot f \cdot l$$

$$V_g = 1/2 \cdot 0,32 \cdot 6,00 = 0,95 \text{ kN} \quad 1,15 = 1,08 \text{ kN}$$

$$V_q = 1/2 \cdot 0,78 \cdot 6,00 = 2,35 \text{ kN} \quad 1,50 = 3,53 \text{ kN}$$

celková posouvající síla a reakce

$$V_f = 3,30 \text{ kN} \quad 1,40 \quad 4,61 \text{ kN}$$

### Pružné deformace

$$w_g = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_q}{E} \cdot \frac{l^2}{I} = \frac{5}{48} \cdot \frac{1,42}{10,00} \cdot \frac{6,00^2}{124,23} = 4,3 \text{ mm}$$

$$w_q = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_q}{E} \cdot \frac{l^2}{I} = \frac{5}{48} \cdot \frac{3,53}{10,00} \cdot \frac{6,00^2}{124,23} = 10,6 \text{ mm}$$

Zatížení moment k ose y  $M_{yd} = 6,92 \text{ kNm}$  posouvající síla  $V_d = 4,61 \text{ kN}$

Prostředí - třída provozu

2

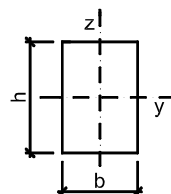
Třída trvání zatížení

střednědobé

### Návrh průřezu a dřeva

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

Průřez šířka průřezu  $b = 140 \text{ mm}$   
výška průřezu  $h = 220 \text{ mm}$   
plocha  $A = 30,80 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^2$   
moment setrvačnosti  $I_y = 124,23 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^4$   
průřezový modul  $W_y = 1129,33 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^3$



Geometrie délka nosníku  $l = 6,00 \text{ m}$   
délka nosníku nezajištěná proti příčné a torzní nestabilitě  
 $l_t = 6,00 \text{ m}$

Podmínky

klopení zajištěné

### 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

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

$$\frac{M_{yd}}{k_{crit} \cdot W_y \cdot f_{m,d}} = \frac{6,92}{1,00 \cdot 1129,33 \cdot 13,54} = 0,45 < 1,00$$

vyhovuje

### Posouzení - MSP - Deformace

Okamžitý průhyb od stálých zatížení  $w_{inst,g} = 4,3 \text{ mm}$

Okamžitý průhyb od proměnného zatížení  $w_{inst,q} = 10,6 \text{ mm}$

Celkový okamžitý průhyb  $w_{inst,f} = 14,9 \text{ mm}$

součinitel pro kvazistalou hodnotu proměnného zatížení: **sníh H<1000**  $\psi_{2,q} = 0,0$

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

#### Okamžitý průhyb

$$w_{inst,f} = 14,9 \text{ mm} < w_{lim,inst} = \frac{l}{300} = \frac{6000}{300} = 20,0 \text{ mm}$$

vyhovuje

### Konečný průhyb

Konečný průhyb od stálých zatížení

$$w_{fin,g} = w_{inst,g} \cdot \left( 1 + k_{def} \right) = 4,3 \cdot \left( 1 + 0,80 \right) = 7,7 \text{ mm}$$

Konečný průhyb od proměnného zatížení

$$w_{fin,q} = w_{inst,q} \cdot \left( 1 + \psi_{2,q} \cdot k_{def} \right) = 10,6 \cdot \left( 1 + 0,0 \cdot 0,80 \right) = 10,6 \text{ mm}$$

Celkový konečný průhyb

$$w_{fin,f} = 18,4 \text{ mm}$$

$$w_{fin,f} = 18,4 \text{ mm} < w_{lim,fin} = \frac{l}{250} = \frac{6000}{250} = 24,0 \text{ mm}$$

vyhovuje

## 4.4 Zatížení střechy terasy 1.NP

Skladba střechy		charakteristické	$\gamma_G$	návrhové
krytina		0,20 kN/m <sup>2</sup>	1,35	0,27 kN/m <sup>2</sup>
tíha konstrukce		0,25 kN/m <sup>2</sup>	1,35	0,34 kN/m <sup>2</sup>
<b>g celkem stálé zatížení</b>		<b>0,45 kN/m<sup>2</sup></b>	<b>1,35</b>	<b>0,61 kN/m<sup>2</sup></b>
Proměnné zatížení		charakteristické	$\gamma_Q$	návrhové
<b>q užité zatížení</b>	kategorie H nepřístupná střecha	<b>0,75 kN/m<sup>2</sup></b>	<b>1,50</b>	<b>1,13 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Zatížení sněhem</b>				
Součinitel expozice	Typ krajiny:	otevřená	$C_e = 0,80$	
	Tepelný součinitel		$C_t = 1,00$	
Charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi		oblast:	1	$s_k = 0,70 \text{ kN/m}^2$
<b>Tvarový součinitel pro střechy sousedící a přiléhající k vyšším stavbám</b>				
šířka vyšší střechy	$b_1 = 33,40 \text{ m}$	šířka přílehlé strany vyšší stř.	$b_{1,s} = 33,40 \text{ m}$	
šířka nižší střechy	$b_2 = 4,40 \text{ m}$	sklon vyšší střechy	$\alpha = 0,00^\circ$	
	výška mezi nižší střechou a spodní hranou vyšší střechy		$h = 7,70 \text{ m}$	
Délka návěje	$l_{s,1} = 2 \cdot h = 2 \cdot 7,70 = 15,40 \text{ m}$			
	$l_{s,min} = 5,00 \text{ m}$	$l_{s,max} = 15,00 \text{ m}$	$l_s = 15,00 \text{ m}$	
Tvarový součinitel zohledňující sesuv sněhu z horní střechy při $\alpha < 15^\circ$			$\mu_s = 0,00$	
<b>Tvarový součinitel zohledňující působení větru</b>				
$\mu_{w,1} = (b_1 + b_2) / 2 \cdot h$				
$\mu_{w,1} = (33,40 + 4,40) / 2 \cdot 7,70 = 2,45$				
$\mu_{w,2} = \gamma \cdot h / s_k = 2,00 \cdot 7,70 / 0,70 = 22,00$				
$\mu_{w,3} = 2,00$				
$\mu_w = 2,00$				
$\mu_2 = \mu_s + \mu_w = 0,00 + 2,00 = 2,00$				
<b>s sníh</b>	$2,00 \cdot 0,80 \cdot 1,00 \cdot 0,70 = 1,12 \text{ kN/m}^2$		<b>1,50</b>	<b>1,68 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>rozhodující je zatížení sněhem</b>				
<b>f celkové zatížení - svislý průmět</b>		<b>1,57 kN/m<sup>2</sup></b>	<b>1,46</b>	<b>2,29 kN/m<sup>2</sup></b>

# 4.5 Návrh a posouzení krokve terasy 1.NP

označení kce ve schématech III

Zatížení Kombinace zatížení jako méně příznivá kombinace z následujících dvou výrazů

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

**Kombinace 1**  $\gamma_Q \cdot \psi_{0,1} = 1,50 \cdot 0,50 = 0,75$

$$g_1 \text{ stálé zatížení} \quad 0,45 \cdot 1,00 = 0,45 \text{ kN/m} \quad \gamma_G \quad 1,35 \quad 0,61 \text{ kN/m}$$

$$q_1 \text{ proměnné zatížení} \quad 1,12 \cdot 1,00 = 1,12 \text{ kN/m} \quad \gamma_Q \cdot \psi_{0,1} \quad 0,75 \quad 0,84 \text{ kN/m}$$

$$f_1 \text{ celkové zatížení} \quad 1,57 \text{ kN/m} \quad 0,92 \quad 1,45 \text{ kN/m}$$

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

$$g_2 \text{ stálé zatížení} \quad 0,45 \cdot 1,00 = 0,45 \text{ kN/m} \quad \xi_1 \cdot \gamma_G \quad 1,15 \quad 0,52 \text{ kN/m}$$

$$q_2 \text{ proměnné zatížení} \quad 1,12 \cdot 1,00 = 1,12 \text{ kN/m} \quad \gamma_Q \quad 1,50 \quad 1,68 \text{ kN/m}$$

$$f_2 \text{ celkové zatížení} \quad 1,57 \text{ kN/m} \quad 1,40 \quad 2,20 \text{ kN/m}$$

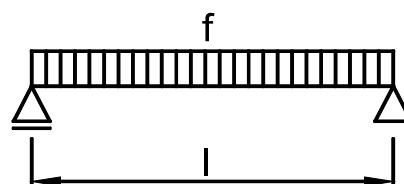
Rozhodující kombinace:

**kombinace 2**

Schéma konstrukce

rozpětí konstrukce

$$l = 4,20 \text{ m}$$



Vnitřní síly a reakce

$$M = 1/8 \cdot f \cdot l^2$$

$$M_g = 1/8 \cdot 0,45 \cdot 4,20^2 = 0,99 \text{ kNm} \quad 1,15 = 1,14 \text{ kNm}$$

$$M_q = 1/8 \cdot 1,12 \cdot 4,20^2 = 2,47 \text{ kNm} \quad 1,50 = 3,70 \text{ kNm}$$

$$\text{celkový moment} \quad M_f = 3,46 \text{ kNm} \quad 1,40 \quad 4,84 \text{ kNm}$$

$$V = 1/2 \cdot f \cdot l$$

$$V_g = 1/2 \cdot 0,45 \cdot 4,20 = 0,95 \text{ kN} \quad 1,15 = 1,08 \text{ kN}$$

$$V_q = 1/2 \cdot 1,12 \cdot 4,20 = 2,35 \text{ kN} \quad 1,50 = 3,53 \text{ kN}$$

$$\text{celková posouvající síla a reakce} \quad V_f = 3,30 \text{ kN} \quad 1,40 \quad 4,61 \text{ kN}$$

Pružné deformace

$$w_g = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_g}{E \cdot I} = \frac{5}{48} \cdot \frac{0,99}{10,00 \cdot 53,33}$$

$$w_g = 3,4 \text{ mm}$$

$$w_q = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_q}{E \cdot I} = \frac{5}{48} \cdot \frac{2,47}{10,00 \cdot 53,33}$$

$$w_q = 8,5 \text{ mm}$$

**Zatížení** moment k ose y  $M_{yd} = 4,84 \text{ kNm}$  posouvající síla  $V_d = 4,61 \text{ kN}$

Prostředí - třída provozu

**2**

Třída trvání zatížení

**střednědobé**

Návrh průřezu a dřeva

Dřevo

typ dřeva

**rostlé dřevo**

$$E_{0,mean} = 10,00 \text{ GPa}$$

$$f_{m,k} = 22,00 \text{ MPa}$$

třída dřeva

**C22**

$$E_{0,05} = 6,70 \text{ GPa}$$

$$f_{v,k} = 2,40 \text{ MPa}$$

modifikační součinitel

$$k_{mod} = 0,80$$

$$\gamma_M = 1,30$$

Průřez

šířka průřezu

$$b = 80 \text{ mm}$$

výška průřezu

$$h = 200 \text{ mm}$$

plocha

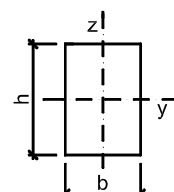
$$A = 16,00 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

moment setrvačnosti

$$I_y = 53,33 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

průřezový modul

$$W_y = 533,33 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^3$$



Geometrie

délka nosníku

$$l = 4,20 \text{ m}$$

Podmínky

délka nosníku nezajištěná proti příčné a torzní nestabilitě

**klopení zajištěné**

$$l_t = 4,20 \text{ m}$$

### 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

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

$$\frac{M_{yd}}{k_{crit} \cdot W_y \cdot f_{m,d}} = \frac{4,84}{1,00 \cdot 533,33 \cdot 13,54} = 0,67 < 1,00$$

vyhovuje

### Posouzení - MSP - Deformace

Okamžitý průhyb od stálých zatížení

$$w_{inst,g} = 3,4 \text{ mm}$$

Okamžitý průhyb od proměnného zatížení

$$w_{inst,q} = 8,5 \text{ mm}$$

Celkový okamžitý průhyb

$$w_{inst,f} = 11,9 \text{ mm}$$

součinitel pro kvazistatou hodnotu proměnného zatížení:

**sníh H<1000**

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

modifikační součinitel deformace

$$k_{def} = 0,80$$

#### Okamžitý průhyb

$$w_{inst,f} = 11,9 \text{ mm} < w_{lim,inst} = \frac{l}{300} = \frac{4200}{300} = 14,0 \text{ mm}$$

vyhovuje

#### Konečný průhyb

Konečný průhyb od stálých zatížení

$$w_{fin,g} = w_{inst,g} \cdot \left( 1 + k_{def} \right) = 3,4 \cdot (1 + 0,80) = 6,2 \text{ mm}$$

Konečný průhyb od proměnného zatížení

$$w_{fin,q} = w_{inst,q} \cdot \left( 1 + \psi_{2,q} \cdot k_{def} \right) = 8,5 \cdot (1 + 0,0 \cdot 0,80) = 8,5 \text{ mm}$$

Celkový konečný průhyb

$$w_{fin,f} = 14,7 \text{ mm}$$

$$w_{fin,f} = 14,7 \text{ mm} < w_{lim,fin} = \frac{l}{250} = \frac{4200}{250} = 16,8 \text{ mm}$$

vyhovuje

### 4.6 Návrh a posouzení vaznice terasy 1.NP

označení kce ve schématech IV

Zatížení Kombinace zatížení jako méně příznivá kombinace z následujících dvou výrazů

$$\gamma_G = 1,35$$

$$\gamma_Q = 1,50$$

$$\psi_{0,1} = 0,50$$

$$\xi_1 = 0,85$$

Kombinace 1

$$\gamma_Q \cdot \psi_{0,1} = 1,50 \cdot 0,50 = 0,75$$

zatěžovací šířka

 $\gamma_G$ 

g<sub>1</sub> stálé zatížení

$$0,45 \cdot 2,20 = 0,99 \text{ kN/m}$$

$$1,35 \cdot 1,34 \text{ kN/m}$$

 $\gamma_Q \cdot \psi_{0,1}$ 

q<sub>1</sub> proměnné zatížení

$$1,12 \cdot 2,20 = 2,46 \text{ kN/m}$$

$$0,75 \cdot 1,85 \text{ kN/m}$$

f<sub>1</sub> celkové zatížení

$$3,45 \text{ kN/m}$$

$$0,92 \cdot 3,18 \text{ kN/m}$$

Kombinace 2

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

zatěžovací šířka

 $\xi_1 \cdot \gamma_G$ 

g<sub>2</sub> stálé zatížení

$$0,45 \cdot 2,20 = 0,99 \text{ kN/m}$$

$$1,15 \cdot 1,14 \text{ kN/m}$$

 $\gamma_Q$ 

q<sub>2</sub> proměnné zatížení

$$1,12 \cdot 2,20 = 2,46 \text{ kN/m}$$

$$1,50 \cdot 3,70 \text{ kN/m}$$

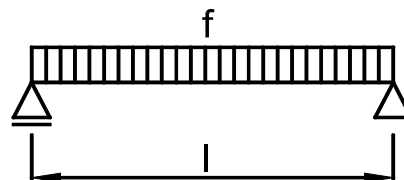
f<sub>2</sub> celkové zatížení

$$3,45 \text{ kN/m}$$

$$1,40 \cdot 4,83 \text{ kN/m}$$

**Rozhodující kombinace:**
**kombinace 2**
**Schéma konstrukce**

rozpětí konstrukce

 $l = 5,40 \text{ m}$ 

**Vnitřní síly a reakce**

$M =$	$1/8 \cdot f \cdot l^2$						
$M_g =$	$1/8 \cdot 0,99 \cdot 5,40^2$	$=$	$3,61 \text{ kNm}$	$1,15$	$=$	$4,14 \text{ kNm}$	
$M_q =$	$1/8 \cdot 2,46 \cdot 5,40^2$	$=$	$8,98 \text{ kNm}$	$1,50$	$=$	$13,47 \text{ kNm}$	
celkový moment			$M_f =$	$12,59 \text{ kNm}$	$1,40$	$17,61 \text{ kNm}$	
$V =$	$1/2 \cdot f \cdot l$						
$V_g =$	$1/2 \cdot 0,99 \cdot 5,40$	$=$	$2,67 \text{ kN}$	$1,15$	$=$	$3,07 \text{ kN}$	
$V_q =$	$1/2 \cdot 2,46 \cdot 5,40$	$=$	$6,65 \text{ kN}$	$1,50$	$=$	$9,98 \text{ kN}$	
celková posouvající síla a reakce			$V_f =$	$9,33 \text{ kN}$	$1,40$	$13,05 \text{ kN}$	

**Pružné deformace**

$$w_g = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_g}{E} \cdot \frac{l^2}{I} = \frac{5}{48} \cdot \frac{3,61}{10,00} \cdot \frac{5,40^2}{256,11} = 4,3 \text{ mm}$$

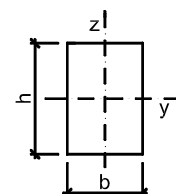
$$w_q = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_q}{E} \cdot \frac{l^2}{I} = \frac{5}{48} \cdot \frac{8,98}{10,00} \cdot \frac{5,40^2}{256,11} = 10,7 \text{ mm}$$

**Zatížení** moment k ose y  $M_{yd} = 17,61 \text{ kNm}$  posouvající síla  $V_d = 13,05 \text{ kN}$ 
**Prostředí - třída provozu**
**2**
**Třída trvání zatížení**
**střednědobé**
**Návrh průřezu a dřeva**

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

**Průřez**

šířka průřezu  $b = 140 \text{ mm}$   
výška průřezu  $h = 280 \text{ mm}$   
plocha  $A = 39,20 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^2$   
moment setrvačnosti  $I_y = 256,11 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^4$   
průřezový modul  $W_y = 1829,33 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^3$


**Geometrie**

délka nosníku  $l = 5,40 \text{ m}$   
délka nosníku nezajištěná proti příčné a torzní nestabilitě  
 $l_t = 5,40 \text{ m}$

**Podmínky**
**klopení zajištěné**
**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**

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

$$\frac{M_{yd}}{k_{crit} \cdot W_y \cdot f_{m,d}} = \frac{17,61}{1,00 \cdot 1829,33 \cdot 13,54} = 0,71 < 1,00$$

**vyhovuje**

### Posouzení - MSP - Deformace

Okamžitý průhyb od stálých zatížení

$$w_{inst,g} = 4,3 \text{ mm}$$

Okamžitý průhyb od proměnného zatížení

$$w_{inst,q} = 10,7 \text{ mm}$$

Celkový okamžitý průhyb

$$w_{inst,f} = 14,9 \text{ mm}$$

součinitel pro kvazistalou hodnotu proměnného zatížení:

sníh H<1000

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

modifikační součinitel deformace

$$k_{def} = 0,80$$

#### Okamžitý průhyb

$$w_{inst,f} = 14,9 \text{ mm} < w_{lim,inst} = \frac{l}{300} = \frac{5400}{300} = 18,0 \text{ mm}$$

vyhovuje

#### Konečný průhyb

Konečný průhyb od stálých zatížení

$$w_{fin,g} = w_{inst,g} \cdot \left( 1 + k_{def} \right) = 4,3 \cdot \left( 1 + 0,80 \right) = 7,7 \text{ mm}$$

Konečný průhyb od proměnného zatížení

$$w_{fin,q} = w_{inst,q} \cdot \left( 1 + \psi_{2,q} \cdot k_{def} \right) = 10,7 \cdot \left( 1 + 0,0 \cdot 0,80 \right) = 10,7 \text{ mm}$$

Celkový konečný průhyb

$$w_{fin,f} = 18,4 \text{ mm}$$

$$w_{fin,f} = 18,4 \text{ mm} < w_{lim,fin} = \frac{l}{250} = \frac{5400}{250} = 21,6 \text{ mm}$$

vyhovuje