

OBSAH:

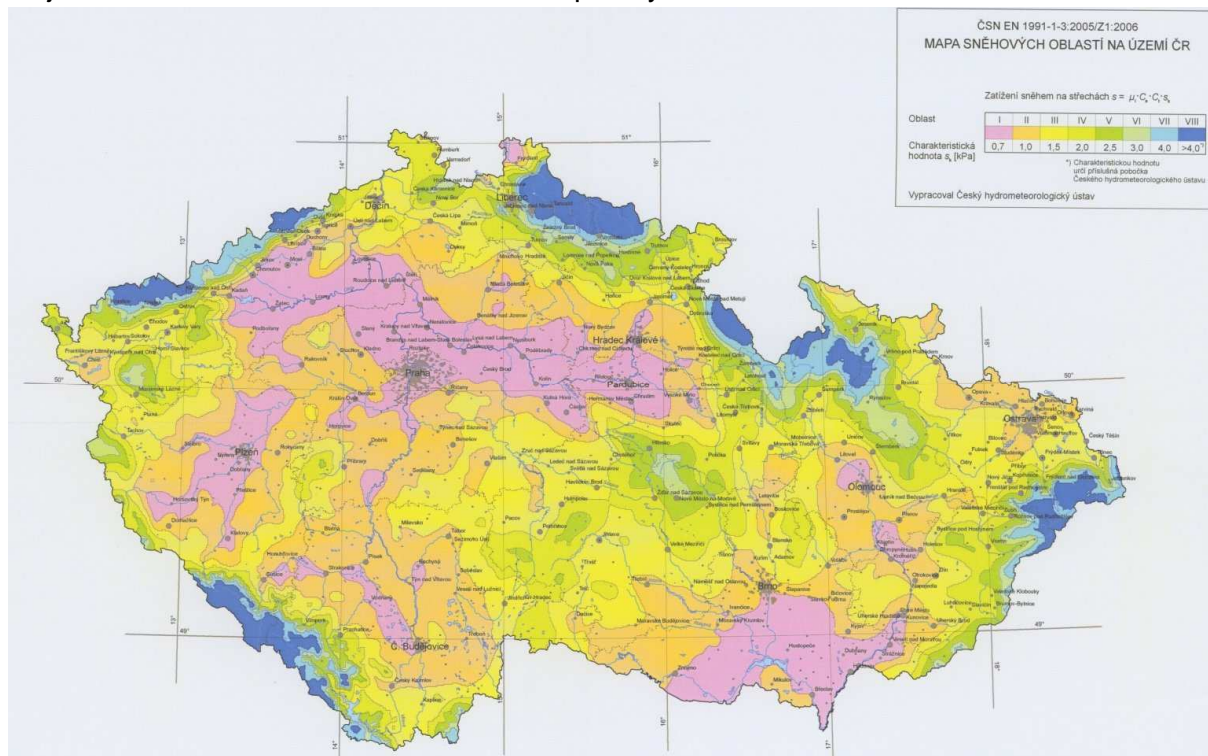
1	Statický výpočet	2
1.1	Zatížení	2
1.1.1	Zatížení sněhem	2
1.1.2	Zatížení větrem	4
1.1.3	Střecha – přehled zatížení	11
1.1.4	Strop – přehled zatížení	13
1.1.5	Přehled zatížení schodiště	15
1.1.6	Přehled zatížení podlah.....	16
1.1.7	Přehled zatížení svislých konstrukcí.....	16
1.2	Krov	17
1.3	Svislé nosné konstrukce v 2.NP	17
1.3.1	Zdivo	17
1.3.2	Ztužení objektu věncem pod úrovní krovu	17
1.3.3	Překlad nad novým otvorem světlosti 800 mm v jižní podélné stěně	18
1.4	Strop nad 1.NP.....	19
1.4.1	Stávající stropní konstrukce	19
1.4.2	Dobetonávka stropu podél schodišťového traktu – vnitřní část.....	19
1.4.3	Dobetonávka stropu podél schodišťového traktu – okrajová část	21
1.4.4	Mezistrop nad hygienickým centrem v prostoru přístavby garáže.....	23
1.5	Svislé nosné konstrukce v 1.NP	24
1.5.1	Stávající zdivo.....	24
1.5.2	Překlad nad novým otvorem světlosti 1200 mm ve stávající jižní podélné stěně (vstup k novému schodišti)	24
1.5.3	Překlad nad novým otvorem světlosti 900 mm ve stávající vnitřní nosné stěně	25
1.5.4	Nové zdivo přístaveb.....	26
1.5.5	Ztužení přístaveb věncem pod úrovní krovu.....	26
1.5.6	Posouzení systémových překladů ve zdivu přístavby garáže	28
1.5.7	Překlad nad novým otvorem světlosti 3100 mm ve štítové západní stěně přístavby garáže.....	29
1.5.8	Překlad nad novým otvorem světlosti 1500 mm v severní podélné stěně přitížený mezistropem v objektu přístavby garáže	30
1.5.9	Překlad nad novým otvorem světlosti 2000 mm v jižní podélné stěně přístavby garáže	31
1.5.10	Posouzení systémových překladů ve zdivu přístavby společenské části	31
1.5.11	Překlad nad novým otvorem světlosti 1950 mm ve štítové západní stěně	32
1.5.12	Překlad nad novým otvorem světlosti 1350 mm v jižní podélné stěně	32
1.6	Schodiště	33
1.6.1	Koncepce.....	33
1.6.2	Návrh konstrukce	33
1.6.3	Závěr.....	36
1.7	Základy	36
1.7.1	Posouzení základových poměrů.....	36
1.7.2	Stávající základy	36
1.7.3	Nové základové pasy	37

1 STATICKÝ VÝPOČET

1.1 ZATÍŽENÍ

1.1.1 Zatížení sněhem

Objekt se nachází ve I. sněhové oblasti dle přílohy ČSN EN 1991-1-3.



Sněhová oblast	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
s_k [kN/m ²]	0.7	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	>.0
kg/m ²	70	100	150	200	250	300	400	>480

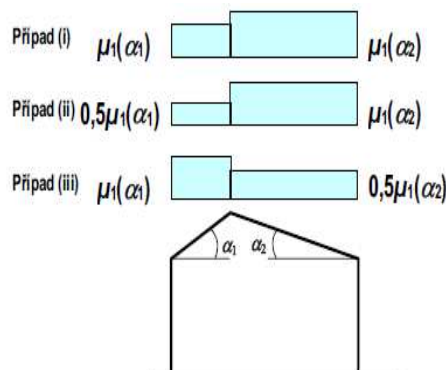
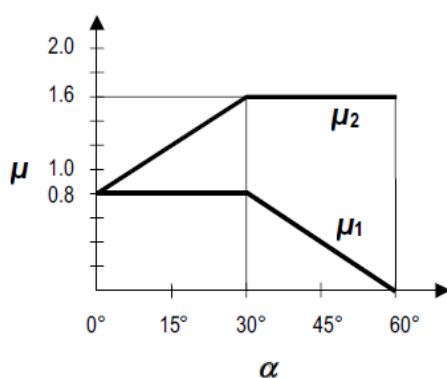
Zatížení sněhem působí svisle a je vztaženo k půdorysné ploše střechy.

Nepředpokládá se, že sníh bude mimo mimořádných situací na střeše přesouván nebo z ní odstraňován.

Zatížení nenavátým a navátým sněhem na střechách pro trvalé a dočasné návrhové situace

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

$\mu_i = 0,80$ tvarový součinitel zatížení sněhem pro sklon sedlové střechy 23°



Tvarové součinitele zatížení sněhem pro sedlové střechy

Střecha sousedící a přiléhající k vyšším stavbám

$\mu_1 = 0,80$ tvarový součinitel zatížení sněhem pro nižší sedlovou střechu

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

$\mu_s = 0,00$ tvarový součinitel zatížení sněhem zohledňující sesuv sněhu z horní střechy při $\alpha_{\max} = 15^\circ$

$\mu_w = (b_1 + b_2) / 2 \cdot h \leq \gamma \cdot h / s_k$ tvarový součinitel zatížení sněhem zohledňující působení větru ($0,80 \leq \mu_w \leq 4,00$)

$$\mu_w = (12650 + 14500) / 2 \cdot 2970 = 4,57 \dots \text{ nerozhoduje}$$

$$\mu_{w,\max} = 2,00 \cdot 2,97 / 0,70 = 8,48 \dots \text{ nerozhoduje}$$

$$\mu_{w,\max,\lim} = 4,00 \dots \text{ rozhoduje}$$

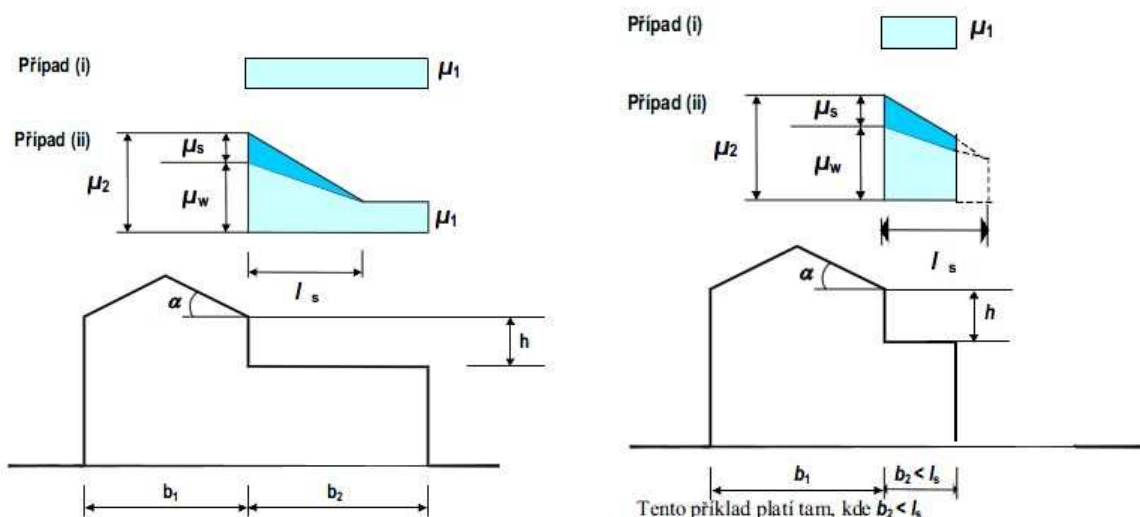
$$\mu_2 = 0,00 + 4,00 = 4,00$$

γ objemová tíha sněhu (zde doporučeno uvažovat $2,00 \text{ kN/m}^3$)

$$l_s = 2 \cdot h$$

l_s délka návěje ($5,00 \text{ m} \leq l_s \leq 15,00 \text{ m}$)

$$l_s = 2 \cdot 2,97 = 5,94 \text{ m}$$



Tvarové součinitele zatížení sněhem pro střechy přiléhající k vyšším stavbám

C_e součinitel okolního prostředí

Topografie	C_e
otevřená ^{a)}	0,8
normální ^{b)}	1,0
chráněná ^{c)}	1,2

^{a)} Otevřená topografie: rovná plocha bez překážek, otevřená do všech stran, nechráněná nebo jen málo chráněná terénem, vyššími stavbami nebo stromy.
^{b)} Normální topografie: plochy, kde nedochází na stavbách k výraznému přemístění sněhu větrem kvůli okolnímu terénu, jiným stavbám nebo stromům.
^{c)} Chráněná topografie: plochy, kde je uvažovaná stavba výrazně nižší než okolní terén nebo je stavba obklopena vysokými stromy a/nebo vyššími stavbami.

Hodnoty součinitele C_e pro různé topografie

C_t tepelný součinitel

$C_t = 1,00$ střechy, kde díky nízké tepelné prostupnosti nedochází k odtávání sněhu

$s_k = 0,70 \text{ kN/m}^2$ charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi v I. sněhové oblasti

$s_0 = 0,80 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 0,70 = 0,56 \text{ kN/m}^2$ pro sedlovou střechu nižších přístaveb mimo oblast kumulace sněhu v závětrí vyššího objektu (ve vzdálenosti větší než 5,94 m od štítu vyššího objektu), pro sedlovou střechu vyššího objektu

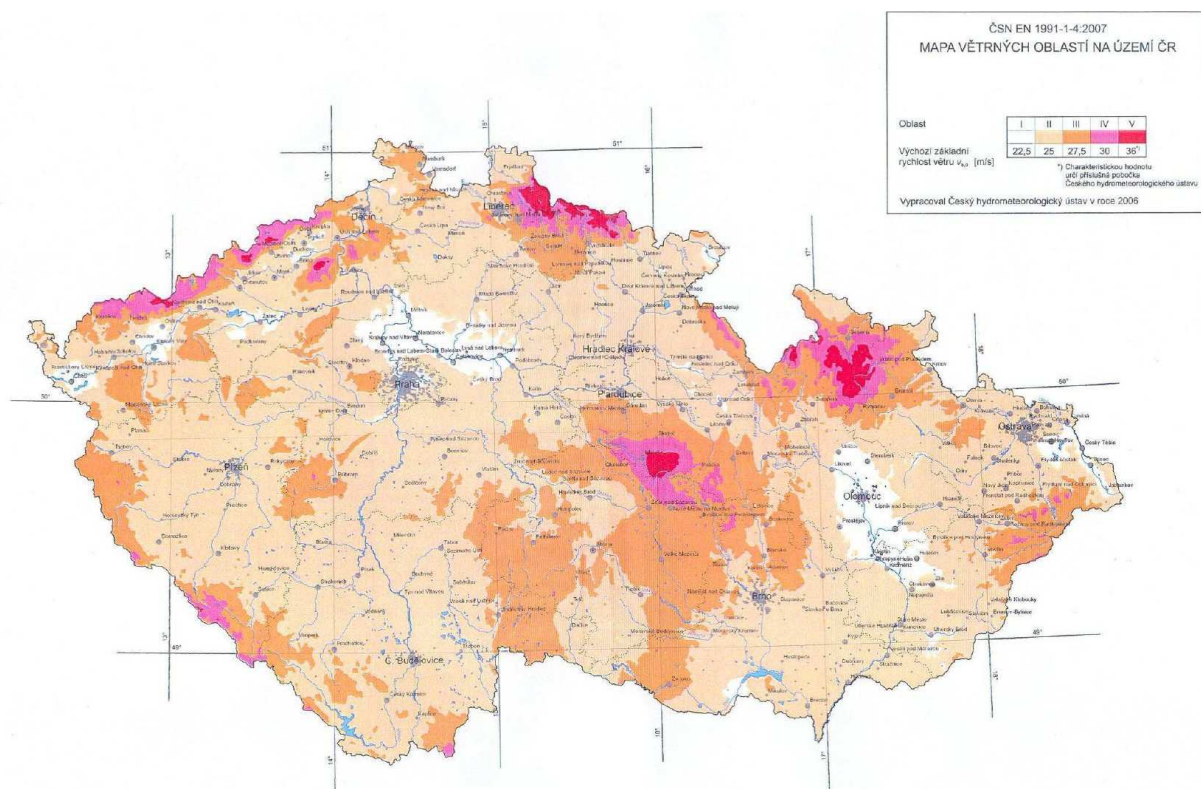
$s_1 = 4,00 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 0,70 = 2,80 \text{ kN/m}^2$ max. při štítu vyššího objektu pro sedlovou střechu nižších přístaveb v oblasti kumulace sněhu v závětrí vyššího objektu (ve vzdálenosti menší než 5,94 m od štítu vyššího objektu)

$\gamma_f = 1,50$ součinitel zatížení

1.1.2 Zatížení větrem

1.1.2.1 Mapa větrových oblastí

Objekt se nachází ve I. větrové oblasti dle přílohy ČSN EN 1991-1-4 "Mapa větrových oblastí na území ČR".



1.1.2.2 Základní rychlost větru

$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0}$ základní rychlost větru

C_{dir} součinitel směru větru – obvykle $C_{dir} = 1,00$

C_{season} součinitel ročního období – obvykle $C_{season} = 1,00$

$v_{b,0}$ výchozí základní rychlost větru - větrová oblast I $\rightarrow v_{b,0} = 22,5 \text{ m/s}$

$v_b = 1,00 \cdot 1,00 \cdot 22,5 = 22,5 \text{ m/s}$

1.1.2.3 Základní tlak větru

$q_b = 0,50 \cdot \rho \cdot v_b^2$ základní tlak větru

ρ hustota vzduchu

– v závislosti na nadmořské výšce, teplotě a tlaku vzduchu
většinou $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$

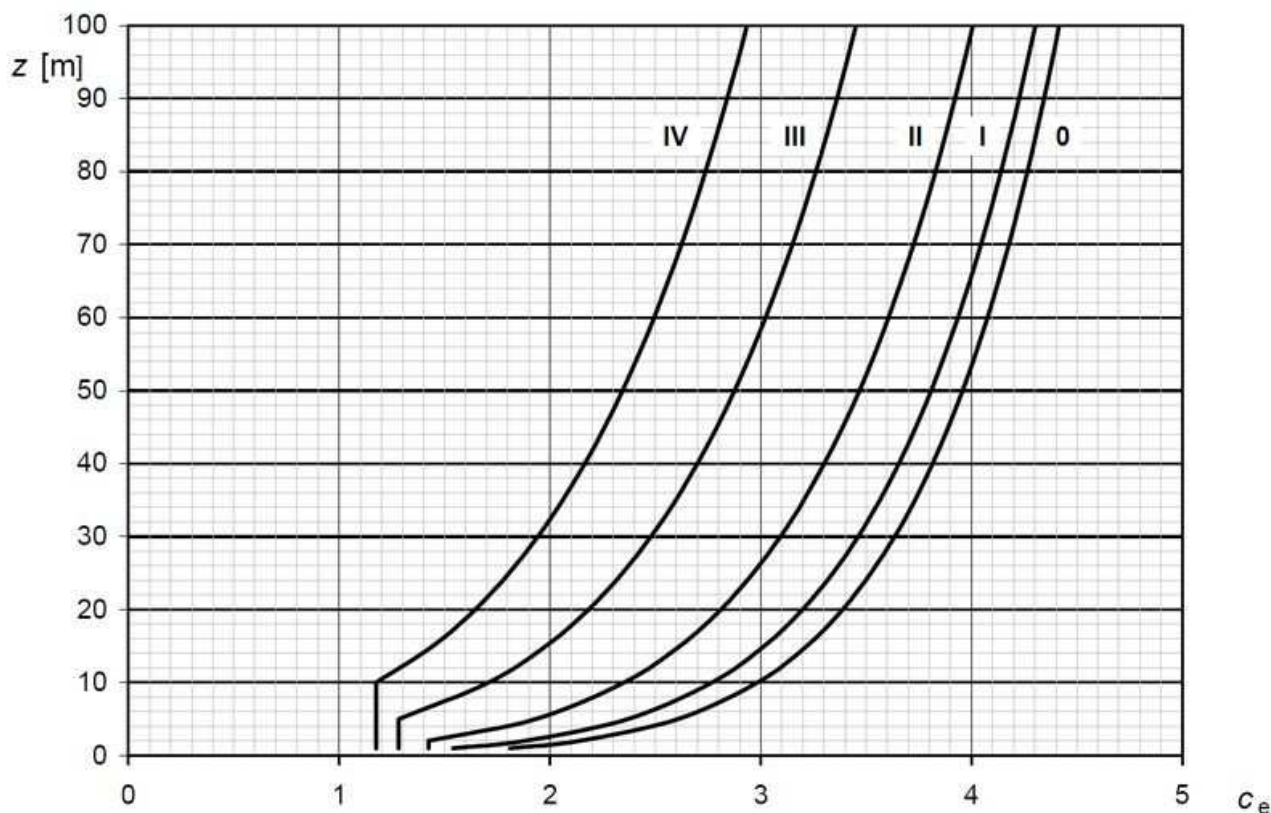
$$q_b = 0,50 \cdot 1,25 \cdot 22,5^2 = 0,317 \text{ kN/m}^2$$

1.1.2.4 Charakteristický maximální dynamický tlak

$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b$ charakteristický maximální dynamický tlak větru

Kategorie terénu	z_0 (m)	z_{min} (m)
0 – moře a přímořské oblasti	0,003	1
I – jezera nebo vodorovná plochá krajina bez překážek	0,01	1
II – krajina s nízkou vegetací, jako je tráva nebo izolované překážky	0,05	2
III – oblast pravidelně pokrytá vegetací, budovami nebo překážkami	0,3	5
IV – alespoň 15% povrchu je pokryto budovami, průměrná výška přesahuje 15m	1	10

Tabulka kategorií terénů



Graf pro přibližné určení součinitele expozice $c_e(z)$ pro $c_0=1,0$ a $k_t=1,0$

$c_e(z) = 1,45 \leftarrow z = 6,85 \text{ m}$, kategorie terénu III ... přístavby

$c_e(z) = 1,70 \leftarrow z = 9,65 \text{ m}$, kategorie terénu III ... vyšší objekt

$q_p(z) = 1,45 \cdot 0,317 = 0,46 \text{ kN/m}^2$... přístavby

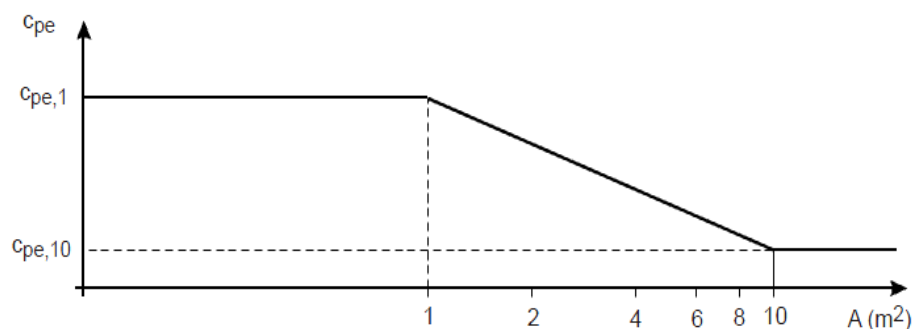
$q_p(z) = 1,70 \cdot 0,317 = 0,54 \text{ kN/m}^2$... vyšší objekt

1.1.2.5 Tlak větru na vnější povrchy

$w_e = q_p(z) \cdot c_{pe}$ tlak větru na vnější povrchy

c_{pe} součinitel vnějšího tlaku

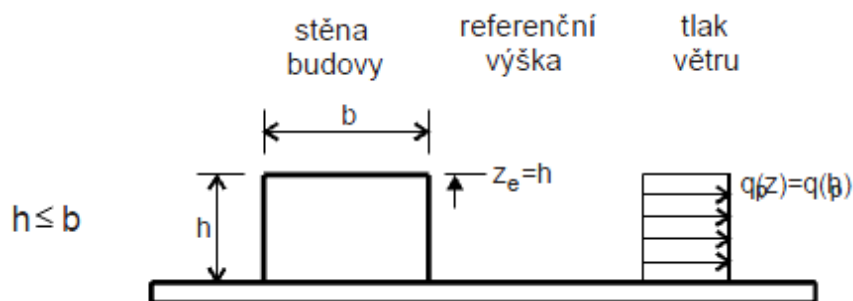
1.1.2.5.1 Vliv velikosti plochy vystavené větru



Obrázek závislosti součinitele c_{pe} na ploše vystavené větru

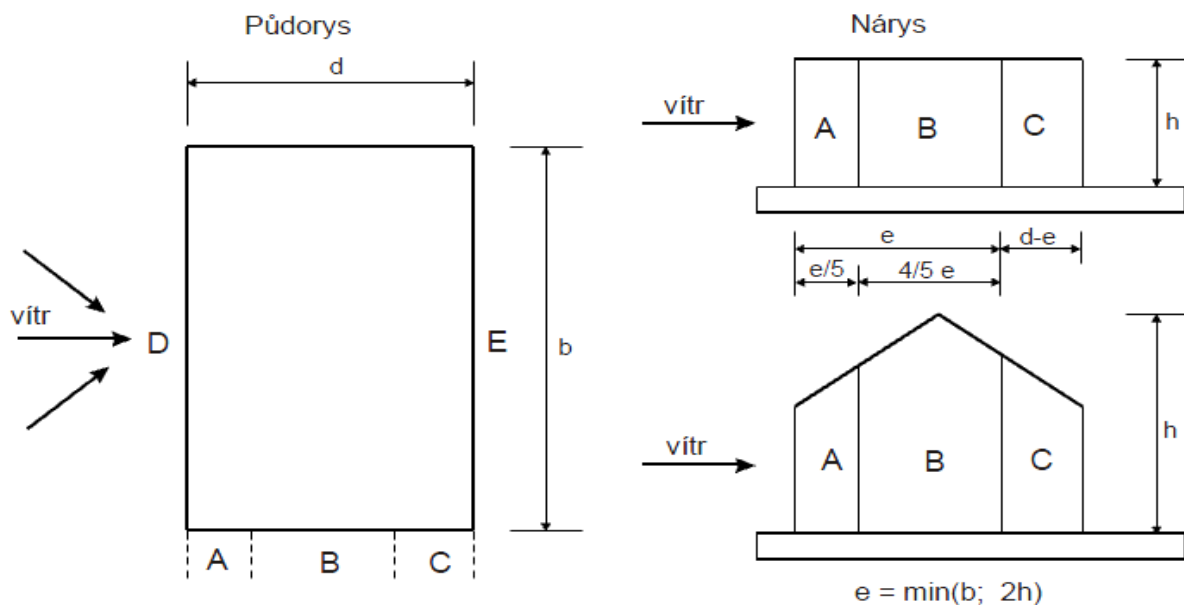
1.1.2.5.2 Referenční výška

z_e referenční výška



Obrázek rozdělení tlaku po výšce konstrukce v závislosti na šířce a výšce budovy

1.1.2.5.3 Součinitel vnějšího tlaku pro svislé stěny



Obrázek označení ploch u svislých stěn

Oblast	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	c_{pe-1}	$c_{pe,10}$	c_{pe-1}	$c_{pe,10}$	c_{pe-1}	$c_{pe,10}$	c_{pe-1}	$c_{pe,10}$	c_{pe-1}
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	
mezilehlé hodnoty lze interpolovat										

Tabulka hodnot součinitelů vnějších tlaků pro svislé stěny

max. tlak pro lokální posouzení jednotlivých prvků:

$$w_e = 0,54 \cdot 1,00 = 0,54 \text{ kPa}$$

max. tlak pro celkové posouzení objektu:

$$w_e = 0,54 \cdot 0,80 = 0,44 \text{ kPa}$$

max. sání pro lokální posouzení jednotlivých prvků v rozsahu nároží (oblast A):

$$w_e = 0,54 \cdot (-)1,40 = (-)0,76 \text{ kPa}$$

max. sání pro celkové posouzení objektu v rozsahu nároží (oblast A):

$$w_e = 0,54 \cdot (-)1,20 = (-)0,65 \text{ kPa}$$

max. sání pro lokální posouzení jednotlivých prvků mimo nároží (oblast B):

$$w_e = 0,54 \cdot (-)1,10 = (-)0,60 \text{ kPa}$$

max. sání pro celkové posouzení objektu mimo nároží (oblast B):

$$w_e = 0,54 \cdot (-)0,80 = (-)0,44 \text{ kPa}$$

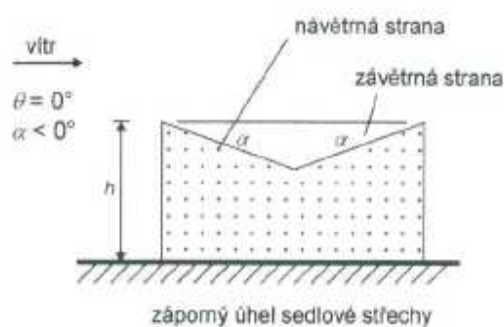
max. sání pro lokální i celkové posouzení jednotlivých prvků v rozsahu závětrří (oblast E):

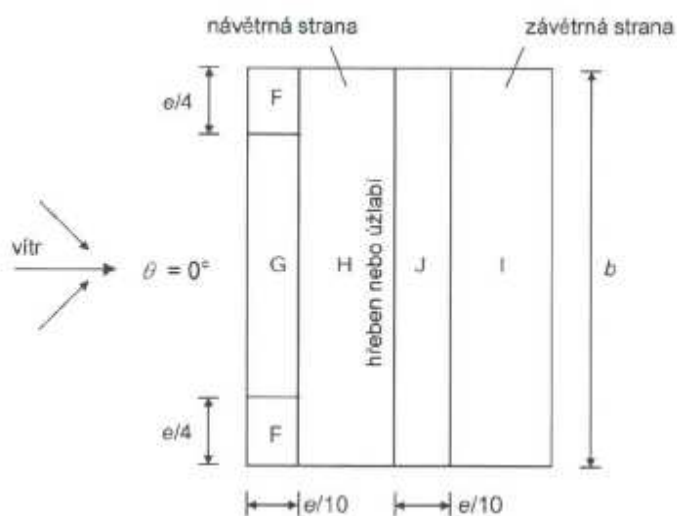
$$w_e = 0,54 \cdot (-)0,50 = (-)0,27 \text{ kPa}$$

1.1.2.5.4 Součinitel vnějšího tlaku pro sedlové střechy



a) Všeobecně

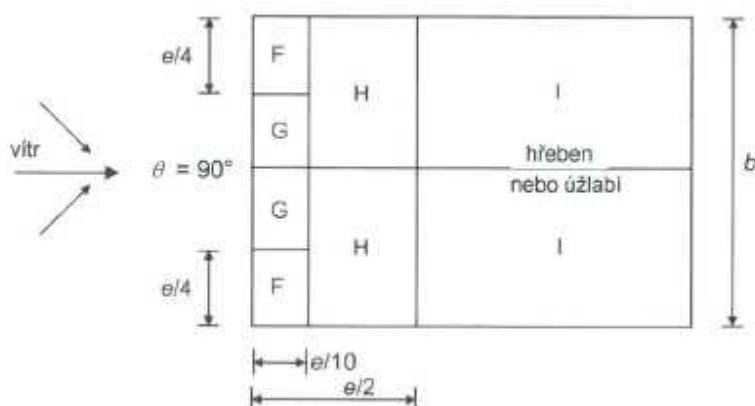




e je menší z hodnot b nebo $2h$

b je rozměr kolmo na směr větru

b) Směr větru $\theta = 0^\circ$



c) Směr větru $\theta = 90^\circ$

Obrázek označení ploch u sedlových střech

Úhel sklonu α	Oblast pro směr větru $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		+0,0	+0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		+0,0		+0,0	
45°	+0,0		+0,0		+0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		+0,0		+0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

POZNÁMKA 1 Při $\theta = 0^\circ$ se tlaky prudce mění mezi kladnými a zápornými hodnotami pro úhly sklonu přibližně $\alpha = -5^\circ$ až $+45^\circ$; proto jsou uvedeny kladné a záporné hodnoty. Pro tyto střechy se mají uvažovat čtyři případy, ve kterých největší a nejmenší hodnoty ze všech oblastí F, G, a H jsou kombinovány s největšími a nejmenšími hodnotami v oblastech I a J. Na stejné straně nelze použít smíšené kladné a záporné hodnoty.

POZNÁMKA 2 Pro mezilehlé úhly sklonu se stejným znaménkem lze použít lineární interpolaci mezi hodnotami se stejným znaménkem. (Není dovoleno interpolovat mezi $\alpha = +5^\circ$ a $\alpha = -5^\circ$, ale použijí se hodnoty pro ploché střechy podle 7.2.3). Hodnoty 0,0 jsou uvedeny pro potřeby interpolace.

Tabulka hodnot součinitelů vnějších tlaků pro sedlové střechy pro směr větru kolmý na podélnou zeď

Úhel sklonu α	Oblast pro směr větru $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

Tabulka hodnot součinitelů vnějších tlaků pro sedlové střechy pro směr větru kolmý na štítovou zeď

Součinitel vnějšího tlaku pro sedlovou střechu vyššího objektu – $\alpha = 23^\circ$

max. tlak pro lokální i celkové posouzení jednotlivých prvků na dolním pásu střechy (oblasti F a G):

$$w_e = 0,54 \cdot 0,47 = 0,26 \text{ kPa}$$

max. tlak pro lokální i celkové posouzení jednotlivých prvků na horním pásu střechy (oblast H):

$$w_e = 0,54 \cdot 0,31 = 0,17 \text{ kPa}$$

max. sání pro lokální posouzení jednotlivých prvků v rozsahu rohu střechy (oblast F):

$$w_e = 0,54 \cdot (-)1,76 = (-)0,95 \text{ kPa}$$

max. sání pro celkové posouzení objektu v rozsahu rohu střechy (oblast F):

$$w_e = 0,54 \cdot (-)1,20 = (-)0,65 \text{ kPa}$$

max. sání pro lokální posouzení jednotlivých prvků v horním pásu podél štítové zdi (oblast G při směru větru kolmém na štítové zdi):

$$w_e = 0,54 \cdot (-)2,00 = (-)1,08 \text{ kPa}$$

max. sání pro celkové posouzení jednotlivých prvků v horním pásu podél štítové zdi (oblast G při směru větru kolmém na štítové zdi):

$$w_e = 0,54 \cdot (-)1,36 = (-)0,74 \text{ kPa}$$

max. sání pro lokální posouzení jednotlivých prvků v dolním pásu podél okapu (oblast G při směru větru kolmém na podélné zdi):

$$w_e = 0,54 \cdot (-)1,50 = (-)1,08 \text{ kPa}$$

max. sání pro lokální posouzení jednotlivých prvků ve vnitřní části střechy (oblast H při směru větru kolmém na štítové zdi):

$$w_e = 0,54 \cdot (-)1,20 = (-)0,65 \text{ kPa}$$

max. sání pro celkové posouzení jednotlivých prvků ve vnitřní části střechy (oblast H při směru větru kolmém na štítové zdi):

$$w_e = 0,54 \cdot (-)0,71 = (-)0,39 \text{ kPa}$$

Součinitel vnějšího tlaku pro sedlovou střechu nižšího objektu – $\alpha = 23^\circ$

max. tlak pro lokální i celkové posouzení jednotlivých prvků na dolním pásu střechy (oblasti F a G):

$$w_e = 0,46 \cdot 0,47 = 0,22 \text{ kPa}$$

max. tlak pro lokální i celkové posouzení jednotlivých prvků na horním pásu střechy (oblast H):

$$w_e = 0,46 \cdot 0,31 = 0,15 \text{ kPa}$$

max. sání pro lokální posouzení jednotlivých prvků v rozsahu rohu střechy (oblast F):

$$w_e = 0,46 \cdot (-)1,76 = (-)0,81 \text{ kPa}$$

max. sání pro celkové posouzení objektu v rozsahu rohu střechy (oblast F):

$$w_e = 0,46 \cdot (-)1,20 = (-)0,56 \text{ kPa}$$

max. sání pro lokální posouzení jednotlivých prvků v horním pásu podél štítové zdi (oblast G při směru větru kolmém na štítové zdi):

$$w_e = 0,46 \cdot (-)2,00 = (-)0,92 \text{ kPa}$$

max. sání pro celkové posouzení jednotlivých prvků v horním pásu podél štítové zdi (oblast G při směru větru kolmém na štítové zdi):

$$w_e = 0,46 \cdot (-)1,36 = (-)0,63 \text{ kPa}$$

max. sání pro lokální posouzení jednotlivých prvků v dolním pásu podél okapu (oblast G při směru větru kolmém na podélné zdi):

$$w_e = 0,46 \cdot (-)1,50 = (-)0,69 \text{ kPa}$$

max. sání pro lokální posouzení jednotlivých prvků ve vnitřní části střechy (oblast H při směru větru kolmém na štítové zdi):

$$w_e = 0,46 \cdot (-)1,20 = (-)0,56 \text{ kPa}$$

max. sání pro celkové posouzení jednotlivých prvků ve vnitřní části střechy (oblast H při směru větru kolmém na štítové zdi):

$$w_e = 0,46 \cdot (-)0,71 = (-)0,33 \text{ kPa}$$

$\gamma_f = 1,50$ součinitel zatížení

1.1.3 Střecha – přehled zatížení

1.1.3.1 Sedlová střecha přístaveb – mimo možnost kumulace sněhu v závětrí vyššího objektu (min.)

Dle výrazu 6.10a ČSN EN 1990

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Souči- nitel zati- žení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Plechová krytina včetně bednění			0,33	1,35	0,44
2	Pojistná izolace 0,10/cos 23°			0,11	1,35	0,15
3	Kontralatě 0,03*0,05*6,0/cos 23°	0,002	6,00	0,01	1,35	0,01
4	Konstrukce sbíjených vazníků (odhad)			0,40	1,35	0,54
5	Tepelná izolace	0,240	0,50	0,12	1,35	0,16
6	Parotěsná zábrana			0,05	1,35	0,07
7	Podhled včetně roznášecího roštu			0,25	1,35	0,34
	CELKEM STĚLE			1,26	1,35	1,71
8	Podvěšené zatížení 0,20*0,70			0,14	1,50	0,21
9	Sníh 0,56*0,50			0,28	1,50	0,42
10	Vítr 0,22*0,60			0,13	1,50	0,20
	CELKEM			1,82	1,40	2,54

Dle výrazu 6.10b ČSN EN 1990

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Souči- nitel zati- žení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Plechová krytina včetně bednění			0,33	1,15	0,37
2	Pojistná izolace 0,10/cos 23°			0,11	1,15	0,12
3	Kontralatě 0,03*0,05*6,0/cos 23°	0,002	6,00	0,01	1,15	0,01
4	Konstrukce sbíjených vazníků (odhad)			0,40	1,15	0,46
5	Tepelná izolace	0,240	0,50	0,12	1,15	0,14
6	Parotěsná zábrana			0,05	1,15	0,06
7	Podhled včetně roznášecího roštu			0,25	1,15	0,29
	CELKEM STĚLE			1,26	1,15	1,45
8	Podvěšené zatížení 0,20*0,70			0,14	1,50	0,21
9	Sníh 0,56*1,00			0,56	1,50	0,84
10	Vítr 0,22*0,60			0,13	1,50	0,20
	CELKEM			2,10	1,29	2,70

1.1.3.2 Sedlová střecha přístaveb – max. možnost kumulace sněhu v závětrí vyššího objektu (max.)

Dle výrazu 6.10a ČSN EN 1990

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Plechová krytina včetně bednění			0,33	1,35	0,44
2	Pojistná izolace 0,10/cos 23°			0,11	1,35	0,15
3	Kontralatě 0,03*0,05*6,0/cos 2	0,002	6,00	0,01	1,35	0,01
4	Konstrukce sbíjených vazníků (odhad)			0,40	1,35	0,54
5	Tepelná izolace	0,240	0,50	0,12	1,35	0,16
6	Parotěsná zábrana			0,05	1,35	0,07
7	Podhled včetně roznášecího roštu			0,25	1,35	0,34
	CELKEM STĚLE			1,26	1,35	1,71
8	Podvěšené zatížení 0,20*0,70			0,14	1,50	0,21
9	Sníh 2,80*0,50			1,40	1,50	2,10
10	Vítr 0,22*0,60			0,13	1,50	0,20
	CELKEM			2,94	1,44	4,22

Dle výrazu 6.10b ČSN EN 1990

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Plechová krytina včetně bednění			0,33	1,15	0,37
2	Pojistná izolace 0,10/cos 23°			0,11	1,15	0,12
3	Kontralatě 0,03*0,05*6,0/cos 2	0,002	6,00	0,01	1,15	0,01
4	Konstrukce sbíjených vazníků (odhad)			0,40	1,15	0,46
5	Tepelná izolace	0,240	0,50	0,12	1,15	0,14
6	Parotěsná zábrana			0,05	1,15	0,06
7	Podhled včetně roznášecího roštu			0,25	1,15	0,29
	CELKEM STĚLE			1,26	1,15	1,45
8	Podvěšené zatížení 0,20*0,70			0,14	1,50	0,21
9	Sníh 2,80*1,00			2,80	1,50	4,20
10	Vítr 0,22*0,60			0,13	1,50	0,20
	CELKEM			4,34	1,40	6,06

1.1.3.3 Sedlová střecha původního vyššího objektu

Dle výrazu 6.10a ČSN EN 1990

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Plechová krytina včetně bednění			0,33	1,35	0,44
2	Pojistná izolace 0,10/cos 23°			0,11	1,35	0,15
3	Kontralatě 0,03*0,05*6,0/cos 2	0,002	6,00	0,01	1,35	0,01
4	Konstrukce sbíjených vazníků (odhad)			0,40	1,35	0,54
5	Tepelná izolace	0,240	0,50	0,12	1,35	0,16
6	Parotěsná zábrana			0,05	1,35	0,07
7	Podhled včetně roznášecího roštu			0,25	1,35	0,34
	CELKEM STĚLE			1,26	1,35	1,71
8	Podvěšené zatížení 0,20*0,70			0,14	1,50	0,21
9	Sníh 0,56*0,50			0,28	1,50	0,42
10	Vítr 0,26*0,60			0,16	1,50	0,23
	CELKEM			1,84	1,40	2,57

Dle výrazu 6.10b ČSN EN 1990

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Plechová krytina včetně bednění			0,33	1,15	0,37
2	Pojistná izolace 0,10/cos 23°			0,11	1,15	0,12
3	Kontralatě 0,03*0,05*6,0/cos 23°	0,002	6,00	0,01	1,15	0,01
4	Konstrukce sbíjených vazníků (odhad)			0,40	1,15	0,46
5	Tepelná izolace	0,240	0,50	0,12	1,15	0,14
6	Parotěsná zábrana			0,05	1,15	0,06
7	Podhled včetně roznášecího roštu			0,25	1,15	0,29
	CELKEM STALÉ			1,26	1,15	1,45
8	Podvěšené zatížení 0,20*0,70			0,14	1,50	0,21
9	Sníh 0,56*1,00			0,56	1,50	0,84
10	Větr 0,26*0,60			0,16	1,50	0,23
	CELKEM			2,12	1,29	2,74

1.1.4 Strop – přehled zatížení

1.1.4.1 Stávající stropní konstrukce nad 1.NP

Dle výrazu 6.10a ČSN EN 1990

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Podlahová krytina			0,05	1,35	0,07
2	Betonová mazanina	0,050	24,00	1,20	1,35	1,62
3	Železobetonové panely	0,200	17,00	3,40	1,35	4,59
4	Omítka	0,015	20,00	0,30	1,35	0,41
5	Přemístitelné příčky			1,50	1,35	2,03
	CELKEM STALÉ			6,45	1,35	8,71
6	Nahodilé užité zatížení 0,70*5,00			3,50	1,50	5,25
	CELKEM			9,95	1,40	13,96

Dle výrazu 6.10b ČSN EN 1990

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Podlahová krytina			0,05	1,15	0,06
2	Betonová mazanina	0,050	24,00	1,20	1,15	1,38
3	Železobetonové panely	0,200	17,00	3,40	1,15	3,91
4	Omítka	0,015	20,00	0,30	1,15	0,35
5	Přemístitelné příčky			1,50	1,15	1,73
	CELKEM STALÉ			6,45	1,15	7,42
6	Nahodilé užité zatížení 1,00*5,00			5,00	1,50	7,50
	CELKEM			11,45	1,30	14,92

1.1.4.2 Dobetonávka stropní konstrukce nad 1.NP

Dle výrazu 6.10a ČSN EN 1990

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Podlahová krytina			0,05	1,35	0,07
2	Betonová mazanina	0,050	24,00	1,20	1,35	1,62
3	Izolace	0,050	1,50	0,08	1,35	0,10
4	Železobetonová deska	0,150	25,00	3,75	1,35	5,06
5	Omítka	0,015	20,00	0,30	1,35	0,41
6	Přemístitelné příčky			1,50	1,35	2,03
	CELKEM STALÉ			6,88	1,35	9,28
7	Nahodilé užité zatížení 0,70*5,00			3,50	1,50	5,25
	CELKEM			10,38	1,40	14,53

Dle výrazu 6.10b ČSN EN 1990

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Podlahová krytina			0,05	1,15	0,06
2	Betonová mazanina	0,050	24,00	1,20	1,15	1,38
3	Izolace	0,050	1,50	0,08	1,15	0,09
4	Železobetonová deska	0,150	25,00	3,75	1,15	4,31
5	Omítka	0,015	20,00	0,30	1,15	0,35
6	Přemístitelné příčky			1,50	1,15	1,73
	CELKEM STALÉ			6,88	1,15	7,91
7	Nahodilé užité zatížení 1,00*5,00			5,00	1,50	7,50
	CELKEM			11,88	1,30	15,41

1.1.4.3 Mezistrop nad hygienickým centrem v přístavbě garáže

Dle výrazu 6.10a ČSN EN 1990

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Podlahová krytina			0,05	1,35	0,07
2	Vyrovnávací stěrka	0,015	25,00	0,38	1,35	0,51
3	Systémová stropní konstrukce tl. 270 mm			3,60	1,35	4,86
4	Omítka	0,015	20,00	0,30	1,35	0,41
	CELKEM STALÉ			4,33	1,35	5,84
5	Nahodilé užité zatížení 0,70*2,00			1,40	1,50	2,10
	CELKEM			5,73	1,39	7,94

Dle výrazu 6.10b ČSN EN 1990

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Podlahová krytina			0,05	1,15	0,06
2	Vyrovnávací stěrka	0,015	25,00	0,38	1,15	0,43
3	Systémová stropní konstrukce tl. 270 mm			3,60	1,15	4,14
4	Omítka	0,015	20,00	0,30	1,15	0,35
	CELKEM STALÉ			4,33	1,15	4,97
5	Nahodilé užité zatížení 1,00*2,00			2,00	1,50	3,00
	CELKEM			6,33	1,26	7,97

1.1.5 Přehled zatížení schodiště

1.1.5.1 Schodišťové rameno

Dle výrazu 6.10a ČSN EN 1990

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Keramický obklad (stupeň i podst	0,025	24,00	0,60	1,35	0,81
2	Lepicí tmel (stupeň i podstupnice	0,015	26,00	0,39	1,35	0,53
3	Nabetonované stupně	0,100	25,00	2,50	1,35	3,38
4	Železobetonové rameno schodiště	0,220	25,00	5,50	1,35	7,43
5	Omítka	0,020	20,00	0,40	1,35	0,54
	CELKEM			9,39	1,35	12,68
6	Nahodilé zatížení 4,00*0,70			2,80	1,50	4,20
	CELKEM			12,19	1,38	16,88

Dle výrazu 6.10b ČSN EN 1990

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Keramický obklad (stupeň i podst	0,025	24,00	0,60	1,15	0,69
2	Lepicí tmel (stupeň i podstupnice	0,015	26,00	0,39	1,15	0,45
3	Nabetonované stupně	0,100	25,00	2,50	1,15	2,88
4	Železobetonové rameno schodiště	0,220	25,00	5,50	1,15	6,33
5	Omítka	0,020	20,00	0,40	1,15	0,46
	CELKEM			9,39	1,15	10,80
6	Nahodilé zatížení 4,00*1,00			4,00	1,50	6,00
	CELKEM			13,39	1,25	16,80

1.1.5.2 Podesta schodiště

Dle výrazu 6.10a ČSN EN 1990

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Keramický obklad	0,012	24,00	0,29	1,35	0,39
2	Lepicí tmel	0,080	26,00	2,08	1,35	2,81
3	Železobetonová deska podesty	0,220	25,00	5,50	1,35	7,43
4	Omítka	0,020	20,00	0,40	1,35	0,54
	CELKEM			8,27	1,35	11,16
5	Nahodilé zatížení 4,00*0,70			2,80	1,50	4,20
	CELKEM			11,07	1,39	15,36

Dle výrazu 6.10b ČSN EN 1990

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Keramický obklad	0,012	24,00	0,29	1,15	0,33
2	Lepicí tmel	0,080	26,00	2,08	1,15	2,39
3	Železobetonová deska podesty	0,220	25,00	5,50	1,15	6,33
4	Omítka	0,020	20,00	0,40	1,15	0,46
	CELKEM			8,27	1,15	9,51
5	Nahodilé zatížení 4,00*1,00			4,00	1,50	6,00
	CELKEM			12,27	1,26	15,51

1.1.6 Přehled zatížení podlah

1.1.6.1 Podlaha garáže

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Povrchová vyrovnávací stěrka	0,015	24,00	0,36	1,35	0,49
2	Železobetonová podlahová deska	0,180	25,00	4,50	1,35	6,08
3	Tepelná izolace	0,080	1,50	0,12	1,35	0,16
4	Hydroizolace			0,10	1,35	0,14
5	Podkladní železobeton	0,100	25,00	2,50	1,35	3,38
	CELKEM			7,58	1,35	10,23
6	Nahodilé zatížení 9,00*1,00			9,00	1,50	13,50
	CELKEM			16,58	1,43	23,73

1.1.6.2 Podlaha 1.NP mimo garáže

Dle výrazu 6.10a ČSN EN 1990

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Keramická dlažba	0,012	24,00	0,29	1,35	0,39
2	Lepící tmel	0,008	26,00	0,21	1,35	0,28
3	Železobetonová podlahová deska	0,080	25,00	2,00	1,35	2,70
4	Tepelná izolace	0,120	1,50	0,18	1,35	0,24
5	Hydroizolace			0,10	1,35	0,14
6	Podkladní železobeton	0,100	25,00	2,50	1,35	3,38
	CELKEM			5,28	1,35	7,12
7	Nahodilé zatížení 5,00*0,70			3,50	1,50	5,25
	CELKEM			8,78	1,41	12,37

Dle výrazu 6.10b ČSN EN 1990

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Keramická dlažba	0,012	24,00	0,29	1,15	0,33
2	Lepící tmel	0,008	26,00	0,21	1,15	0,24
3	Železobetonová podlahová deska	0,080	25,00	2,00	1,15	2,30
4	Tepelná izolace	0,120	1,50	0,18	1,15	0,21
5	Hydroizolace			0,10	1,15	0,12
6	Podkladní železobeton	0,100	25,00	2,50	1,15	2,88
	CELKEM			5,28	1,15	6,07
7	Nahodilé zatížení 5,00*1,00			5,00	1,50	7,50
	CELKEM			10,28	1,32	13,57

1.1.7 Přehled zatížení svislých konstrukcí

1.1.7.1 Stávající zdivo z keramického plného zdiva tl. 300 mm – obvodové i vnitřní

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Zdivo z cihel plných	0,290	18,00	5,22	1,35	7,05
2	Omítka	0,030	20,00	0,60	1,35	0,81
	CELKEM			5,82	1,35	7,86

1.1.7.2 Nové zdivo z keramických voštinových tvarovek tl. 450 mm - obvodové

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Zdivo keramické voštinové	0,440	8,50	3,74	1,35	5,05
2	Omítka	0,030	20,00	0,60	1,35	0,81
CELKEM				4,34	1,35	5,86

1.1.7.3 Nové zdivo z keramických voštinových tvarovek tl. 300 mm - vnitřní

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Zdivo keramické voštinové	0,290	10,00	2,90	1,35	3,92
2	Omítka	0,030	20,00	0,60	1,35	0,81
CELKEM				3,50	1,35	4,73

1.1.7.4 Nové nenosné zdivo z keramických voštinových tvarovek tl. 150 mm - vnitřní

Položka	Popis zatížení	Tloušťka [m]	Měrná tíha [kN/m ³]	Normová hodnota [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Výpočtová hodnota [kN/m ²]
1	Zdivo keramické voštinové	0,140	12,50	1,75	1,35	2,36
2	Omítka	0,030	20,00	0,60	1,35	0,81
CELKEM				2,35	1,35	3,17

1.2 KROV

Krov bude proveden z dřevěných sbíjených vazníků. Jejich detailní statický výpočet provede vybraný dodavatel vazníků. V příloze tohoto výpočtu je připojeno vyjádření možného dodavatele k tomuto projektu pro stavební povolení.

Při statickém výpočtu navazujících nosných prvků jsou využity zásady rozmístěná vazníků uvedené ve výkresu skladby tohoto projektu. Pokud v dalším stupni bude rozhodnuto o úpravě těchto zásad, je nutné zvážit dopad změn těchto zásad na navazující níže situované nosné konstrukce.

1.3 SVISLÉ NOSNÉ KONSTRUKCE V 2.NP

1.3.1 Zdivo

Jedná se o stávající zdivo s běžným zatížením a dále není v tomto statickém výpočtu posuzováno.

Překlady nad otvory jsou většinou stávající a bude nutné během stavby posoudit, zda zatížení od nové konstrukce krovu je pro tyto překlady akceptovatelné, protože nový statický systém krovu nebude využívat podpory nad střední nosnou zdí v 1.NP ve formě pilířů v 2.NP. Ev. je možné zesílit nový železobetonový věnec ve zhlaví zdi pod konstrukcí krovu, aby plnil i funkci překladu.

U opouštěných otvorů při jejich zpětném vyzdění doporučuji provádět spřažení stávajícího a nového zdiva (spřahovací trny, kapsy apod .) a poslední spáru mezi novým zdivem a původním nadpražím otvoru utěsnit s časovým odstupem vhodnou expanzní maltou.

1.3.2 Ztužení objektu věncem pod úrovní krovu

1.3.2.1 Zásady

Vodorovná výztuž ve směru délky budovy se navrhuje na extrémní výpočtové zatížení 15 kN působící na 1 m šířky budovy. Vodorovná výztuž ve směru šířky budovy se navrhuje na extrémní výpočtové zatížení 15 kN působící na 1 m délky budovy. Výztuž ztužení je nutné navrhnout v úrovni každého stropu a střechy.

1.3.2.2 Stanovení množství výztuže v jednotlivých věncích

1.3.2.2.1 Věnce ve směru délky budovy

Celková plocha výztuže ve směru délky budovy

$$A_{st,min}^{délka,celk} = \frac{F_{d,celk}}{R_{sd}} = \frac{b_{celk} \cdot 15,0}{R_{sd}}$$

Vstupní data:	Šířka objektu:	b= 9,30 m
	Kvalita výztuže:	10505(R) $R_{sd}= 450,0$ MPa
Výstupní data:	Síla zajišťovaná výztuží:	$F_d= 139,50$ kN
	Plocha výztuže ve věncích:	$A_{st}= 310$ mm ²

→ vyhovuje 2x 4ØR8

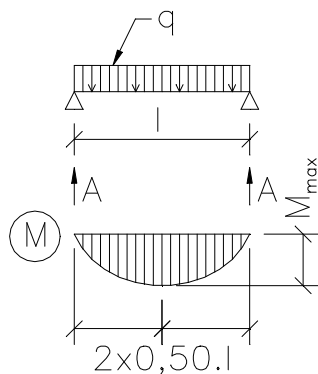
1.3.2.2.2 Věnce ve směru šířky budovy

Celková plocha výztuže ve směru šířky budovy

$$A_{st,min}^{šířka,celk} = \frac{F_{d,celk}}{R_{sd}} = \frac{l_{celk} \cdot 15,0}{R_{sd}}$$

Vstupní data:	Délka objektu:	l= 12,45 m
	Kvalita výztuže:	10505(R) $R_{sd}= 450,0$ MPa
Výstupní data:	Síla zajišťovaná výztuží:	$F_d= 186,75$ kN
	Plocha výztuže ve věncích:	$A_{st}= 415$ mm ²

→ vyhovuje 2x 4ØR10



1.3.3 Překlad nad novým otvorem světlosti 800 mm v jižní podélné stěně

Předpokládá se rovnoměrné rozložení zatížení na oba profily podchytkávky.

1.3.3.1 Zatížení a vnitřní síly

Zatížení: $q_n = 0,33 \cdot 0,30 \cdot 25,00 + 5,50 \cdot 2,12 = 14,14$ kN/m

$q_d = 0,33 \cdot 0,30 \cdot 25,00 \cdot 1,35 + 5,50 \cdot 2,74 = 18,42$ kN/m

Statický systém – prostý nosník zatížený spojitě konstantně

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

Ohybový moment:

$$A = 0,50 \cdot q \cdot l$$

Reakce:

Vstupní data:	q =	18,42 kN/m
	l =	0,95 m
Výstupní data:	A =	8,75 kN
	$M_{max}=$	2,08 kNm

1.3.3.2 Posouzení z hlediska napětí od ohybového momentu

Klopení horní tlačené pásnice bráněno kontaktem s nadpražím

Napětí: $\sigma = \frac{M_d}{W}$

Posouzení: $\sigma \leq R_{sd}$

Vstupní data:	Ocel řady 37	$R_{sd} = 210,0 \text{ MPa}$
	Ohyb. moment:	$M_d = 1,04 \text{ kNm}$
	Profil: U50	$W = 10,60 \text{ E-06 m}^3$
Výstupní data:	Napětí:	$\sigma = 98,1 \text{ MPa}$
	Posouzení:	
	Průřez vyhovuje	- % využití: 46,7 %
		... nerozhoduje

1.3.3.3 Posouzení deformací

Stanovení krátkodobé deformace: $w_n = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_n \cdot l^4}{E \cdot I}$

Stanovení limitní deformace: $w_{lim} = \frac{1}{n} \cdot l$

Posouzení profilu: $w_{lim} \geq w_n \Leftrightarrow \text{průřez vyhovuje}$

Vstupní data:	Ocel řady 37	$E = 210,0 \text{ GPa}$
	Svislé zatížení:	$q_n = 7,07 \text{ kN/m}$
	Rozpětí:	$l = 0,95 \text{ m}$
	Limitní deformace:	$n = 600$
	Profil: U50	$I = 265,00 \text{ E-09 m}^4$
Výstupní data:	Deformace:	$w_n = 1,3 \text{ mm}$
	Limitní deformace:	$w_{lim} = 1,6 \text{ mm}$
	Posouzení:	
	Průřez vyhovuje	- % využití: 85,1 %
		... rozhoduje

1.3.3.4 Závěr

Překlad nad novým otvorem světlosti 800 mm vyhovuje např. jako ocelová podchytávka z dvojice válcovaných profilů U50. Podchytávka se provede běžným způsobem v několika etapách osazení na roznášecí prahy a s aktivací deformace. Alternativně je možné provést překlad jako železobetonový (součást ztužujícího věnce).

1.4 STROP NAD 1.NP

1.4.1 Stávající stropní konstrukce

Jedná se o stávající prefabrikované železobetonové panely v předpokládané tloušťce 150 mm. Předpokládá se provedení stropu ve dvou polích s využitím vnitřní nosné zdi. Oproti stávajícímu stavu nedojde k přitížení stropní konstrukce.

V prostrou budoucího schodiště bude stávající stropní konstrukce vyříznuta. Předpokládá se nutnost provedení dobetonávky podél schodiště k styku k prvnímu prefabrikátu, který není zasažen novým schodištěm.

1.4.2 Dobetonávka stropu podél schodišťového traktu – vnitřní část

1.4.2.1 Zatížení a vnitřní síly

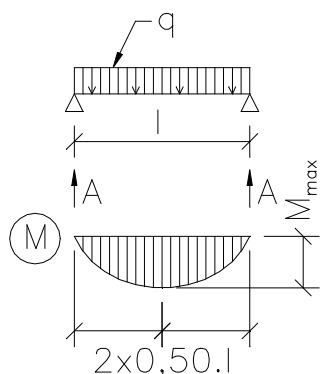
Statický systém – prostý nosník zatížený spojitě konstantně

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

Ohybový moment:

Reakce:

$$A = 0,50 \cdot q \cdot l$$



Vstupní data:	$q = 15,41 \text{ kN/m}$
	$l = 3,80 \text{ m}$
Výstupní data:	$A = 29,28 \text{ kN}$
	$M_{max} = 27,82 \text{ kNm}$

1.4.2.2 Návrh tažené výztuže při spodním povrchu

Stanovení rozsahu tlač. betonu: $x_u = \frac{A_{std} \cdot R_{std}}{R_{bd} \cdot b}$, $x_u \leq x_{lim}$

Stanovení ramene vnitřních sil: $z_b = h - a_{st} - 0,50 \cdot d - 0,50 \cdot x_u$

Součinitel geometrie: $\gamma_u = 1 - \frac{20}{h + 50}$, $\gamma_u \geq 0,85$

Moment únosnosti: $M_u = \gamma_u \cdot A_{std} \cdot R_{std} \cdot z_b$, $M_u \geq M_d$

Kontrola rozsahu tlačené části betonu: $\xi = \frac{A_{st} \cdot R_{sd}}{b \cdot h_e \cdot R_{bd}} \leq \xi_{lim}$

Vstupní data:
h = 150 mm
b = 1000 mm
M_d = 27,8 kNm
beton: B20
a_{st} = 25 mm ... krytí
4_b = 1,00
4_s = 1,00

Výztuž při taženém povrchu		
Kvalita	Profil	Kusy
R	10	10

R(bd) = 11,5 MPa

R(btd) = 0,90 MPa

4_{st} = 0,52%

4_{st,min} = 0,07%

R(sd) = 450,0 MPa

A_{std} = 785 mm²

Poznámka: Podle 1. řádku zadávané výztuže stanoveny 4_{st,min}, x_{u,lim}, z_b

Výstupní data:
4_u = 0,90
x_u = 30,7 mm x_{u,lim} = 51,7 mm
z_b = 104,6 mm
M_u = 33,3 kNm

Závěr: % využití betonu: 59,4%
% využití výztuže: 83,6%

1.4.2.3 Posouzení smyku

Únosnost ve smyku: $Q_{bu} = \frac{1}{3} \cdot b_1 \cdot h \cdot \chi_q \cdot \gamma_b \cdot R_{btd}$

Vstupní data: Geometrie: h = 150 mm
b = 1000 mm

Typ průřezu (trám x deska): deska

Beton: B20

R_{btd} = 0,90 MPa

Vyztužení betonu (ano x ne): ano

b_{c2} = 1,00

Výstupní data: q = 1,60

b = 1,00

Q_{bu} = 72,0 kN

Posouzení nutnosti průřez vyztužit smykovou výztuží:

1) Q_{bu} > Q_d není nutno navrhovat smykovou výztuž

2) 2,5 · Q_{bu} > Q_d postačuje navrhnout smykovou výztuž dle konstrukčních zásad

3) 2,5 · Q_{bu} < Q_d nutno navrhovat smykovou výztuž výpočtem

1.4.2.4 Posouzení deformací

Modul deformace železobetonového průřezu je v tomto výpočtu redukován dle zkušeností zpracovatele na cca. $\frac{1}{3}$ normové hodnoty vlivem trhlin v betonu v tažené části železobetonového průřezu a vlivem dotvarování betonu.

Stanovení deformace:
$$w = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_n \cdot l^4}{E_{red} \cdot I}$$

Stanovení modulu setrvačnosti průřezu.:
$$I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3$$

Stanovení limitní deformace:
$$w_{lim} = \frac{1}{n} \cdot l$$

Posouzení profilu:
$$w_{lim} \geq w \Leftrightarrow \text{průřez vyhovuje}$$

Vstupní data: $h = 150 \text{ mm}$
 $b = 1000 \text{ mm}$
 $l = 3,800 \text{ m}$
 $q_n = 11,88 \text{ kN/m}$

Beton: B20

$E_{red} = 10,0 \text{ GPa}$

typ konstrukce: strop

$n = 300$

Výstupní data: $I = 2,813 \text{E-04} \text{ m}^3$
 $w = 11,5 \text{ mm}$
 $w_{lim} = 12,7 \text{ mm}$

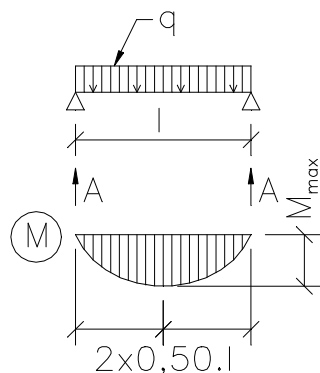
Závěr: % využití průřezu: 90,5%

1.4.2.5 Závěr

Jako doplnění stropu po vybouraném prefabrikátu vedle schodišťového traktu vyhovuje železobetonová deska tl. 150 mm. Tato deska bude na straně obvodové zdi podepřena kapsami vybouranými v místě uložení původního prefabrikátu. Na druhé straně bude dobetonávka podepřena na střední nosné zdi.

1.4.3 Dobetonávka stropu podél schodišťového traktu – okrajová část

1.4.3.1 Zatížení a vnitřní síly



Zatížení: $q_n = 0,15 \cdot 0,15 \cdot 25,00 + (13,13 - 5,00 - 1,50) \cdot 0,15 + 3,10 \cdot 2,35 = 8,85 \text{ kN/m}$

$q_d = 0,15 \cdot 0,15 \cdot 25,00 \cdot 1,35 + (13,13 - 5,00 - 1,50) \cdot 0,15 \cdot 1,35 + 3,10 \cdot 3,17 = 11,93 \text{ kN/m}$

Statický systém – prostý nosník zatížený spojitě konstantně

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

Ohybový moment:

Reakce:

$$A = 0,50 \cdot q \cdot l$$

Vstupní data:	$q = 11,93 \text{ kN/m}$
	$l = 3,80 \text{ m}$
Výstupní data:	$A = 22,67 \text{ kN}$
	$M_{max} = 21,53 \text{ kNm}$

1.4.3.2 Návrh tažené výztuže při spodním povrchu

...

Vstupní data: $h = 300 \text{ mm}$
 $b = 150 \text{ mm}$
 $M_d = 21,5 \text{ kNm}$
beton: B20 $R(bd) = 11,5 \text{ MPa}$
 $a_{st} = 31 \text{ mm}$... krytí $R(btd) = 0,90 \text{ MPa}$
 $\zeta_b = 1,00$
 $\zeta_s = 1,00$

Výztuž při taženém povrchu		
Kvalita	Profil	Kusy
R	12	2

$\zeta_{st} = 0,50\%$
 $\zeta_{st,min} = 0,07\%$
 $R(sd) = 450,0 \text{ MPa}$
 $A_{std} = 226 \text{ mm}^2$

Poznámka: Podle 1. řádku zadávané výztuže stanoveny $\zeta_{st,min}$, $x_{u,lim}$, z_b

Výstupní data: $\zeta_u = 0,94$
 $x_u = 59,0 \text{ mm}$ $x_{u,lim} = 113,4 \text{ mm}$
 $z_b = 233,5 \text{ mm}$
 $M_u = 22,4 \text{ kNm}$

Závěr: % využití betonu: 52,1%
% využití výztuže: 96,1%

1.4.3.3 Posouzení smyku

Únosnost ve smyku: ...

Vstupní data: Geometrie: $h = 300 \text{ mm}$
 $b = 150 \text{ mm}$
Typ průřezu (trám x deska): trám
Beton: B20 $R_{btd} = 0,90 \text{ MPa}$
Vyztužení betonu (ano x ne): ano
 $\zeta_{bc2} = 1,00$
Výstupní data: $\zeta_q = 1,00$
 $\zeta_b = 1,00$
 $Q_{bu} = 13,5 \text{ kN}$

Posouzení nutnosti průřez vyztužit smykovou výztuží:

- 1) $Q_{bu} > Q_d$ není nutno navrhovat smykovou výztuž
- 2) $2,5 \cdot Q_{bu} > Q_d$ **postačuje navrhnout smykovou výztuž dle konstrukčních zásad**
- 3) $2,5 \cdot Q_{bu} < Q_d$ nutno navrhovat smykovou výztuž výpočtem

1.4.3.4 Posouzení deformací

Modul deformace železobetonového průřezu je ...

...

Vstupní data: $h = 300 \text{ mm}$
 $b = 150 \text{ mm}$
 $l = 3,800 \text{ m}$
 $q_n = 8,85 \text{ kN/m}$
Beton: B20 $E_{red} = 10,0 \text{ GPa}$
typ konstrukce: strop $n = 400$

Výstupní data: $I = 3,375E-04 \text{ m}^3$
 $w = 7,1 \text{ mm}$
 $w_{lim} = 9,5 \text{ mm}$

Závěr: % využití průřezu: 74,9%

1.4.3.5 Závěr

Jako doplnění stropu po vybouraném prefabrikátu pod příčkou tl. 150 mm na kraji dobetonávky vedle schodišťového traktu vyhovuje železobetonový trám profilu 150/300 mm.

1.4.4 Mezistrop nad hygienickým centrem v prostoru přístavby garáže

1.4.4.1 Statické tabulky systémového stropu PoroTherm

POROTHERM strop

Stropní konstrukce

4/7

Únosnost stropu pro osovou vzdálenost nosníků 500 mm

Délka nosníku [mm]	Světové rozpětí [mm]	Výzuiž průměr	MIAKO 15/50 PTH				MIAKO 19/50 PTH				MIAKO 23/50 PTH			
			190		210		230		250		270		290	
q_d	q_n	q_d	q_n	q_d	q_n	q_d	q_n	q_d	q_n	q_d	q_n	q_d	q_n	
1 750	1 500	2x8	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	
2 000	1 750	2x8	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	
2 250	2 000	2x8	17,28	15,30	19,61	17,40	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	
2 500	2 250	2x8	13,21	11,50	14,97	13,20	17,41	15,40	19,15	16,90	20,00	19,00	20,00	
2 750	2 500	2x8	10,20	8,86	11,54	10,07	13,56	11,90	14,88	13,10	16,74	14,80	18,09	
3 000	2 750	2x10	13,88	12,20	15,77	13,90	17,54	15,50	18,94	16,80	18,86	16,60	19,98	
3 250	3 000	2x10	11,27	9,83	12,80	11,22	14,97	13,20	16,52	14,60	16,66	14,70	17,59	
3 500	3 250	2x10	9,22	7,97	10,46	9,10	12,35	10,81	13,60	11,90	14,85	13,00	15,62	
3 750	3 500	2x10	7,58	6,47	8,58	7,39	10,24	8,90	11,26	9,82	12,77	11,20	13,79	
4 000	3 750	2x12	9,99	7,51	11,43	9,75	11,70	10,22	12,42	10,88	12,26	10,73	12,81	
4 250	4 000	2x12	8,43	5,96	9,66	7,77	10,67	9,29	11,29	9,85	11,13	9,70	11,59	
4 500	4 250	2x12 + ø8	8,54	5,26	9,77	6,90	10,42	9,06	10,96	9,55	10,74	9,35	11,12	
4 750	4 500	2x12 + ø8	7,75	4,52	8,92	5,97	9,85	8,27	10,32	8,97	10,08	8,75	10,40	
5 000	4 750	2x12 + ø10	7,03	3,94	8,09	5,24	9,27	7,39	9,67	8,38	9,43	8,16	9,68	
5 250	5 000	2x12 + ø12	6,36	3,48	7,32	4,68	8,64	6,68	8,98	7,75	8,74	7,53	8,95	
5 500	5 250	2x12 + ø12	5,87	2,75	6,74	3,74	8,03	5,82	8,32	6,88	8,09	6,94	8,26	
5 750	5 500	2x12 + ø12	5,43	2,14	6,22	2,96	7,48	4,55	7,73	5,69	7,50	6,40	7,63	
6 000	5 750	2x12 + ø14			5,64	2,70	7,01	4,18	7,22	5,25	7,00	5,95	7,10	
6 250	6 000	2x12 + ø14			5,22	2,09	6,56	3,42	6,73	4,33	6,56	5,51	6,58	
6 500	6 250	2x12 + ø14							7,88	3,52	7,19	4,85	7,29	
6 750	6 500	2x12 + ø16							8,02	3,28	6,77	4,56	6,85	
7 000	6 750	2x12 + ø18							7,38	3,07	6,39	4,30	6,44	
7 250	7 000	2x12 + ø18							6,93	2,47	6,00	3,59	6,03	
7 500	7 250	2x12 + ø18									5,64	2,97	5,65	
7 750	7 500	2x12 + ø20									5,29	2,81	5,28	
8 000	7 750	2x12 + ø20									4,98	2,29	4,95	
8 250	8 000	2x12 + ø20											4,64	

Stropní konstrukce

Vlastní tíha stropu a spotřeba záhlvkového betonu

Tloušťka stropu [mm]	Osová vzdálenost nosníků					
	825 mm			500 mm		
	g_n [kN/m ²]	g_d [kN/m ²]	spotřeba betonu C 16/20 [m ³ /m ²]	g_n [kN/m ²]	g_d [kN/m ²]	spotřeba betonu C 16/20 [m ³ /m ²]
190	2,88	2,95	0,058	2,82	3,10	0,062
210	3,14	3,45	0,078	3,28	3,61	0,082
230	2,95	3,25	0,066	3,13	3,44	0,071
250	3,42	3,76	0,086	3,60	3,96	0,091
270	3,38	3,72	0,074	3,60	3,96	0,080
290	3,84	4,22	0,094	4,06	4,47	0,100

Vysvětlivky pro použité statické veličiny - viz statické tabulky.

Tloušťka stropu 190 mm

Tloušťka stropu 210 mm

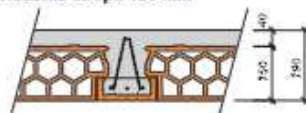
Tloušťka stropu 230 mm

Tloušťka stropu 250 mm

Tloušťka stropu 270 mm

Tloušťka stropu 290 mm

Tloušťka stropu 190 mm



Tloušťka stropu 210 mm



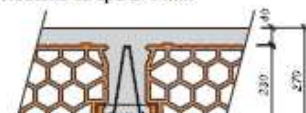
Tloušťka stropu 230 mm



Tloušťka stropu 250 mm



Tloušťka stropu 270 mm



Tloušťka stropu 290 mm



1.4.4.2 Posouzení POT-nosníků

$$q_n = 6,33 - 3,60 = 2,73 \text{ kN/m}^2 < 4,56 \text{ kN/m}^2 = q_{n, \text{lim}} \dots \text{vyhovuje}$$

$$q_d = 7,97 - 4,14 = 3,83 \text{ kN/m}^2 < 6,77 \text{ kN/m}^2 = q_{d, \text{lim}} \dots \text{vyhovuje}$$

1.5 SVISLÉ NOSNÉ KONSTRUKCE V 1.NP

1.5.1 Stávající zdivo

Jedná se o stávající zdivo s běžným zatížením a dále není v tomto statickém výpočtu posuzováno. Překlady nad otvory jsou většinou stávající a jejich zatížení se nemění.

U opouštěných otvorů při jejich zpětném vyzdění doporučuji provádět spřažení stávajícího a nového zdiva (spřahovací trny, kapsy apod .) a poslední spáru mezi novým zdivem a původním nadpražím otvoru utěsnit s časovým odstupem vhodnou expanzní maltou.

1.5.2 Překlad nad novým otvorem světlosti 1200 mm ve stávající jižní podélné stěně (vstup k novému schodišti)

Předpokládá se, že na vnitřní stranu podchytávky přináleží max. 85% celkového zatížení.

1.5.2.1 Zatížení a vnitřní síly

$$\text{Zatížení: } q_n = 1,45 \cdot 5,82 + 1,20 \cdot 12,27 + 0,60 \cdot 13,39 = 31,20 \text{ kN/m}$$

$$q_d = 1,45 \cdot 7,86 + 1,20 \cdot 15,51 + 0,60 \cdot 16,88 = 40,14 \text{ kN/m}$$

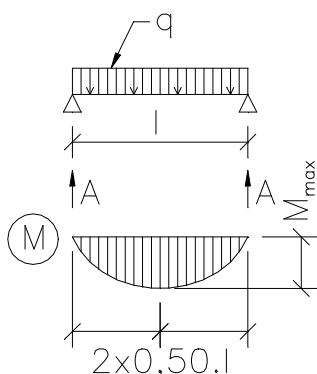
Statický systém – prostý nosník zatížený spojitě konstantně

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

Ohybový moment:

$$A = 0,50 \cdot q \cdot l$$

Reakce:



Vstupní data:	$q = 40,14 \text{ kN/m}$
	$l = 1,45 \text{ m}$
Výstupní data:	$A = 29,10 \text{ kN}$
	$M_{\text{max}} = 10,55 \text{ kNm}$

1.5.2.2 Posouzení z hlediska napětí od ohybového momentu

Klopení horní tlačené pásnice bráněno kontaktem s nadpražím

...

Vstupní data:	Ocel	řady 37	$R_{sd} = 210,0 \text{ MPa}$
	Ohyb. moment:		$M_d = 8,97 \text{ kNm}$
	Profil:	U120	$W = 60,70 \text{E-06 m}^3$
Výstupní data:	Napětí:		$\sigma = 147,7 \text{ MPa}$
	Posouzení:		
	Průřez vyhovuje	- % využití:	70,3 %

... nerozhoduje

1.5.2.3 Posouzení deformací

...

Vstupní data:	Ocel řady 37	E= 210,0 GPa
	Svislé zatížení:	$q_n = 26,52 \text{ kN/m}$
	Rozpětí:	$l = 1,45 \text{ m}$
	Limitní deformace:	$n = 600$
	Profil: U120	$I = 3,64 \text{E-06 m}^4$

Výstupní data:	Deformace:	$w_n = 2,0 \text{ mm}$
	Limitní deformace:	$w_{lim} = 2,4 \text{ mm}$
	Posouzení:	
	Průřez vyhovuje	- % využití: 82,6 %
		... rozhoduje

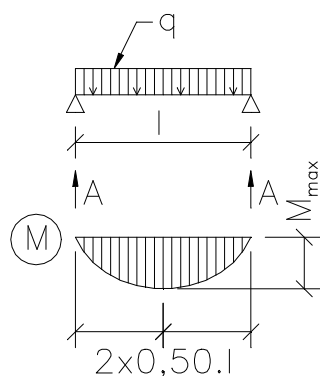
1.5.2.4 Závěr

Překlad nad novým otvorem světlosti 1200 mm vyhovuje např. jako ocelová podchytávka z dvojice válcovaných profilů U120. Podchytávka se provede běžným způsobem v několika etapách osazení na roznášecí prahy a s aktivací deformace. Stávající okenní otvor v kolizi s novým otvorem se před prováděním podchytávky dozdí dle zásad uvedených výše. Velikost profilu podchytávky vychází z více zatíženého vnitřního profilu. Venkovní profil je možné v dalším stupni projektu ev. redukovat.

1.5.3 Překlad nad novým otvorem světlosti 900 mm ve stávající vnitřní nosné stěně

Předpokládá se, že zatížení od stropu a od nové konstrukce schodiště přenese klenba ve zdivu nad otvorem. Profily podchytávky jsou tak zatíženy rovnoměrně na obou stranách pouze zdivem.

1.5.3.1 Zatížení a vnitřní síly



Zatížení: $q_n = 1,10 \cdot 5,82 = 6,41 \text{ kN/m}$

$q_d = 1,10 \cdot 7,86 = 8,65 \text{ kN/m}$

Statický systém – prostý nosník zatížený spojitě konstantně

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

Ohybový moment:

$$A = 0,50 \cdot q \cdot l$$

Reakce:

Vstupní data:	$q = 8,65 \text{ kN/m}$
	$l = 1,10 \text{ m}$
Výstupní data:	$A = 4,76 \text{ kN}$
	$M_{max} = 1,31 \text{ kNm}$

1.5.3.2 Posouzení z hlediska napětí od ohybového momentu

Klopení horní tlačené pásnice bráněno kontaktem s nadpražím

...

Vstupní data:	Ocel řady 37	$R_{sd} = 210,0 \text{ MPa}$
	Ohyb. moment:	$M_d = 0,66 \text{ kNm}$
	Profil: U50	$W = 10,60 \text{E-06 m}^3$
Výstupní data:	Napětí:	$\sigma = 61,8 \text{ MPa}$

Posouzení:

Průřez vyhovuje - % využití: 29,4 %

... nerozhoduje

1.5.3.3 Posouzení deformací

...

Vstupní data:	Ocel řady 37	E= 210,0 GPa
	Svislé zatížení:	$q_n = 3,21 \text{ kN/m}$
	Rozpětí:	$l = 1,10 \text{ m}$
	Limitní deformace:	$n = 600$
	Profil: U50	$I = 265,00 \text{E-09 m}^4$

Výstupní data:	Deformace:	$w_n = 1,1 \text{ mm}$
	Limitní deformace:	$w_{lim} = 1,8 \text{ mm}$
	Posouzení:	
	Průřez vyhovuje	- % využití: 59,9 %
		... rozhoduje

1.5.3.4 Závěr

Překlad nad novým otvorem světlosti 900 mm vyhovuje např. jako ocelová podchytávka z dvojice válcovaných profilů U50. Podchytávka se provede běžným způsobem v několika etapách osazení na roznášecí prahy a s aktivací deformace.

1.5.4 Nové zdivo přístaveb

Jedná se o běžné zdivo s běžným zatížením a dále není v tomto statickém výpočtu posuzováno. Překlady nad otvory jsou většinou navrženy jako systémové.

1.5.5 Ztužení přístaveb věncem pod úrovní krovu

1.5.5.1 Zásady

Vodorovná výztuž ve směru délky budovy se navrhuje na ...

1.5.5.2 Stanovení množství výztuže v jednotlivých věncích

1.5.5.2.1 Věnce ve směru délky přístavby garáže

Celková plocha výztuže ve směru délky budovy

...

Vstupní data:	Šířka objektu:	$b = 9,60 \text{ m}$
	Kvalita výztuže:	10505(R) $R_{sd} = 450,0 \text{ MPa}$
Výstupní data:	Síla zajišťovaná výztuží:	$F_d = 144,00 \text{ kN}$
	Plocha výztuže ve věncích:	$A_{st} = 320 \text{ mm}^2$

→ vyhovuje 2x 4ØR8

1.5.5.2.2 Věnce ve směru šířky budovy

Celková plocha výztuže ve směru šířky přístavby garáže

...

Vstupní data:	Délka objektu:	$l = 14,40 \text{ m}$
	Kvalita výztuže:	10505(R) $R_{sd} = 450,0 \text{ MPa}$
Výstupní data:	Síla zajišťovaná výztuží:	$F_d = 216,00 \text{ kN}$
	Plocha výztuže ve věncích:	$A_{st} = 480 \text{ mm}^2$

→ vyhovuje 2x 4ØR10

1.5.5.2.3 Věnce ve směru délky přístavby společenské části

Celková plocha výztuže ve směru délky budovy

...

Vstupní data:	Šířka objektu:	$b = 11,85 \text{ m}$
	Kvalita výztuže:	10505(R) $R_{sd} = 450,0 \text{ MPa}$
Výstupní data:	Síla zajišťovaná výztuží:	$F_d = 177,75 \text{ kN}$
	Plocha výztuže ve věncích:	$A_{st} = 395 \text{ mm}^2$

→ vyhovuje 2x 4øR10

1.5.5.2.4 Věnce ve směru šířky budovy

Celková plocha výztuže ve směru šířky přístavby společenské části

...

Vstupní data:	Délka objektu:	$l = 18,80 \text{ m}$
	Kvalita výztuže:	10505(R) $R_{sd} = 450,0 \text{ MPa}$

Výstupní data:	Síla zajišťovaná výztuží:	$F_d = 282,00 \text{ kN}$
	Plocha výztuže ve věncích:	$A_{st} = 627 \text{ mm}^2$

→ vyhovuje 2x 4øR12

1.5.6 Posouzení systémových překladů ve zdivu přístavby garáže

1.5.6.1 Statické tabulky systémových překladů POROTHERM výšky profilu 70/238 mm

POROTHERM překlad 7

NOVINKA

Překlady

1/2

Wienerberger

Použití

Cihelné **POROTHERM** překlady 7 se používají jako plně nosné prvky nad okenními a dveřními otvory ve zděných stěnových konstrukcích.

Výhody

- plně staticky účinné
- vzhledem ke způsobu vyztužení je poloha překladu při použití možná pouze zaoblením nahoru
- zvýšená smyková únosnost
- není nutná nadezdívka
- podepření v montážním stavu není předepsáno
- překlad má stejnou výšku jako cihly **POROTHERM**
- jednoduché a časově úsporné použití
- u obvodových stěn možnost kombinace s tepelným izolantem
- ideální podklad pod omítku

Technické údaje

POROTHERM překlady 7 se vyrábějí z cihelných tvarovek tvořících podklad pod omítku a zároveň obálku pro železobetonovou nosnou část překladu.

Cihelné tvarovky UZ 238/70

Beton třídy C 25/30

Výztuž KARI drát (W) BSt 500 A

Rozměry š x v x d 70 x 238 x 1000 až 3500 mm

Hmotnost na jednotku plochy 137 až 151 kg/m²

Hmotnost cca 35 kg/m

Součinitel tepelné vodivosti $\lambda_{gw} = 1,00 \text{ W/(m·K)}$

Technické označení překl.

PTH překlad 7 - 100 až 350

Minimální délka uložení:

pro **POROTHERM P+D, CB a EKO**

- do délky 1 750 mm 125 mm
- délky 2 000 a 2 250 mm 200 mm
- 2 500 mm a delší 250 mm

pro **POROTHERM Si**

- do délky 1 750 mm 150 mm
- délky 2 000 a 2 250 mm 250 mm
- 2 500 mm a delší 300 mm

Požární odolnost

Reakce na oheň: A1 – nehořlavé

Požární odolnost

– neomítnutých překladů: R 60 DP1

– omítnutých překladů: R 90 DP1

(ČSN EN 13501-2, ČSN 73 0810)

Statické údaje

Délka mm	Uložení mm	Šířka mm	Q_d kN	M_d kNm
1000	125	750	14,7	1,62
1250		1000	14,5	3,06
1500		1250	14,5	3,06
1750		1500	14,4	4,94
2000	200	1600	14,3	4,84
2250		1850	14,2	5,81
2500		2000	14,2	5,81
2750		2250	14,2	7,83
3000	250	2500	14,2	7,83
3250		2750	14,2	7,83
3500		3000	14,2	7,83

Délka mm	Zatížení q_d (kN/m)	Zatížení Q_d (kN)	Zatížení - kombinace překladů Q_d (kN)	q_d (kN/m)
1000	16,7	33,5	50,3	67,0
1250	19,2	38,4	57,6	76,8
1500	12,7	25,4	38,1	50,8
1750	14,4	28,8	43,2	57,6
2000	12,7	25,5	38,2	50,9
2250	11,6	23,2	34,9	46,5
2500	10,0	20,0	30,0	40,0
2750	10,1	20,3	30,4	40,6
3000	7,6	15,2	22,9	30,5
3250	5,7	11,4	17,1	22,8
3500	4,3	8,7	13,0	17,3

q_d – maximální hodnota extrémního spojitého rovnoměrného zatížení (mimo vlastní hmotnost), kterým lze přitížit jeden metr běžný překlad (kN/m)

Q_d – přípustná posouvající síla od extrémního zatížení připadající na jeden překlad (kN)

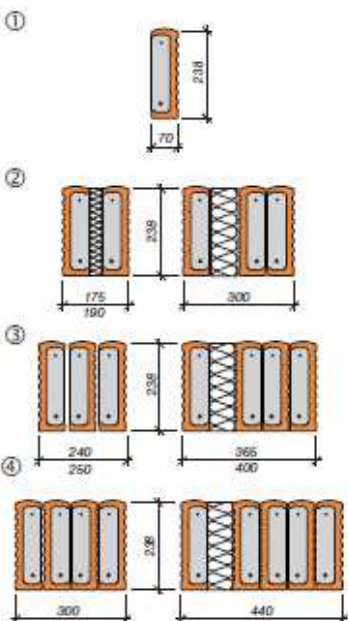
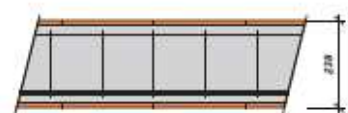
M_d – přípustný ohybový moment od extrémního zatížení připadající na jeden překlad (kNm)

Způsob zabudování (montáž)

POROTHERM překlady 7 se osazují na výšku svojí rovnou stranou do lože z cementové malty (oblohu stranou nahoru!) a u líce obou podpor se k sobě zafixují měkkým (radlovacím) drátem proti překlopení. Při správném osazení je na dolním líci překladu vidět nápis „DOLNÍ STRANA - ВНИЗ“. V případě možnosti použití zdvihacího prostředku je výhodnější požadovanou kombinaci překladů (u obvodového zdiva i s izolantem) sestavit na podlaže, srážlovat dostatečně nosným drátem, za tento drát zdvihnout a osadit na zeď do předem připraveného maltového lože. Pro přesnější usazení se doporučuje používat dřevěné klínky.



ČSN EN 845-2



Dodávka

POROTHERM překlady 7 jsou dodávány na nevratných dřevěných hranolech rozměrů 75 x 75 x 960 mm po 20ti kusech sepnutých paletovací páskou.

1.5.6.2 Zatížení

Štítové stěny: $q_d = 2,15 \cdot 5,86 + 0,50 \cdot 2,70 + 0,50 \cdot 3,60 \cdot 1,35 = 16,38 \text{ kN/m}$

Podélné stěny (bez mezistropu a bez kumulace sněhu v závětrí vyšší části objektu):

$$q_d = 0,75 \cdot 5,86 + 0,50 \cdot 0,40 \cdot 25,00 \cdot 1,35 + 5,50 \cdot 2,70 = 26,00 \text{ kN/m}$$

Podélné stěny (bez mezistropu s možností kumulace sněhu v závětrí vyšší části objektu):

$$q_d = 0,75 \cdot 5,86 + 0,50 \cdot 0,40 \cdot 25,00 \cdot 1,35 + 5,50 \cdot 6,06 = 44,48 \text{ kN/m}$$

Podélné stěny (s mezistropem s možností kumulace sněhu v závětrí vyšší části objektu):

$$q_d = 0,75 \cdot 5,86 + 0,50 \cdot 0,40 \cdot 25,00 \cdot 1,35 + 5,50 \cdot 6,06 + 3,25 \cdot 7,97 = 70,39 \text{ kN/m}$$

1.5.6.3 Posouzení systémových překladů nezatížených mezistropem

Předpokládá se rovnoměrné rozložení zatížení na 4 profily systémových překladů z celkem 5 ks systémových překladů v nadpraží.

U štítové stěny je možno systémové překlady použít do max. světlosti otvoru 3,00 m (délka překladu 3,50 m).

U podélné obvodové stěny bez přitížení mezistropem a bez možnosti kumulace sněhu na střeše v závětrí vyšší části objektu je možno systémové překlady použít do max. světlosti otvoru 2,50 m (délka překladu 3,00 m).

U podélné obvodové stěny bez přitížení mezistropem a s možností kumulace sněhu na střeše v závětrí vyšší části objektu je možno systémové překlady použít do max. světlosti otvoru 1,85 m (délka překladu 2,25 m).

V případě zvolení jiného systému zdiva je nutné provést posouzení pro překlady tohoto zvoleného systému.

1.5.6.4 Posouzení systémových překladů zatížených mezistropem

Předpokládá se nerovnoměrné rozložení zatížení s tím, že na 2 vnitřní profily systémových překladů z celkem 5 ks systémových překladů v nadpraží bude směřovat 70% celkového zatížení.

U podélné obvodové stěny s přitížením mezistropem není možno systémové překlady použít.

1.5.7 Překlad nad novým otvorem světlosti 3100 mm ve štítové západní stěně přístavby garáže

Předpokládá se rovnoměrné rozložení zatížení na oba profily překladu.

1.5.7.1 Zatížení a vnitřní síly

Zatížení: $q_d = 2,15 \cdot 4,34 + 0,50 \cdot 2,10 + 0,50 \cdot 3,60 = 12,19 \text{ kN/m}$

$$q_d = 2,15 \cdot 5,86 + 0,50 \cdot 2,70 + 0,50 \cdot 3,60 \cdot 1,35 = 16,38 \text{ kN/m}$$

Statický systém – prostý nosník zatížený spojitě konstantně (zjednodušeně)

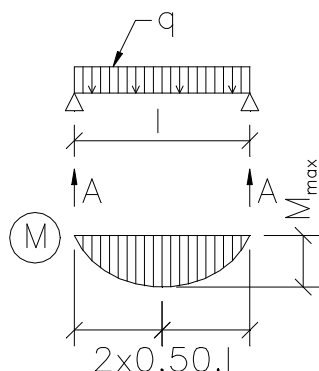
$$M = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l^2$$

Ohybový moment:

$$A = 0,50 \cdot q \cdot l$$

Reakce:

Vstupní data:	$q =$	16,38 kN/m
	$l =$	3,35 m
Výstupní data:	$A =$	27,44 kN
	$M_{\max} =$	22,98 kNm



1.5.7.2 Posouzení z hlediska napětí od ohybového momentu

Klopení horní tlačené pásnice bráněno kontaktem s nadpražím

...

Vstupní data:	Ocel řady 37	$R_{sd} = 210,0 \text{ MPa}$
	Ohyb. moment:	$M_d = 11,49 \text{ kNm}$
	Profil: U120	$W = 60,70 \text{E-06 m}^3$
Výstupní data:	Napětí:	$\sigma = 189,3 \text{ MPa}$
	Posouzení:	
	Průřez vyhovuje	- % využití: 90,1 %
		... nerozhoduje

1.5.7.3 Posouzení deformací

...

Vstupní data:	Ocel řady 37	$E = 210,0 \text{ GPa}$
	Svislé zatížení:	$q_n = 6,10 \text{ kN/m}$
	Rozpětí:	$l = 3,35 \text{ m}$
	Limitní deformace:	$n = 600$
	Profil: U160	$I = 9,25 \text{E-06 m}^4$
Výstupní data:	Deformace:	$w_n = 5,1 \text{ mm}$
	Limitní deformace:	$w_{lim} = 5,6 \text{ mm}$
	Posouzení:	
	Průřez vyhovuje	- % využití: 92,2 %
		... rozhoduje

1.5.7.4 Závěr

Překlady nad novými otvory světlosti 3100 mm (vrata) vyhovují např. jako ocelové z dvojice válcovaných profilů U160, alt. dvojice I160, alt. dvojice IPE180. Alternativně je možné provést překlady jako železobetonový (součást ztužujícího věnce).

1.5.8 Překlad nad novým otvorem světlosti 1500 mm v severní podélné stěně přitížený mezistropem v objektu přístavby garáže

Předpokládá se, že na vnitřní profil překladu přináleží max. 70% celkového zatížení.

1.5.8.1 Zatížení a vnitřní síly

Zatížení: $q_n = 0,75 \cdot 4,34 + 0,50 \cdot 0,40 \cdot 25,00 + 5,50 \cdot 4,34 + 3,25 \cdot 6,33 = 52,70 \text{ kN/m}$

$q_d = 0,75 \cdot 5,86 + 0,50 \cdot 0,40 \cdot 25,00 \cdot 1,35 + 5,50 \cdot 6,06 + 3,25 \cdot 7,97 = 70,39 \text{ kN/m}$

Statický systém – prostý nosník zatížený spojitě konstantně

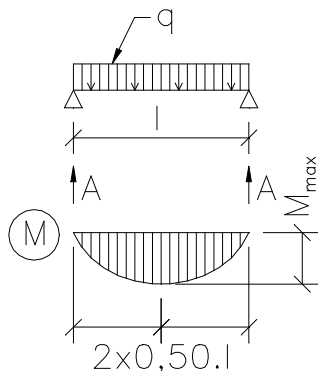
$$M = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l^2$$

Ohybový moment:

$$A = 0,50 \cdot q \cdot l$$

Reakce:

Vstupní data:	$q = 49,28 \text{ kN/m}$
	$l = 1,75 \text{ m}$
Výstupní data:	$A = 43,12 \text{ kN}$
	$M_{max} = 18,87 \text{ kNm}$



1.5.8.2 Posouzení z hlediska napětí od ohybového momentu

Klopení horní tlačené pásnice bráněno kontaktem s nadpražím

...

Vstupní data:	Ocel řady 37	$R_{sd} = 210,0 \text{ MPa}$
	Ohyb. moment:	$M_d = 18,87 \text{ kNm}$
	Profil: U160	$W = 116,00 \text{E-06 m}^3$
Výstupní data:	Napětí:	$\sigma = 162,7 \text{ MPa}$
	Posouzení:	
	Průřez vyhovuje	- % využití: 77,5 %
		... nerozhoduje

1.5.8.3 Posouzení deformací

...

Vstupní data:	Ocel řady 37	$E = 210,0 \text{ GPa}$
	Svislé zatížení:	$q_n = 36,89 \text{ kN/m}$
	Rozpětí:	$l = 1,75 \text{ m}$
	Limitní deformace:	$n = 600$
	Profil: U160	$I = 9,25 \text{E-06 m}^4$
Výstupní data:	Deformace:	$w_n = 2,3 \text{ mm}$
	Limitní deformace:	$w_{lim} = 2,9 \text{ mm}$
	Posouzení:	
	Průřez vyhovuje	- % využití: 79,5 %
		... rozhoduje

1.5.8.4 Závěr

Překlad nad novým otvorem světlosti 1500 mm přitížený mezistropem a zatížený možnou kumulací sněhu v závětrří vyššího objektu vyhovuje např. jako ocelový z dvojice válcovaných profilů U160. Velikost profilu podchytkávky vychází z více zatíženého vnitřního profilu. Venkovní profil je možné v dalším stupni projektu ev. redukovat. Další redukci profilu lze ev. v dalším stupni ověřit zpřesněním zatížení od kumulace sněhu v závětrří vyššího objektu.

1.5.9 Překlad nad novým otvorem světlosti 2000 mm v jižní podélné stěně přístavby garáže

Po zpřesnění zatížení od kumulace sněhu v závětrří vyšší části objektu v dalším stupni projektu (nutno ověřit) vyhovují i systémové překlady celkové délky 2,50 m.

1.5.10 Posouzení systémových překladů ve zdivu přístavby společenské části

1.5.10.1 Statické tabulky systémových překladů POROTHERM výšky profilu 70/238 mm

Viz. přístavba garáže.

1.5.10.2 Zatížení

Štítové stěny: $q_d = 1,50 \cdot 5,86 + 0,25 \cdot 0,40 \cdot 25,0 \cdot 1,35 = 12,17 \text{ kN/m}$

Podélné stěny (bez kumulace sněhu v závětrří vyšší části objektu):

$$q_d = 0,25 \cdot 5,86 + 0,53 \cdot 0,40 \cdot 25,00 \cdot 1,35 + 6,625 \cdot 2,74 = 26,78 \text{ kN/m}$$

Podélné stěny (s možností kumulace sněhu v závětrří vyšší části objektu):

$$q_d = 0,25 \cdot 5,86 + 0,53 \cdot 0,40 \cdot 25,00 \cdot 1,35 + 6,625 \cdot 6,06 = 48,76 \text{ kN/m}$$

1.5.10.3 Posouzení systémových překladů

Předpokládá se rovnoměrné rozložení zatížení na 4 profily systémových překladů z celkem 5 ks systémových překladů v nadpraží.

U štítové stěny je možno systémové překlady použít do max. světlosti otvoru 3,00 m (délka překladu 3,50 m).

U podélné obvodové stěny bez možnosti kumulace sněhu na střeše v závětrří vyšší části objektu je možno systémové překlady použít do max. světlosti otvoru 2,50 m (délka překladu 3,00 m).

U podélné obvodové stěny s možností kumulace sněhu na střeše v závětrří vyšší části objektu je možno systémové překlady použít do max. světlosti otvoru 1,60 m (délka překladu 2,00 m).

V případě zvolení jiného systému zdiva je nutné provést posouzení pro překlady tohoto zvoleného systému.

1.5.11 Překlad nad novým otvorem světlosti 1950 mm ve štítové západní stěně

Předpokládá se rovnoměrné rozložení zatížení na oba profily překladu.

1.5.11.1 Zatížení a vnitřní síly

Zatížení: $q_n = 2,00 \cdot 4,34 + 0,50 \cdot 4,34 = 10,85 \text{ kN/m}$

$q_d = 2,00 \cdot 5,86 + 0,50 \cdot 6,06 = 14,75 \text{ kN/m}$

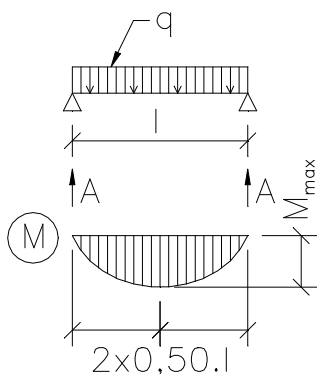
Statický systém – prostý nosník zatížený spojitě konstantně (zjednodušeně)

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

Ohybový moment:

Reakce:

$$A = 0,50 \cdot q \cdot l$$



Vstupní data:	q =	14,75 kN/m
	l =	2,20 m
Výstupní data:	A =	16,23 kN
	M _{max} =	8,92 kNm

1.5.11.2 Posouzení z hlediska napětí od ohybového momentu

Klopení horní tlačené pásnice bráněno kontaktem s nadpražím

...

Vstupní data:	Ocel řady 37	R _{sd} = 210,0 MPa
	Ohyb. moment:	M _d = 4,46 kNm
	Profil: U80	W = 26,50E-06 m ³
Výstupní data:	Napětí:	σ = 168,3 MPa
	Posouzení:	
	Průřez vyhovuje	- % využití: 80,1 %
		... nerozhoduje

1.5.11.3 Posouzení deformací

...

Vstupní data:	Ocel řady 37	E = 210,0 GPa
	Svislé zatížení:	q _n = 5,43 kN/m
	Rozpětí:	l = 2,20 m
	Limitní deformace:	n = 600
	Profil: U120	I = 3,64E-06 m ⁴
Výstupní data:	Deformace:	w _n = 2,2 mm
	Limitní deformace:	w _{lim} = 3,7 mm
	Posouzení:	
	Průřez vyhovuje	- % využití: 59,0 %
		... rozhoduje

1.5.11.4 Závěr

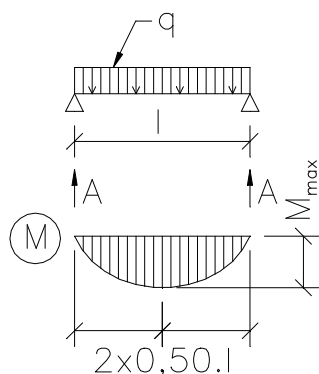
Překlad nad novým otvorem světlosti 1950 mm (vstup) vyhovuje např. jako ocelový z dvojice válcovaných profilů U120, alt. dvojice I120, alt. dvojice IPE120. Alternativně je možné provést překlad jako železobetonový (součást ztužujícího věnce).

1.5.12 Překlad nad novým otvorem světlosti 1350 mm v jižní podélné stěně

Předpokládá se rovnoměrné rozložení zatížení na oba profily překladu.

1.5.12.1 Zatížení a vnitřní síly

Zatížení: $q_n = 0,25 \cdot 4,34 + 0,53 \cdot 0,40 \cdot 25,00 + 6,625 \cdot 4,34 = 35,14 \text{ kN/m}$



$$q_d = 0,25 \cdot 5,86 + 0,53 \cdot 0,40 \cdot 25,00 \cdot 1,35 + 6,625 \cdot 6,06 = 48,76 \text{ kN/m}$$

Statický systém – prostý nosník zatížený spojitě konstantně (zjednodušeně)

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

Ohybový moment:

$$A = 0,50 \cdot q \cdot l$$

Reakce:

Vstupní data:	q = 48,76 kN/m
	l = 1,55 m
Výstupní data:	A = 37,79 kN
	M _{max} = 14,64 kNm

1.5.12.2 Posouzení z hlediska napětí od ohybového momentu

Klopení horní tlačené pásnice bráněno kontaktem s nadpražím

...

Vstupní data:	Ocel řady 37	R _{sd} = 210,0 MPa
	Ohyb. moment:	M _d = 7,32 kNm
	Profil: U100	W = 41,10E-06 m ³

Výstupní data: Napětí: σ = 178,1 MPa

Posouzení:

Průřez vyhovuje - % využití: 84,8 %

... nerozhoduje

1.5.12.3 Posouzení deformací

...

Vstupní data:	Ocel řady 37	E = 210,0 GPa
	Svislé zatížení:	q _n = 17,57 kN/m
	Rozpětí:	l = 1,55 m
	Limitní deformace:	n = 600
	Profil: U120	I = 3,64E-06 m ⁴

Výstupní data: Deformace: w_n = 1,7 mm

Limitní deformace: w_{lim} = 2,6 mm

Posouzení:

Průřez vyhovuje - % využití: 66,9 %

... rozhoduje

1.5.12.4 Závěr

Překlad nad novým otvorem světlosti 1350 mm (vstup) vyhovuje např. jako ocelový z dvojice válcovaných profilů U120, alt. dvojice I120, alt. dvojice IPE120. Alternativně je možné provést překlad jako železobetonový (součást ztužujícího věnce).

1.6 SCHODIŠTĚ

1.6.1 Koncepce

Nové železobetonové schodiště do 2.NP bude vestavěno do jižního traktu stávajícího objektu. Je navrženo jako čtyřramenné. Dále se předpokládá, že hlavní nosné prvky schodiště budou ramena s podestami pnutá mezi vnitřní nosnou zdí a jižní podélnou nosnou zdí. Osazení se provede do zdí do drážek nebo kapes min. hloubky 100 mm.

1.6.2 Návrh konstrukce

1.6.2.1 Koncepce

Pro návrh je rozhodující skrytý průvlak v hlavních nosných ramenech schodiště podél zrcadla schodiště, který je přitížen rameny schodiště situovanými v podélném směru objektu. Šířka tohoto

skrytého průvlastu byla stanovena na 400 mm. Vlivem kroucení je ale na tuto šířku skrytého průvlastu uvažováno se zatížením ze zatěžovací šířky 600 mm.

1.6.2.2 Zatížení a vnitřní síly

Zatížení:

$$q_{n,1} = q_{n,3} = 0,60 \cdot 12,27 + 0,60 \cdot 13,39 = 15,40 \text{ kN/m}$$

$$q_{d,1} = q_{d,3} = 0,60 \cdot 15,51 + 0,60 \cdot 16,88 = 19,44 \text{ kN/m}$$

$$q_{n,2} = 0,60 \cdot 13,39 + 0,50 + 0,50 = 9,04 \text{ kN/m}$$

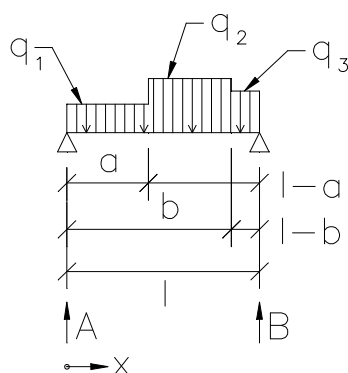
$$q_{d,2} = 0,60 \cdot 16,88 + 0,50 \cdot 1,35 + 0,50 \cdot 1,50 = 11,56 \text{ kN/m}$$

Statický systém – prostý nosník zatížený spojitě zatížením o 3 různých velikostech

Reakce:

$$A = q_1 \cdot a \cdot \frac{1 - 0,5 \cdot a}{l} + q_2 \cdot (b - a) \cdot \frac{1 - 0,5 \cdot (a + b)}{l} + q_3 \cdot \frac{(l - b)^2}{2 \cdot l}$$

$$B = q_1 \cdot \frac{a^2}{2 \cdot l} + q_2 \cdot (b - a) \cdot \frac{0,5 \cdot (b + a)}{l} + q_3 \cdot (l - b) \cdot \frac{1 + b}{2 \cdot l}$$



Pozice M_{\max} :

$$x_{\max,1} = \frac{A}{q_1} \Leftrightarrow q_1 \cdot a \geq A$$

$$x_{\max,2} = a + \frac{A - q_1 \cdot a}{q_2} \Leftrightarrow (q_1 \cdot a < A) \cap [q_3 \cdot (l - b) < B]$$

$$x_{\max,3} = l - \frac{B}{q_3} \Leftrightarrow q_3 \cdot (l - b) \geq B$$

Oh. moment:

$$M_{1,\max} = A \cdot x_{\max} - 0,50 \cdot q_1 \cdot x_{\max}^2$$

$$M_{2,\max} = A \cdot x_{\max} - q_1 \cdot a \cdot (x_{\max} - 0,5 \cdot a) - 0,5 \cdot q_2 \cdot (x_{\max} - a)^2$$

$$M_{3,\max} = B \cdot (l - x_{\max}) - 0,50 \cdot q_3 \cdot (l - x_{\max})^2$$

Vstupní data:

$$q_1 = 19,44 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = 11,56 \text{ kN/m}$$

$$q_3 = 19,44 \text{ kN/m}$$

$$l = 3,80 \text{ m}$$

$$a = 1,30 \text{ m}$$

$$b = 2,50 \text{ m}$$

Výstupní data:

$$A = 32,21 \text{ kN}$$

$$B = 32,21 \text{ kN}$$

$$x = 1,90 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 27,52 \text{ kNm}$$

1.6.2.3 Návrh tažené výztuže při spodním povrchu

...

Vstupní data: $h = 200 \text{ mm}$
 $b = 400 \text{ mm}$
 $M_d = 27,5 \text{ kNm}$
beton: B20 $R(bd) = 11,5 \text{ MPa}$
 $a_{st} = 31 \text{ mm}$... krytí $R(btd) = 0,90 \text{ MPa}$
 $b = 1,00$
 $s = 1,00$

Výztuž při taženém povrchu		
Kvalita	Profil	Kusy
R	12	5

$\sigma_{st} = 0,71\%$
 $\sigma_{st,min} = 0,07\%$
 $R(sd) = 450,0 \text{ MPa}$
 $A_{std} = 565 \text{ mm}^2$

Poznámka: Podle 1. řádku zadávané výztuže stanoveny $\sigma_{st,min}$, $x_{u,lim}$, Z_b

Výstupní data: $u = 0,92$
 $x_u = 55,3 \text{ mm}$ $x_{u,lim} = 70,3 \text{ mm}$
 $Z_b = 135,3 \text{ mm}$
 $M_u = 31,7 \text{ kNm}$

Závěr: % využití betonu: 78,7%
% využití výztuže: 86,9%

1.6.2.4 Posouzení smyku

Únosnost ve smyku: ...

Vstupní data: Geometrie: $h = 200 \text{ mm}$
 $b = 400 \text{ mm}$
Typ průřezu (trám x deska): deska
Beton: B20 $R_{btd} = 0,90 \text{ MPa}$
Vyztužení betonu (ano x ne): ano
 $bc2 = 1,00$
Výstupní data: $q = 1,50$
 $b = 1,00$
 $Q_{bu} = 36,0 \text{ kN}$

Posouzení nutnosti průřez vyztužit smykovou výztuží:

- 1) $Q_{bu} > Q_d$ není nutno navrhovat smykovou výztuž
- 2) $2,5 \cdot Q_{bu} > Q_d$ postačuje navrhnout smykovou výztuž dle konstrukčních zásad
- 3) $2,5 \cdot Q_{bu} < Q_d$ nutno navrhovat smykovou výztuž výpočtem

1.6.2.5 Posouzení deformací

Modul deformace železobetonového průřezu je ...

Stanovení $q_{srov,n}$:
$$q_{srov,n} = \frac{8 \cdot M_d}{l^2 \cdot \gamma_f}$$

Vstupní data: $M_{max} = 27,52 \text{ kNm}$
 $l = 3,80 \text{ m}$
 $\gamma_f = 1,25$
Výstupní data: $q_{srov} = 12,20 \text{ kN/m}$

...

Vstupní data: $h = 200 \text{ mm}$
 $b = 400 \text{ mm}$
 $l = 3,800 \text{ m}$
 $q_n = 12,20 \text{ kN/m}$
Beton: B20 $E_{red} = 10,0 \text{ GPa}$
typ konstrukce: strop $n = 300$
Výstupní data: $I = 2,667E-04 \text{ m}^3$
 $w = 12,4 \text{ mm}$
 $w_{lim} = 12,7 \text{ mm}$
Závěr: % využití průřezu: 98,1%

1.6.3 Závěr

Nové vestavěné schodiště při výše uvedené koncepci (uložení ramen na střední nosnou zeď a na jižné podélnou obvodovou zeď) vyhovuje jako železobetonová konstrukce s tl. podest a ramen 200 mm. Při využití i jiných svislých nosných konstrukcí jako podpor je možné výše uvedné rozměry v dalším stupni projektu redukovat. Dtto. platí i pro méně zatížené části schodiště (rozhoduje skrytá schodnice podél zrcadla schodiště vynášející ramena schodiště situovaná v podélném směru objektu).

1.7 ZÁKLADY

1.7.1 Posouzení základových poměrů

Posouzení základových poměrů zpracoval v 07/2014 RNDr. Horčíčka (inž. geolog) na základě archivních materiálů a dvou kopaných sond. Dále uvádím některé pro návrh základů důležité závěry jeho zprávy:

Základová půda je tvořena do hloubky 1,2-1,5 m středně ulehlými, heterogenními navážkami nevhodnými pro založení. Rostlou zeminu tvoří štěrkovité hlíny pevné konzistence (dle ČSN 43 1001 označené jako F1 MG, $R_{dt} = 300 \text{ kPa}$, $\phi_d = 18^\circ$, $c_d = 8 \text{ kPa}$, $\gamma_d = 19 \text{ kN/m}^3$). Níže je pak situována štěrkopísková terasa (G3). Hladina podzemní vody nebude ve výkopech zastižena.

Stavbu doporučuje závěr zprávy RNDr. Horčíčky založit min. 1,50 m pod stávajícím terénem na plošných základech. Zemina v základové spáře musí být chráněna před atmosférickými srážkami a namrzáním. Dále doporučuje stabilizovat základovou spáru buď hutněným roznášecím polštářem o mocnosti 0,20 m ze štěrkodrtě s nízkou propustností (a vyrovnanou zrnitostní křivkou (frakce 0-64)) včetně zajištění odvodu srážkových vod z okolí základů (platí i pro výkopy sítí v okolí objektu) nebo podkladním betonem.

Navržený objekt je ve zprávě RNDr. Horčíčky charakterizován jako jednoduchá stavba v nenáročných základových poměrech, což umožňuje provést návrh založení objektu dle I. geotechnické kategorie ve smyslu ČSN 73 1001.

1.7.2 Stávající základy

Na východní štítové stěně stávajícího objektu se objevují trhliny dle materiálu RNDr. Horčíčky způsobené s vysokou pravděpodobností nerovnoměrným sedáním základů vlivem infiltrace srážkových vod ze střechy do základové půdy (sufoze).

U stávajících základů nedochází vlivem stavby k významnému přetížení. Nová konstrukce krovu může změnit rozdělení zatížení z krovu na jednotlivé nosné zdi. Pravděpodobně dojde k odlehčení střední nosné zdi a přetížení obvodových podélných zdí. Toto přetížení se pohybuje do 8% jejich zatížení a s ohledem na absenci poruch svědčící o nedostatečné únosnosti základů pod těmito stěnami není navrženo v rámci tohoto projektu jejich zesílení.

Ke stávajícím štítovým stěnám jsou přizděny štíty přístaveb a z tohoto důvodu jsou stávající základové pasy konstrukčně rozšířeny. Rozšíření základů bude spřaženo s původními základy přes spřahovací betonářskou výztuž vlepenou před betonáží do stěn původních základových pasů.

1.7.3 Nové základové pasy

1.7.3.1 Základový pas pod západní štítovou stěnou přístavby garáže

1.7.3.1.1 Zatížení

Pol.	Popis	q_n [kN/m ²]	q_d [kN/m ²]	A / b(h) [m ² / m]	Q_n [kN (kN/m)]	Q_d [kN (kN/m)]
1	Střecha	2,10	2,70	0,80	1,68	2,16
2	Věnc v zhlaví štítové zdi	10,00	13,50	0,25	2,50	3,38
3	Obvodové zdivo 2.NP	4,34	5,86	2,15	9,33	12,60
4	Otvory ve zdivu - 0%				0,00	0,00
5	Věnc pod úrovní uložení stř. vazníků	10,00	13,50	0,25	2,50	3,38
6	Obvodové zdivo 1.NP	4,34	5,86	3,90	16,93	22,85
7	Otvory ve zdivu - 60%				-10,16	-13,71
8	Podlaha 1.NP	16,58	23,73	1,00	16,58	23,73
9	Betonový pas šířky 650 mm	16,25	21,94	1,43	23,24	31,37
	Celkem				62,60	85,75

1.7.3.1.2 Posouzení šířky základové spáry

$$b_{\min} = \frac{q_d}{R_d}$$

$$q_d \text{ [kN/m]} \quad 85,75$$

$$R_d \text{ [kPa]} \quad 300,00$$

$$b_{\min} \text{ [m]} \quad 0,29$$

Výše spočtená šířka pasu je ideální pro pozici těžiště síly v základové spáře. S ohledem na skladbu zatížení lze toto těžiště očekávat ve vzdálenosti 150-250 mm od vnitřního líce štítové obvodové zdi.

S ohledem na velké otvory pod vraty je nutné základové pasy vyztužit nebo konstrukčně pod ostěními velkých otvorů rozšířit.

1.7.3.2 Základový pas pod obvodovou stěnou přístavby garáže nepřítíženou kumulací sněhu

1.7.3.2.1 Zatížení

Pol.	Popis	q_n [kN/m ²]	q_d [kN/m ²]	A / b(h) [m ² / m]	Q_n [kN (kN/m)]	Q_d [kN (kN/m)]
1	Střecha	2,10	2,70	5,50	11,55	14,85
2	Věnc pod úrovní uložení stř. vazníků	10,00	13,50	0,25	2,50	3,38
3	Obvodové zdivo 1.NP	4,34	5,86	3,90	16,93	22,85
4	Otvory ve zdivu - 0%				0,00	0,00
5	Podlaha 1.NP	16,58	23,73	1,00	16,58	23,73
6	Betonový pas šířky 650 mm	16,25	21,94	1,43	23,24	31,37
	Celkem				70,79	96,18

1.7.3.2.2 Posouzení šířky základové spáry

...

$$q_d \text{ [kN/m]} \quad 96,18$$

$$R_d \text{ [kPa]} \quad 300,00$$

$$b_{\min} \text{ [m]} \quad 0,33$$

Výše spočtená šířka pasu je ideální pro pozici těžiště síly v základové spáře. S ohledem na skladbu zatížení lze toto těžiště očekávat ve vzdálenosti 150-250 mm od vnitřního líce podélné obvodové zdi.

1.7.3.3 Základový pas pod obvodovou stěnou přístavby garáže přitíženou možnou kumulací sněhu a mezistropem

1.7.3.3.1 Zatížení

Pol.	Popis	q_n [kN/m ²]	q_d [kN/m ²]	A / b(h) [m ² / m]	Q_n [kN (kN/m)]	Q_d [kN (kN/m)]
1	Střecha	4,34	6,06	5,50	23,87	33,33
2	Věvec pod úrovní uložení stř. vazníků	10,00	13,50	0,25	2,50	3,38
3	Obvodové zdivo 1.NP	4,34	5,86	3,90	16,93	22,85
4	Otvory ve zdivu - 10%				-1,69	-2,29
5	Mezistrop	6,33	7,97	3,25	20,57	25,90
6	Podlaha 1.NP	16,58	23,73	1,00	16,58	23,73
7	Betonový pas šířky 650 mm	16,25	21,94	1,43	23,24	31,37
	Celkem				101,99	138,28

1.7.3.3.2 Posouzení šířky základové spáry

...

q_d [kN/m]	138,28
R_d [kPa]	300,00
b_{min} [m]	0,47

Výše spočtená šířka pasu je ideální pro pozici těžiště síly v základové spáře. S ohledem na skladbu zatížení lze toto těžiště očekávat ve vzdálenosti 100-200 mm od vnitřního líce podélné obvodové zdi.

1.7.3.4 Základový pas pod obvodovou stěnou přístavby garáže přitíženou možnou kumulací sněhu bez přitížení mezistropem

1.7.3.4.1 Zatížení

Pol.	Popis	q_n [kN/m ²]	q_d [kN/m ²]	A / b(h) [m ² / m]	Q_n [kN (kN/m)]	Q_d [kN (kN/m)]
1	Střecha	4,34	6,06	5,50	23,87	33,33
2	Věvec pod úrovní uložení stř. vazníků	10,00	13,50	0,25	2,50	3,38
3	Obvodové zdivo 1.NP	4,34	5,86	3,90	16,93	22,85
4	Otvory ve zdivu - 10%				-1,69	-2,29
5	Podlaha 1.NP	16,58	23,73	1,00	16,58	23,73
6	Betonový pas šířky 650 mm	16,25	21,94	1,43	23,24	31,37
	Celkem				81,42	112,37

1.7.3.4.2 Posouzení šířky základové spáry

...

q_d [kN/m]	112,37
R_d [kPa]	300,00
b_{min} [m]	0,38

Výše spočtená šířka pasu je ideální pro pozici těžiště síly v základové spáře. S ohledem na skladbu zatížení lze toto těžiště očekávat ve vzdálenosti 150-250 mm od vnitřního líce podélné obvodové zdi.

1.7.3.5 Základový pas pod obvodovou stěnou přístavby společenské části přitíženou možnou kumulací sněhu

1.7.3.5.1 Zatížení

Pol.	Popis	q_n [kN/m ²]	q_d [kN/m ²]	A / b(h) [m ² / m]	Q_n [kN (kN/m)]	Q_d [kN (kN/m)]
1	Střecha	4,34	6,06	6,63	28,75	40,15
2	Věnc pod úrovní uložení stř. vazníků	10,00	13,50	0,25	2,50	3,38
3	Obvodové zdivo 1.NP	4,34	5,86	3,45	14,97	20,22
4	Otvory ve zdivu - 0%				0,00	0,00
5	Podlaha 1.NP	10,28	13,57	1,00	10,28	13,57
6	Betonový pas šířky 650 mm	16,25	21,94	1,43	23,24	31,37
	Celkem				79,74	108,68

1.7.3.5.2 Posouzení šířky základové spáry

...

q_d [kN/m] 108,68

R_d [kPa] 300,00

b_{min} [m] 0,37

Výše spočtená šířka pasu je ideální pro pozici těžiště síly v základové spáře. S ohledem na skladbu zatížení lze toto těžiště očekávat ve vzdálenosti 150-250 mm od vnitřního líce podélné obvodové zdi.

1.7.3.6 Základový pas pod obvodovou stěnou přístavby společenské části bez přitížení kumulací sněhu na střeše v závětrí vyššího objektu

1.7.3.6.1 Zatížení

Pol.	Popis	q_n [kN/m ²]	q_d [kN/m ²]	A / b(h) [m ² / m]	Q_n [kN (kN/m)]	Q_d [kN (kN/m)]
1	Střecha	2,12	2,74	6,63	14,05	18,15
2	Věnc pod úrovní uložení stř. vazníků	10,00	13,50	0,25	2,50	3,38
3	Obvodové zdivo 1.NP	4,34	5,86	3,45	14,97	20,22
4	Otvory ve zdivu - 0%				0,00	0,00
5	Podlaha 1.NP	10,28	13,57	1,00	10,28	13,57
6	Betonový pas šířky 650 mm	16,25	21,94	1,43	23,24	31,37
	Celkem				65,04	86,69

1.7.3.6.2 Posouzení šířky základové spáry

...

q_d [kN/m] 86,69

R_d [kPa] 300,00

b_{min} [m] 0,29

Výše spočtená šířka pasu je ideální pro pozici těžiště síly v základové spáře. S ohledem na skladbu zatížení lze toto těžiště očekávat ve vzdálenosti 150-250 mm od vnitřního líce podélné obvodové zdi.

1.7.3.7 Základový pas pod východní štitovou stěnou přístavby společenské části

1.7.3.7.1 Zatížení

Pol.	Popis	q_n [kN/m ²]	q_d [kN/m ²]	A / b(h) [m ² / m]	Q_n [kN (kN/m)]	Q_d [kN (kN/m)]
1	Střecha	2,12	2,74	0,80	1,70	2,19
2	Věnc ve zhlaví štítové zdi	10,00	13,50	0,25	2,50	3,38
3	Obvodové zdivo 2.NP	4,34	5,86	2,45	10,63	14,36
4	Otvory ve zdivu - 0%				0,00	0,00
5	Věnc pod úrovní uložení stř. vazníků	10,00	13,50	0,25	2,50	3,38
6	Obvodové zdivo 1.NP	4,34	5,86	3,45	14,97	20,22
7	Otvory ve zdivu - 15%				-2,25	-3,03
8	Podlaha 1.NP	10,28	13,57	1,00	10,28	13,57
9	Betonový pas šířky 650 mm	16,25	21,94	1,43	23,24	31,37
	Celkem				63,57	85,42

1.7.3.7.2 Posouzení šířky základové spáry

...

q_d [kN/m] 85,42

R_d [kPa] 300,00

b_{min} [m] 0,29

Výše spočtená šířka pasu je ideální pro pozici těžiště síly v základové spáře. S ohledem na skladbu zatížení lze toto těžiště očekávat ve vzdálenosti 150-250 mm od vnitřního líce štítové obvodové zdi.

Ing. Vladimír Šprungl