

PODROBNÝ STATICKÝ VÝPOČET



EVROPSKÁ UNIE
EVROPSKÝ FOND PRO REGIONÁLNÍ ROZVOJ
ŠANCE PRO VÁŠ ROZVOJ



ZMĚNY	c		DATUM		PODPIS	
	b					
	a					

INVESTOR:

JIHOMORAVSKÝ KRAJ	JIHOMORAVSKÝ KRAJ Žerotínovo nám. 3/5, 601 82 Brno tel.: +420 541 652 158 e-mail: kozak.jaroslav@kr-jihomoravsky.cz
--------------------------	---

PROJEKTANT:

ZODP. PROJEKTANT:	Ing. Martin KORÁB	TECHNICO architects & engineers Hradecká 1576/51 746 01 Opava tel: 553 760 970 info@technico.cz
VYPRACOVAL:	Ing. Dušan HALAMA	
KONTROLOVAL:	Ing. Martin ULICHNÝ	

ČÁST DOKUMENTACE:

D.1.2. STAVEBNĚ KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ

Bezbariérové bydlení a centrum denních aktivit v Lednici - Srdce v domě, příspěvková organizace - Transformace I. etapa SO 03 - CENTRUM DENNÍCH AKTIVIT K.ú. Lednice na Moravě, parc.č. 3453, 1077/7, 1076, 1667/2, 1666 PODROBNÝ STATICKÝ VÝPOČET	FORMÁT	A4
	DATUM	05/2014
	STUPEŇ	DPS
	ZAKÁZKOVÉ ČÍSLO	TO-423-DPS
	MĚŘÍTKO:	ČÍSLO VÝKRESU: 03-D.1.2.b.

OBSAH

1.	ÚVOD – OBECNÉ INFORMACE	3
1.1	Normy, technické požadavky	3
1.2	Návrhová data	3
1.3	Popis konstrukce	4
1.3.1	Nosné konstrukce střechy.....	4
1.3.2	Svislé nosné konstrukce	5
1.3.3	Vodorovné nosné konstrukce.....	5
1.3.4	Založení objektu.....	5
1.3.5	Schodiště, výtah.....	6
1.3.6	Příčky.....	7
1.3.7	Ostatní	7
1.4	Zatížení dle ČSN EN 1991 (Eurokód 1)	7
1.5	Navržené materiály	9
1.6	Důležité závěry	9
2.	STATICKÝ VÝPOČET	10
2.1	Dřevěná konstrukce střechy – typický vazník.....	10
2.1.1	Geometrie+statické schéma	10
2.1.2	Zatížení	10
2.1.3	Průběhy vnitřních sil.....	16
2.1.4	Deformace	18
2.1.5	Posouzení.....	20
2.2	ŽB překlady	22
2.2.1	Překlad P1 (240x500 mm) – nad okenními otvory světlosti max. 2,0 m	22
2.2.2	Překlad P2 (240x500 mm) – nad okenními otvory světlosti max. 3,8 m	25
2.2.3	Překlad P3 (240x500 mm) – nad okenními otvory světlosti max. 4,5 m	28
2.2.4	Navržená výztuž překladů.....	32
2.3	Nosné zdivo z vápenopískových cihel.....	33
2.3.1	Zatížení	33
2.3.2	Posouzení.....	34
2.4	Základové pasy	36
2.4.1	Základ vnitřní nosné stěny	36
2.4.2	Způsob vyztužení	36
3.	ZÁVĚR.....	36

1. ÚVOD – OBECNÉ INFORMACE

V rámci konstrukčního řešení je proveden návrh a posouzení všech prvků nosné konstrukce novostavby objektů bezbariérového bydlení a centra denních aktivit v Lednici.

Provedený statický výpočet odpovídá požadavkům dle přílohy č. 6 vyhlášky č. 499/2006 Sb. a vyhlášky č. 62/2013 Sb. Je tedy navržena celková koncepce konstrukčního systému objektu. Jsou uvedeny dimenze všech nosných prvků.

V případě zjištěných odlišností oproti předpokladům v tomto výpočtu uvedeným nepřebírá autor výpočtu odpovědnost za výsledné stavební dílo.

Jedná se o novostavbu trojice nepodsklepeného objektů s jedním nadzemním podlažím (přízemí). Střešní konstrukce jsou sedlové tvořené příhradovými dřevěnými vazníky. Prostor mezi vazníky nebude využíván pro účely bydlení, ale pouze pro revizi půdního prostoru.

V následujících odstavcích je uveden podrobnější technický popis nových konstrukcí, kdy zde provedený statický výpočet je společný pro všechny tři stavební objekty.

1.1 NORMY, TECHNICKÉ POŽADAVKY

ČSN EN 1990	Zásady navrhování
ČSN EN 1991	Zatížení konstrukcí
ČSN EN 1992	Navrhování betonových konstrukcí
ČSN EN 1993	Navrhování ocelových konstrukcí
ČSN EN 1995	Navrhování dřevěných konstrukcí
ČSN EN 1996	Navrhování zděných konstrukcí
ČSN EN 1997	Navrhování geotechnických konstrukcí

Výpočet byl proveden dle platných norem ČSN EN za pomoci softwaru Scia Engineer a vlastních výpočtových programů na bázi MS Excel.

1.2 NÁVRHOVÁ DATA

Betonové konstrukce - beton C20/25

• char. pevnost v tlaku	$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$
• char. pevnost v tahu	$f_{ctm} = 2,2 \text{ MPa}$
• modul pružnosti	$E_{cm} = 30\,000 \text{ MPa}$

Betonové konstrukce - beton C25/30

• char. pevnost v tlaku	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
• char. pevnost v tahu	$f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$
• modul pružnosti	$E_{cm} = 31\,500 \text{ MPa}$

Betonářská výztuž - ocel 10 505, B500B, KARI

• výp. pevnost v tlaku	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
• modul pružnosti	$E_s = 210\,000 \text{ MPa}$

Ocelové konstrukce - ocel S235

- | | | |
|----------------------------------|--|-----------------|
| • mez kluzu | $f_y = 235 \text{ MPa}$ | pro tl. < 40 mm |
| • mez pevnosti | $f_u = 360 \text{ MPa}$ | pro tl. < 40 mm |
| • modul pružnosti | $E = 210\,000 \text{ MPa}$ | |
| • koeficient tepelné roztažnosti | $\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ (}^\circ\text{C)}^{-1}$ | |

Dřevěné konstrukce – řezivo C24

- | | |
|-------------------------------------|------------------------------------|
| • char. pevnost dřeva v ohybu | $f_{y,m,k} = 24 \text{ MPa}$ |
| • char. pevnost dřeva v tlaku | $f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}$ |
| • char. pevnost v tahu podél vláken | $f_{t,0,k} = 14 \text{ MPa}$ |
| • modul pružnosti | $E_{0,mean} = 11\,000 \text{ MPa}$ |
| • modul pružnosti ve smyku | $G_{mean} = 690 \text{ MPa}$ |
| • modul pružnosti | $E_{0,05} = 7\,400 \text{ MPa}$ |

1.3 POPIS KONSTRUKCE

1.3.1 Nosné konstrukce střechy

Objekt bude zastřešen **sedlovou vazníkovou konstrukcí příhradových vazníků** se styčnickovými deskami typu „Gang-Nail“. Vazníky budou rozmístěny po cca 1,0 m, a budou tvořit nosnou konstrukci střešního pláště tvořeného keramickou taškovou krytinou uloženou na systém laťování. Vazníky jsou navrženy s převislými konci za líc fasády. Mimo zatížení stálé (střešní krytina s laťováním, tepelná izolace a SDK podhled) je střešní konstrukce zatížena klimatickými zatíženími – I. sněhová oblast ($s_k = 0,7 \text{ kN/m}^2$) a II. větrová oblast $\rightarrow v_{b,0} = 25,0 \text{ m/s}$. Půdní prostor vytvořený sedlovými vazníky je navržen jako nevyužívaný, je uvažována pouze možnost revize prováděné pomocí přístupové lávky. Tato skutečnost je zohledněna při návrhu krovu přidavným zatížením spodních pásů vazníků o velikosti 50 kg/m^2 . Stabilitu střechy zajišťuje podélné svislé ztužení navržené v místě všech čtyřech diagonál, tj. budou čtyři roviny podélného svislého ztužení. Bude provedeno pomocí „Ondřejových křížů“ z prken $32 \times 120 \text{ mm}$ po celé délce objektu!! Dále je uvažováno s vodorovným příhradovým ztužením při horním a dolním pásu vazníků – příhradové prvky se styčnickovými deskami typu „Gang-Nail“ v určených polích zastřešovaného půdorysu. Třída pevnosti dřeva je uvažována C24 dle ČSN EN 338.

Je nutné kotvit konstrukci vazníků do ŽB věnců v korunách podporujících zdí pomocí ocelových kotevních prvků – systémový úhelník s výztuhou – a vrutů do dřeva, na jedné obvodové stěně neposuvně, na opačné kluzně. Je nutné zabránit prostupu vlhkosti z věnce do vazníku.

V rámci výpočtu je řešena jedna typická vazba (vazník). Výrobní dokumentaci vazníků včetně ztužení zpracuje dodavatelská firma střešní konstrukce, která současně předloží podrobný statický výpočet jí dodávané a vyráběné konstrukce s ohledem na jí používanou technologii.

V koruně obvodových a vnitřních stěn je navržen ŽB monolitický věnec průřezu $240 \times 250 \text{ mm}$, resp. $240 \times 200 \text{ mm}$ (viz dále). Věnec je betonován do bednění na celou tloušťku

zdiva. Výztuž věnců budou tvořit podélné pruty - v celé délce $4\varnothing R16$ s přesahem min. 1000 mm, a dále pak třmínky $\varnothing R6/150$ mm. V případě nedodržení uvedeného přesahu podélné výztuže věnců nutno svařit na délce min. 150 mm! Věncem bude proveden po všech stěnách obvodových nosných i vnitřních ztužujících s provázáním výztuže v rozích a napojeních!

1.3.2 Svislé nosné konstrukce

Nosná konstrukce objektu je charakterizována podélným nosným stěnovým systémem doplněným o ztužující stěny příčné. Nosné stěny jsou uvažovány z vápenopískových cihel tl. 240 mm v případě stěn nosných i ztužujících. Vnitřní nenosné, ale pouze ztužující stěny budou v hlavě ukončeny ŽB věncem o rozměrech 240x200 mm. Budou tedy svojí horní hranou o 50 mm níže než stěny nosné, na kterých jsou uloženy dřevěné vazníky střechy. Nedojde tak k přenosu zatížení ze střechy do těchto vnitřních stěn, které mají funkci pouze ztužující. Toto je nutné dodržet! Podrobně viz výkres ŽB věnců.

Nosné svislé zděné prvky objektu jsou v případě nosných i ztužujících stěn navrženy z vápenopískových cihel tl. 240 mm z cihel **pevnostní značky S12-1800 na lepidlo (tenkovrstvá zdící malta pro vápenopískové tvárnice)**. Dle podkladů výrobce je deklarována **charakteristická pevnost navrženého zdiva v tlaku dle ČSN EN 1996-1-1 $f_k = 6,6$ MPa**. Navržené nosné zdivo výše uvedených parametrů vyhoví v navržených tloušťkách pro požadované zatížení objektu. **Rezerva v únosnosti v uvedených posudcích pokryje zvýšené lokální namáhání předmětné nosné stěny v místě uložení překladů a věncových průvlaků.**

1.3.3 Vodorovné nosné konstrukce

Nadokenní a nadedvevní překlady jsou uvažovány částečně jako systémové (vápenopískové) – vnitřní nenosné stěny a některé nosné. V případě všech obvodových nosných stěn jsou překlady řešeny jako ŽB monolitické. V případě okenních otvorů bude překlad vytvořen snížením spodní hrany průběžných ŽB věnců. Vznikne tak průřez 240x500 mm s uložení min. 250 mm za líc otvorů. Takto se vytvoří nadpraží okenních otvorů. Překlady budou vyztuženy dle přiložené tabulky výztuže v kap. 2.2.4. Podrobně viz výkres ŽB věnců.

1.3.4 Založení objektu

S ohledem na charakter stavby (jednoduchý, přízemní objekt s malými účinky zatížení na základy) nebyl na stavbu zpracován inženýrsko-geologický průzkum. Při návrhu se vycházelo z archivních vrtů v blízkosti místa výstavby.

Konstrukce objektů bude založena na základových pasech tvořených kombinací železobetonového monolitického pásu jednotného průřezu šířky 600 mm a výšky 400 mm a svislé

části základu ze šalovacích tvarovek. Monolitická část základu bude betonována do vykopané rýhy v původním rostlém terénu. Na tuto monolitickou část základové konstrukce bude provedena část základů tvořená betonovými tvarovkami ze ztraceného bednění – šalovací tvárnice skladebné výšky 250 mm, skladebné délky 500 mm, skladebné šířky 400 mm.

Základová spára je požadována a také navržena v případě všech základových konstrukcí tak, aby byla min. 0,4 m v rostlém terénu, a to myšleno až po sejmutí ornice v tl. min. 700 mm!! Základové pasy budou pod všemi nosnými i ztužujícími stěnami a budou řádně provázány tak, aby vznikl tuhý základový rošt!! Dimenze základového pasu je volena tak, aby nebylo překročeno v základové spáře napětí o velikosti $\sigma_{d,z} = 100 \text{ kPa}$, a to od návrhových hodnot zatížení. Monolitická část základu musí být na celou svou výšku ve vrstvě slabě písčitých sprašových hlín, které se dle archivního vrtu nachází pod ornici.

Základové konstrukce budou vyztužené. Monolitická část základů pomocí 4ØR14 při dolním povrchu pasu, a 2ØR14 v rozích při horním povrchu monolitické části. Smyková výztuž je uvažována v podobě 2-střížných třmínků ØR8/300 mm. Podélnou výztuž je nutné v rozích a v místě napojení vzájemně provázat a svařit. Podélný přesah min. 800 mm. Alternativně svařit na délce min. 150 mm! Uvedená výztuž je bezpečně navržena s ohledem na všechny další případy zatížení pasů objektů. Krytí podélné výztuže základových pasů je uvažováno 50 mm. Pro zajištění spolupůsobení spodní monolitické části s částí tvořenou tvarovkami vylitými betonem bude z monolitické části provedeno vytažení trnů ØR16 po 500 mm v ose pasu tak, že trn bude zatažen cca 120 mm do základové desky (vyztužený podkladní beton) tl. 150 mm, která bude přetažena přes tvarovky až na jejich vnější líc.

Pod podlahovými vrstvami je navržen vyztužený podkladní beton tl. 150 mm (vložená síť KARI Ø6/150-Ø6/150 při obou površích, krytí spodní 40 mm, horní 25 mm), pod nímž je uvažována vrstva z drceného hutněného (min. na 150 kPa) lomového kamene tl. 150 mm frakce 8-32 mm. Výztuž podkladního betonu bude zatažena na vnější hranu tvarovek základových pasů při dodržení bočního krytí velikosti 30 mm. Základová spára bude upravena vrstvou podkladního betonu v tl. 50 mm.

Prostor mezi základovými konstrukcemi ze šalovacích tvarovek vylitých betonem bude vyplněn vhodným hutnitelným materiálem, např. štěrkopískem. Hutnění bude probíhat po vrstvách tl. max. 250 mm až pod podsyp pod základovou deskou. Pod základovou deskou je nutné splnit parametry hutnění na horní hraně podsypu v následujících hodnotách: $E_{def2} = \text{min. } 45 \text{ MPa}$, $E_{def2}/E_{def1} \leq 2,5$.

1.3.5 Schodiště, výtah

Vzhledem k charakteru objektu – bungalov – není navrženo.

1.3.6 Příčky

Příčky jsou navrženy z vápenopískových cihel tl. 115 mm až 240 mm (akustická funkce). V případě příček u sociálních zařízení je s ohledem na umístění potrubí instalací navrženo použití příček z pórobetonu v max. tloušťce 150 mm (bez omítek).

1.3.7 Ostatní

Dilatace není v rámci půdorysu objektů navržena. Jedná se o objekt kombinující zděné konstrukce s železobetonovými monolitickými věnci s maximální délkou 25 m. Jedná o chráněnou konstrukci. Základové konstrukce (základový rošt z pasů) budou rovněž bez dilatací.

Prostorovou tuhost objektu zajišťuje kombinace nosných stěn v příčném a podélném směru v hlavě provázaných ŽB monolitickými ztužujícími věnci. Je nutné provázat příčné ztužující stěny s obvodovými nosnými stěnami pro zajištění tuhosti objektu! Totéž platí i pro provázání dělicích příček s obvodovými stěnami pomocí stěnových spon (max. po 500 mm)!! Je nutné dodržovat pokyny výrobce systému zděných konstrukcí!

Lokalita se nachází dle ČSN EN 1998-1 Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení v zájmové oblasti s referenčním zrychlením základové půdy $a_{gR} = 0,04$ až $0,06$ g (mapa seizmických oblastí České republiky obr. NA.1. Z tohoto důvodu jsou uvažována následující konstrukční opatření. Nosná konstrukce objektů je založena na základových pasech tvořených kombinací železobetonového monolitického pásu jednotného průřezu šířky 600 mm a výšky 400 mm a svislé části základu ze šalovacích tvarovek.

1.4 ZATÍŽENÍ DLE ČSN EN 1991 (EUROKÓD 1)

VLASTNÍ VÁHA:

vychází ze zadaných průřezů a objemových hmotností dílčích prvků

STÁLÉ:

střešní plášť vč. podhledů a rezervy pro revizní lávky v půdě

170 kg/m²

UŽITNÉ:

- v prostoru krovu je uvažováno na lávce v ose vazníků břemeno (zahrnuto do stálého) 150 kg

SNÍH:

lokalita:	Lednice				
sněhová oblast:	I.	→	char. hodn. na zemi	$s_k =$	0,7 kN/m ²
typ krajiny:	normální	→	součinitel expozice	$C_e =$	1,0
střecha:	s TI	→	tepelný součinitel	$C_t =$	1,0
sklon: $\alpha_1 =$	30 °	↑	tvarový součinitel	$\mu_{1(\alpha_1)} =$	0,80
$\alpha_2 =$	30 °	↑	tvarový součinitel	$\mu_{1(\alpha_2)} =$	0,80
atika či nadezdávka:	ano				

zat. sněhem na střеше:	s_n [kN/m ²]	γ_f	s_d [kN/m ²]
$s_1 = \mu_{1(\alpha_1)} C_e C_t s_k =$	0,56	1,50	0,84
$s_2 = \mu_{1(\alpha_2)} C_e C_t s_k =$	0,56	1,50	0,84

VÍTR:

lokalita	Lednice	
větrová oblast	II.	
výchozí zákl. rychlost	$v_{b,0} =$	25,0 m/s
souč. směru větru	$C_{dir} =$	1,0
souč. ročního období	$C_{season} =$	1,0
zákl. rychlost větru	$v_b =$	25,0 m/s
kategorie terénu	III	
param. drsnosti terénu	$z_0 =$	0,300 m
minimální výška	$z_{min} =$	5 m
objekt - ref. výška	$z_e = z_i = z =$	7,00 m > 5 m → $z =$ <u>7,00</u> m
souč. terénu	$k_r =$	0,215
souč. drsnosti	$c_r =$	0,678
souč. orografie	$c_o =$	1,000
střední rychlost větru	$v_m =$	17,0 m/s
souč. turbulence	$k_i =$	1,0
intenzita turbulence	$I_v =$	0,317
měrná hmotn. vzduchu	$\rho =$	1,250 kg/m ³
max. hodn. dyn. tlaku	$q_p(z) = 0,59$ kN/m²	

1.5 NAVRŽENÉ MATERIÁLY

Betonové konstrukce - dle ČSN EN 206-1

- 1) **C 20/25-XC1**: věnce, překlady
- 2) **C 20/25-XC2, XA1**: základové pasy – výplň šalovacích tvarovek, základová deska
- 3) **C 25/30-XC2, XA1**: základové pasy – monolitická část
- 4) **C 12/15-X0**: prostý beton, podkladní beton

Betonářská ocel – 10 505(R), B500B, KARI

Ocelové konstrukce

- všechny nové ocelové prvky budou dle ČSN EN 10025+A1 z oceli S235 (St37-2)

Dřevěné konstrukce

- řezivo rostlé dle ČSN EN 338 třída C24

Zděné konstrukce

- vápenopískové zdivo na tenkovrstvou zdící maltu pro vápenopískové tvárnice (S12, dle ČSN EN 1996-1-1 $f_k = 6,6$ MPa)

1.6 DŮLEŽITÉ ZÁVĚRY

Provedený statický výpočet odpovídá požadavkům dle přílohy č. 6 vyhlášky č. 499/2006 Sb. a vyhlášky č. 62/2013 Sb. Jsou uvedeny dimenze všech nosných prvků včetně způsobu vyztužení železobetonových monolitických konstrukcí, které slouží jako podklad pro výrobní dokumentaci zajišťovanou zhotovitelem stavby. Tu je nutné zpracovat v případě betonových i dřevěných konstrukcí. V rámci návrhu konstrukce krovu je řešena jedna typická vazba (vazník) včetně způsobu prostorového ztužení. Výrobní dokumentaci vazníků včetně ztužení zpracuje dodavatelská firma střešní konstrukce, která současně předloží podrobný statický výpočet jí dodávané a vyráběné konstrukce s ohledem na jí používanou technologii.

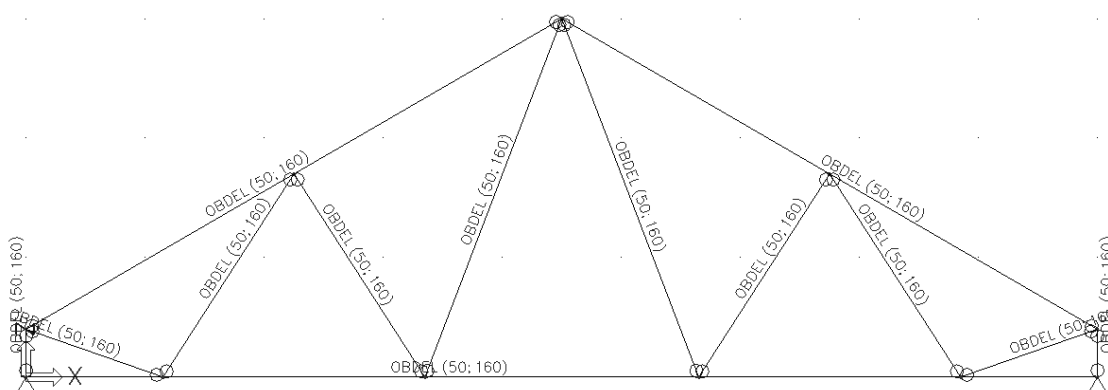
2. STATICKÝ VÝPOČET

2.1 DŘEVĚNÁ KONSTRUKCE STŘECHY – TYPICKÝ VAZNÍK

2.1.1 Geometrie+statické schéma

- řešeno jako **příhradová konstrukce se spoji typu „Gang-Nail“**
- řešeno s jednou podporou neposuvnou a druhou posuvnou (= prostý nosník)
- rozpětí $l = 9,000 \text{ m}$
- výška v místě uložení $h_0 = 0,400 \text{ m}$
- výška celková ve vrcholu $h = 3,000 \text{ m} \rightarrow$ sklon střešní roviny $30,0^\circ \approx 57,8 \%$
- osová vzdálenost vazníků $b = \text{cca } 1,000 \text{ m}$ (= zatěžovací šířka)

Geometrické schéma



2.1.2 Zatížení

ZS 1: vlastní tíha konstrukce – generována softwarem

- pro objemovou hmotnost dřeva 600 kg/m^3
- součinitel zatížení

ZS 2: stálé

- součinitel zatížení $\gamma_{G,sup(inf)} = 1,35 (1,00)$

a) horní pás vazníku

	$g_{k,a} [\text{kN/m}']$	$\gamma_{G,sup}$	$g_{d,a} [\text{kN/m}']$
ker. tašková krytina vč. laťování (60 kg/m^2) $0,60 \cdot 1,00 =$	<u>0,60</u>	<u>1,35</u>	<u>0,81</u>
$\Sigma =$	0,60	1,35	0,81

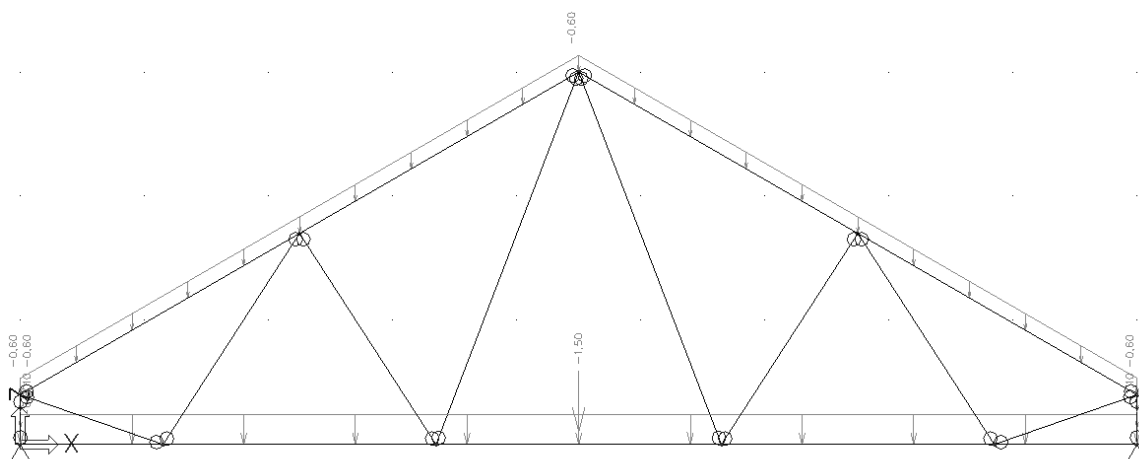
b) dolní pás vazníku

	$g_{k,b} [\text{kN/m}']$	$\gamma_{G,sup}$	$g_{d,b} [\text{kN/m}']$
tepelná izolace tl. 300 mm $0,30 \cdot 1 \cdot 1,00 =$	0,30	1,35	0,41
SDK podhled vč. roštu (30 kg/m^2) $0,30 \cdot 1,00 =$	0,30	1,35	0,41
rezerva (50 kg/m^2) $0,50 \cdot 1,00 =$	<u>0,50</u>	<u>1,35</u>	<u>0,68</u>
$\Sigma =$	1,10	1,35	1,50

Pozn.:

Rezerva v případě dolního pásu zahrnuje možnost revizí pomocí obslužných lávek, kdy uvažují zatížení o max. velikosti 50 kg/m^2 . V ose je navíc uvažováno břemeno reprezentující zatížení osobou provádějící revizi.

Schéma zatížení ZS 2: stálé



ZS 3 (ZS 4): sníh – nenavátý (navátý)

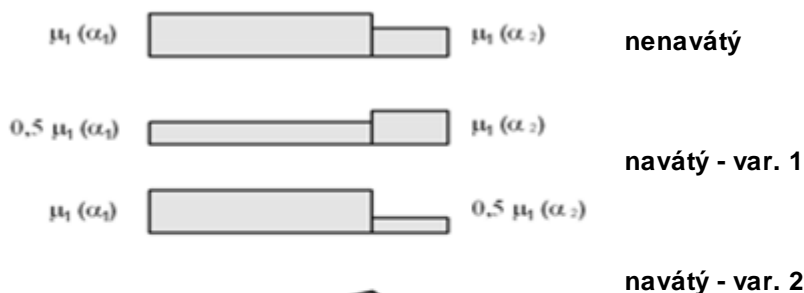
- na střeše jsou uvažovány sněžníky, tudíž není uplatněn zmenšovací součinitel $\rightarrow \mu_1 = 0,80$

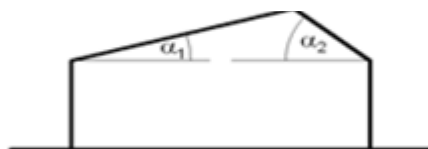
lokalita:	Lednice				
sněhová oblast:	I.	\rightarrow	char. hodn. na zemi	$s_k = 0,7 \text{ kN/m}^2$	
typ krajiny:	normální	\rightarrow	součinitel expozice	$C_e = 1,0$	
střecha:	s TI	\rightarrow	tepelný součinitel	$C_t = 1,0$	
sklon: $\alpha_1 = 30^\circ$		\rightarrow	tvarový součinitel	$\mu_{1(\alpha_1)} = 0,80$	
$\alpha_2 = 30^\circ$		\rightarrow	tvarový součinitel	$\mu_{1(\alpha_2)} = 0,80$	
atika či nadezdávka:	ano				

zat. sněhem na střeše:

	$s_n \text{ [kN/m}^2\text{]}$	γ_f	$s_d \text{ [kN/m}^2\text{]}$
$s_1 = \mu_{1(\alpha_1)} C_e C_t s_k =$	0,56	1,50	0,84
$s_2 = \mu_{1(\alpha_2)} C_e C_t s_k =$	0,56	1,50	0,84

aplikace zatížení





sklony střechy

		$s_k[\text{kN/m}']$	γ_f	$s_d[\text{kN/m}']$
plný	$s_{1(2)} * b = 0,56 * 1,00 =$	0,56	1,50	0,84
poloviční	$0,5 * s_{1(2)} * b = 0,5 * 0,56 * 1,00 =$	0,28	1,50	0,42

Schéma zatížení ZS 3: sníh – nenavátý

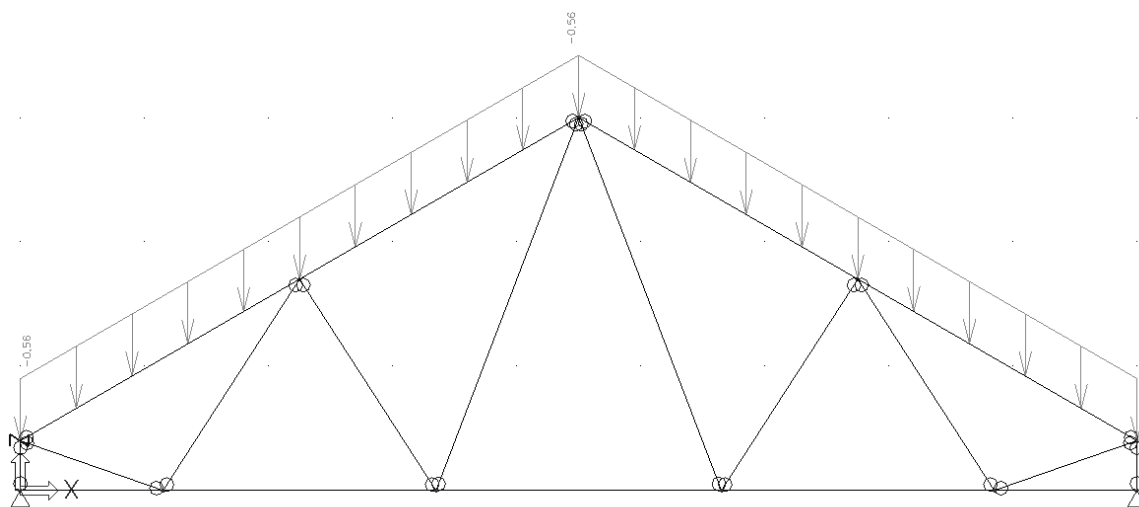
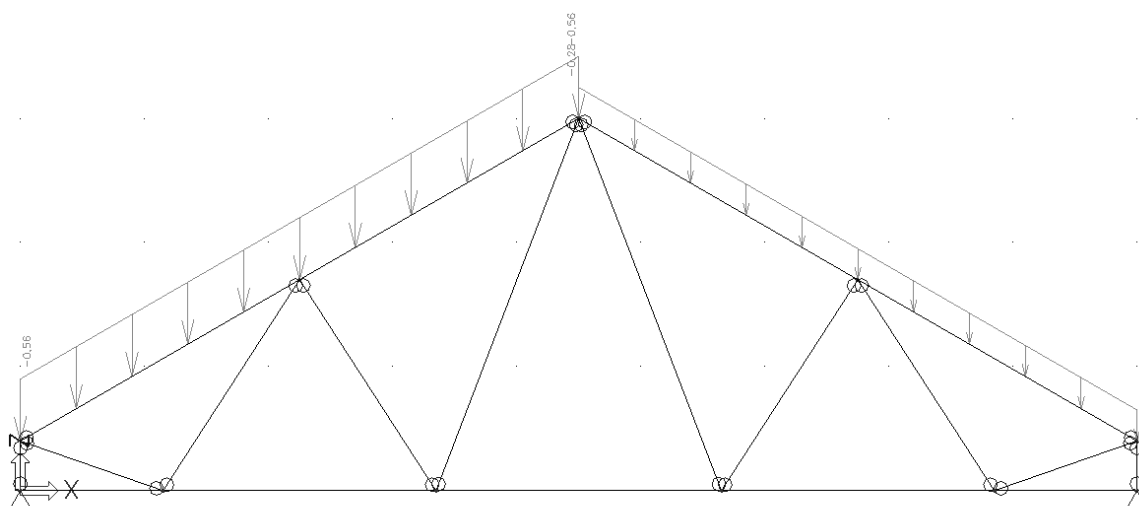


Schéma zatížení ZS 4: sníh - navátý



ZS 5: vítr

lokalita	Lednice		
větrová oblast	II.		
výchozí zákl. rychlost	$v_{b,0} =$	25,0	m/s
souč. směru větru	$C_{dir} =$	1,0	
souč. ročního období	$C_{season} =$	1,0	
zákl. rychlost větru	$v_b =$	25,0	m/s
kategorie terénu	III		
param. drsnosti terénu	$z_0 =$	0,300	m
minimální výška	$z_{min} =$	5	m
objekt - ref. výška	$z_e = z_i = z =$	7,00	m
souč. terénu	$k_r =$	0,215	
souč. drsnosti	$c_r =$	0,678	
souč. orografie	$c_o =$	1,000	
střední rychlost větru	$v_m =$	17,0	m/s
souč. turbulence	$k_i =$	1,0	
intenzita turbulence	$I_v =$	0,317	
měrná hmotn. vzduchu	$\rho =$	1,250	kg/m ³
max. hodn. dyn. tlaku	$q_p(z) = 0,59 \text{ kN/m}^2$		

Součinitele tlaku větru

Sřecha – sedlová

1.1) součinitele vnějšího tlaku pro příčný vítr

$$c_{pe,10}^{F+} = +0,7 \text{ (tlak – uvažuji pro oblast F dle Obr. 7.8 v ČSN EN 1991-1-4)}$$

$$c_{pe,10}^{G+} = +0,7 \text{ (tlak – uvažuji pro oblast G dle Obr. 7.8 v ČSN EN 1991-1-4)}$$

$$c_{pe,10}^{H+} = +0,4 \text{ (tlak – uvažuji pro oblast H dle Obr. 7.8 v ČSN EN 1991-1-4)}$$

$$c_{pe,10}^{I-} = -0,4 \text{ (sání – uvažuji pro oblast I dle Obr. 7.8 v ČSN EN 1991-1-4)}$$

$$c_{pe,10}^{I+} = +0,0 \text{ (tlak – uvažuji pro oblast I dle Obr. 7.8 v ČSN EN 1991-1-4)}$$

$$c_{pe,10}^{J-} = -0,5 \text{ (sání – uvažuji pro oblast J dle Obr. 7.8 v ČSN EN 1991-1-4)}$$

$$c_{pe,10}^{J+} = +0,0 \text{ (tlak – uvažuji pro oblast J dle Obr. 7.8 v ČSN EN 1991-1-4)}$$

1.2) součinitele vnitřního tlaku

$$c_{pe,10}^{+} = +0,2 \text{ (vnitřní přetlak)}$$

$$c_{pe,10}^{-} = -0,3 \text{ (vnitřní podtlak)}$$

$$e_{\text{střecha,příčný}} = \min(b; 2h) = \min(20; 2 \cdot 7) = \min(20; 14) = 10,0 \text{ m}$$

2.1) součinitele vnějšího tlaku pro podélný vítr

$$c_{pe,10}^{F-} = -1,1 \text{ (sání – uvažuji pro oblast F dle Obr. 7.8 v ČSN EN 1991-1-4)}$$

$$c_{pe,10}^{G-} = -1,4 \text{ (sání – uvažuji pro oblast G dle Obr. 7.8 v ČSN EN 1991-1-4)}$$

$$c_{pe,10}^{H-} = -0,8 \text{ (sání – uvažuji pro oblast H dle Obr. 7.8 v ČSN EN 1991-1-4)}$$

$$c_{pe,10}^{I-} = -0,5 \text{ (sání – uvažuji pro oblast I dle Obr. 7.8 v ČSN EN 1991-1-4)}$$

2.2) součinitele vnitřního tlaku

$$c_{pe,10}^{+} = +0,2 \text{ (vnitřní přetlak)}$$

$$c_{pe,10}^{-} = -0,3 \text{ (vnitřní podtlak)}$$

$$e_{\text{střecha,podélný}} = \min(b; 2h) = \min(10; 2 \cdot 7) = \min(10; 14) = 10,0 \text{ m}$$

Zatížení pro návrh a posouzení

- s ohledem na rozdělení střešní plochy na pásma dle ČSN EN 1991-1-4 označená písmeny F až J je možné konstatovat, že pro návrh krovu je nejnepříznivější situace, kdy je objekt namáhán na návětrné straně tlakem a závětrné sáním a to v kombinaci s navátým sněhem viz dále v kombinacích:

- jedná se o situaci, kdy je objekt namáhán příčným větrem (ve směru kolmém na hřeben střechy) při respektování rozdělení zatížení po délce horního pásu vazníku dle členění na oblasti G, H, I a J dle obr. 7.8 v ČSN EN 1991-1-4

- následující zatížení na 1 bm délky horního pásu typického vazníku střechy řešeného objektu je vstupním údajem pro návrh a posouzení typické vazby krovu

	$w_{i,k}[\text{kN/m}']$	γ_f	$w_{i,d}[\text{kN/m}']$
$w_k^{F+} = q_p \cdot (c_{pe,10}^{F+} - c_{pe,10}^{-}) \cdot b = 0,59 \cdot (+0,7 - (-0,3)) \cdot 1,00 =$	+0,59	1,50	+0,89
(kombinace tlaku a vnitřního podtlaku → směr větru ↓)			
$w_k^{G+} = q_p \cdot (c_{pe,10}^{G+} - c_{pe,10}^{-}) \cdot b = 0,59 \cdot (+0,7 - (-0,3)) \cdot 1,00 =$	+0,59	1,50	+0,89
(kombinace tlaku a vnitřního podtlaku → směr větru ↓)			
$w_k^{H+} = q_p \cdot (c_{pe,10}^{H+} - c_{pe,10}^{-}) \cdot b = 0,59 \cdot (+0,4 - (-0,3)) \cdot 1,00 =$	+0,41	1,50	+0,62

(kombinace tlaku a vnitřního podtlaku → směr větru ↓)

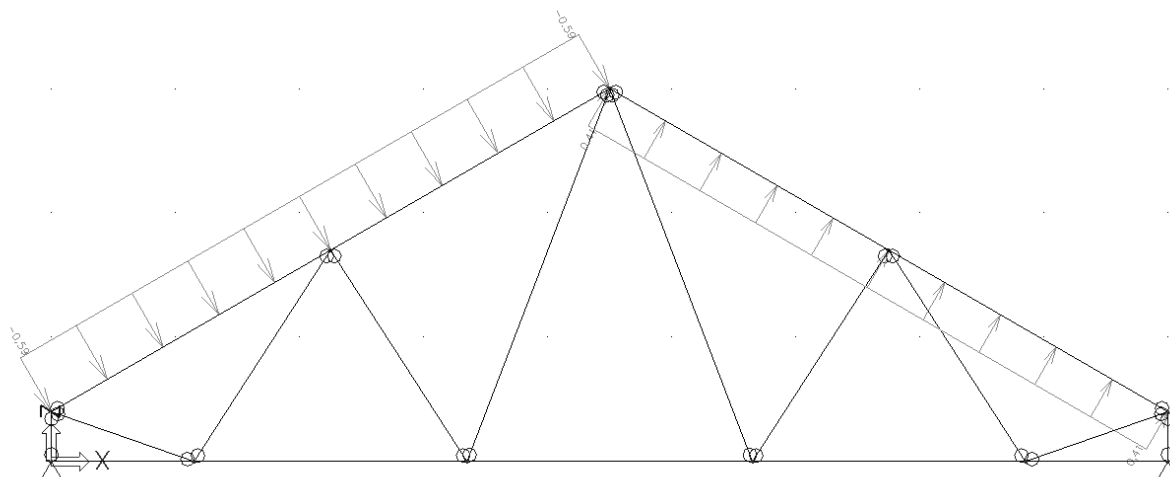
$$w_k^{I-} = q_p * (c_{pe,10}^{I-} - c_{pe,10}^{+}) * b = 0,59 * (-0,4 - (+0,2)) * 1,00 = -0,36 \quad 1,50 \quad -0,54$$

(kombinace sání a vnitřního přetlaku → směr větru ↑)

$$w_k^{J-} = q_p * (c_{pe,10}^{J-} - c_{pe,10}^{+}) * b = 0,59 * (-0,5 - (+0,2)) * 1,00 = -0,41 \quad 1,50 \quad -0,62$$

(kombinace sání a vnitřního přetlaku → směr větru ↑)

Schéma zatížení ZS 5: vítr



Kombinace na únosnost (STR):

KZS1 - kombinace s plným nenavátým sněhem:

$$1,35 * ZS\ 1 + 1,35 * ZS\ 2 + 1,50 * ZS\ 3$$

KZS2 - kombinace s plným navátým sněhem a účinky větru:

$$1,35 * ZS\ 1 + 1,35 * ZS\ 2 + 1,50 * ZS\ 4 + 1,50 * ZS\ 5$$

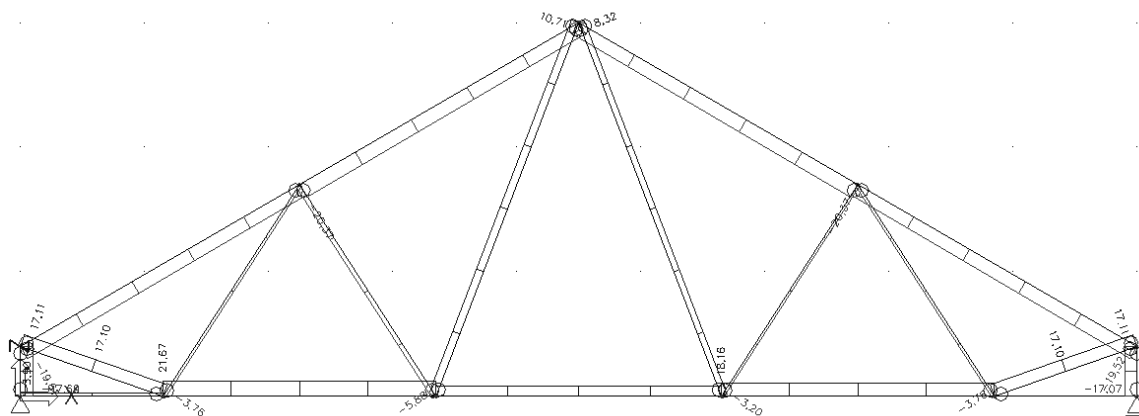
Kombinace na použitelnost:

KZS3 - kombinace s plným nenavátým sněhem – podrobně viz kap. 2.1.4

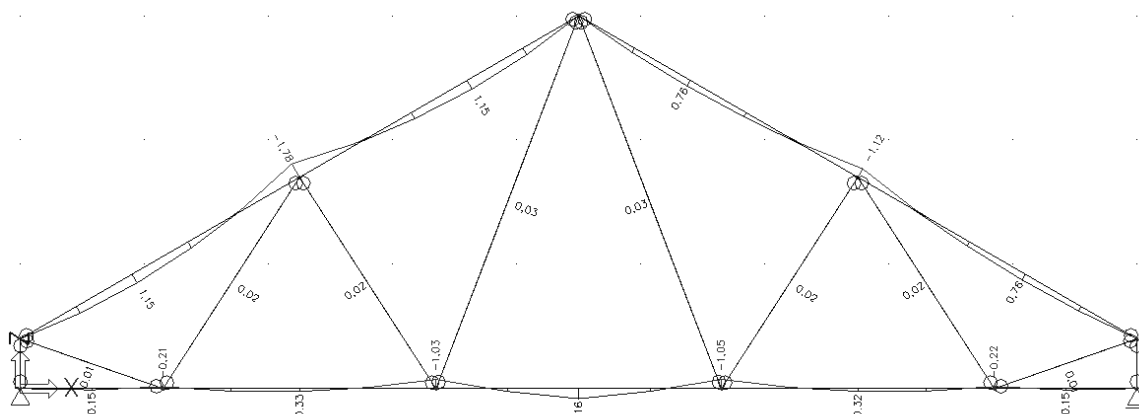
KZS4 - kombinace s plným navátým sněhem a účinky větru – podrobně viz kap. 2.1.4

2.1.3 Průběhy vnitřních sil

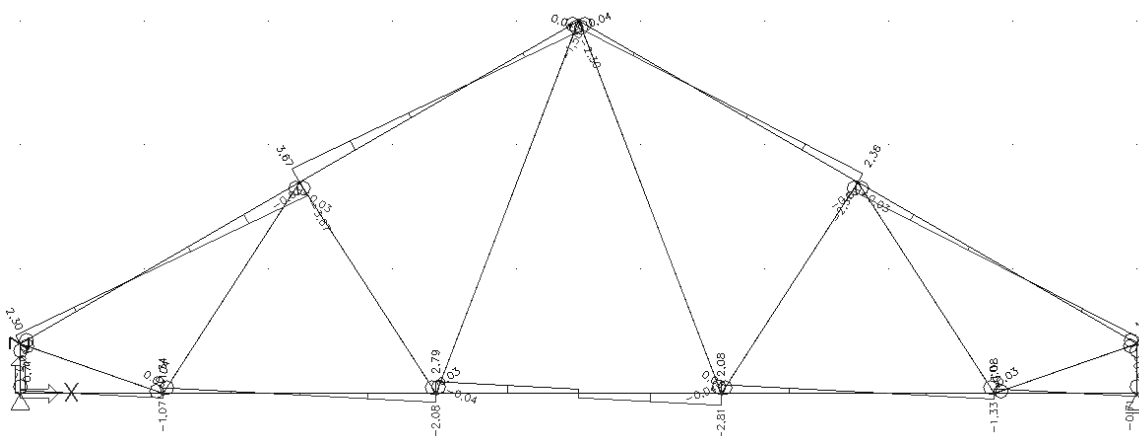
osové síly N_{Ed} [kN] (maximum z KZS1 a KZS2)



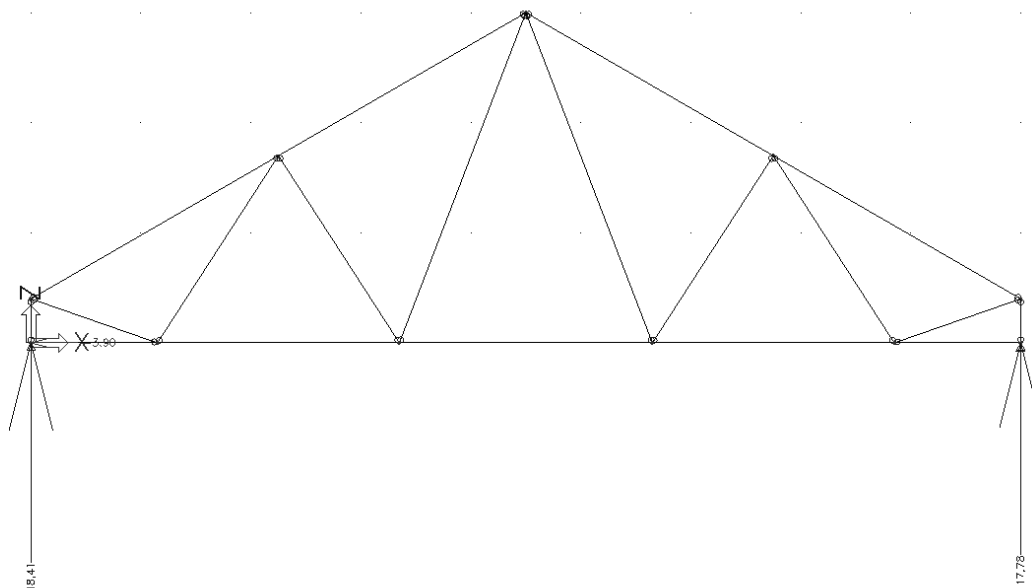
ohybový moment $M_{y,Ed}$ [kNm] (maximum z KZS1 a KZS2)



osové síly V_{Ed} [kN] (maximum z KZS1 a KZS2)



reakce $R_{i,Ed}$ [kN] (maximum z KZS1 a KZS2)



Reakce pro posouzení konstrukcí nižších podlaží (charakteristické hodnoty):

- | | | | |
|--------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------|
| 1) od vl. tíhy a stálého zat.: | $R_{g,k,z} = 10,0 \text{ kN}$ | $R_{g,k,x} = 0,0 \text{ kN}$ | - ZS 1 + ZS 2 (↓) |
| 2) od sněhu - nenavátý: | $R_{s1,k,z} = 2,9 \text{ kN}$ | $R_{s1,k,x} = 0,0 \text{ kN}$ | - ZS 3 (↓) |
| 3) od sněhu - navátý: | $R_{s2,k,z} = 2,6 \text{ kN}$ | $R_{s2,k,x} = 0,0 \text{ kN}$ | - ZS 4 (↓) |
| 4) od větru: | $R_{w,k,z} = 1,1 \text{ kN}$ | $R_{w,k,x} = 2,6 \text{ kN}$ | - ZS 5 (↓ + →) |

Závěr:

Je nutné kotvit řádně konstrukci střechy ke konstrukci obvodových stěn v místě ztužujících obvodových věnců.

POSOUZENÍ:

Podmínka č. 1 - výsledný okamžitý průhyb (bez dotvarování)

$$w_{\text{inst}} = 4,2 \text{ mm} < w_{\text{inst,max}} = \frac{L}{300} = 30,0 \text{ mm} \Rightarrow \text{SPLNĚNO}$$

Podmínka č. 2 - výsledný konečný průhyb (s dotvarováním)

$$w_{\text{fin}} = 7,0 \text{ mm} < w_{\text{fin,max}} = \frac{L}{400} = 22,5 \text{ mm} \Rightarrow \text{SPLNĚNO}$$

Podmínka č. 3 - výsledný čistý konečný průhyb (s dotvarováním)

$$w_{\text{net,fin}} = 7,0 \text{ mm} < w_{\text{net,fin,max}} = \frac{L}{400} = 22,5 \text{ mm} \Rightarrow \text{SPLNĚNO}$$

Závěr:

Navržená dřevěná konstrukce typického příhradového vazníku krovu splňuje všechna kritéria pro průhyb při dodržení osově vzdálenosti cca 1,0 m.

2.1.5 Posouzení

Okrajové podmínky pro posouzení jednotlivých prutů

- vzhledem ke skutečnosti, že na horním pásu vazníku bude provedeno dřevěné laťování z latí průřezu 60x40 mm po cca 250-300 mm, je uvažován vliv napětí od momentu v důsledku modelovaného spojitého zatížení
- při posouzení bezpečně uvažováno zabezpečení proti vybočení kolmo k ose z-z ve vzdálenosti cca 1 m, kolmo k ose y-y ve vzdálenosti styčníků vazníku
- při dimenzování diagonál a svislic bezpečně uvažováno zabezpečení proti vybočení kolmo k ose z-z i y-y ve vzdálenosti odpovídající vzdálenosti styčníků

Posudek dřeva podle MSÚ

Lineární výpočet, Extrém : Lokální

Výběr : Vše

Třída : Všechny MSU

Posudek dřeva podle MSÚ

Nosník	Průřez	Materiál	dx [m]	Zatěžovací stav	Jedn. posudek [-]	Posudek únosnosti [-]	Posudek stability [-]	CH/V/P
B1	CS1 - OBDEL	C24	0,000	Všechny MSU	0,12	0,12	0,00	-
B1	CS1 - OBDEL	C24	2,250	Všechny MSU	0,37	0,37	0,19	-
B1	CS1 - OBDEL	C24	3,350	Všechny MSU	0,59	0,53	0,59	-
B1	CS1 - OBDEL	C24	3,350	Všechny MSU	0,59	0,47	0,59	-
B1	CS1 - OBDEL	C24	4,500	Všechny MSU	0,66	0,52	0,66	-
B1	CS1 - OBDEL	C24	5,650	Všechny MSU	0,59	0,49	0,59	-
B1	CS1 - OBDEL	C24	5,650	Všechny MSU	0,59	0,51	0,59	-
B1	CS1 - OBDEL	C24	6,750	Všechny MSU	0,32	0,32	0,18	-
B1	CS1 - OBDEL	C24	9,000	Všechny MSU	0,11	0,11	0,00	-
B2	CS1 - OBDEL	C24	0,000	Všechny MSU	0,16	0,15	0,16	-
B3	CS1 - OBDEL	C24	0,000	Všechny MSU	0,37	0,37	0,30	-
B3	CS1 - OBDEL	C24	1,039	Všechny MSU	0,55	0,35	0,55	-
B3	CS1 - OBDEL	C24	2,599	Všechny MSU	0,71	0,59	0,71	-
B3	CS1 - OBDEL	C24	2,599	Všechny MSU	0,76	0,59	0,76	-
B3	CS1 - OBDEL	C24	4,158	Všechny MSU	0,55	0,35	0,55	-
B3	CS1 - OBDEL	C24	5,197	Všechny MSU	0,37	0,37	0,28	-
B4	CS1 - OBDEL	C24	0,000	Všechny MSU	0,15	0,15	0,15	-
B5	CS1 - OBDEL	C24	0,000	Všechny MSU	0,30	0,24	0,30	-
B5	CS1 - OBDEL	C24	1,039	Všechny MSU	0,43	0,24	0,43	-
B5	CS1 - OBDEL	C24	2,599	Všechny MSU	0,52	0,38	0,52	-
B5	CS1 - OBDEL	C24	2,599	Všechny MSU	0,56	0,38	0,56	-
B5	CS1 - OBDEL	C24	4,158	Všechny MSU	0,44	0,24	0,44	-
B5	CS1 - OBDEL	C24	5,197	Všechny MSU	0,28	0,24	0,28	-
B6	CS1 - OBDEL	C24	1,606	Všechny MSU	0,15	0,15	0,01	-
B7	CS1 - OBDEL	C24	0,000	Všechny MSU	0,31	0,05	0,31	-
B7	CS1 - OBDEL	C24	0,506	Všechny MSU	0,31	0,05	0,31	-
B8	CS1 - OBDEL	C24	0,000	Všechny MSU	0,20	0,03	0,20	-
B8	CS1 - OBDEL	C24	0,506	Všechny MSU	0,20	0,03	0,20	-
B9	CS1 - OBDEL	C24	0,609	Všechny MSU	0,22	0,22	0,00	-
B10	CS1 - OBDEL	C24	1,606	Všechny MSU	0,11	0,11	0,01	-
B11	CS1 - OBDEL	C24	0,000	Všechny MSU	0,17	0,03	0,17	-
B11	CS1 - OBDEL	C24	0,506	Všechny MSU	0,17	0,03	0,17	-
B12	CS1 - OBDEL	C24	0,000	Všechny MSU	0,20	0,03	0,20	-
B12	CS1 - OBDEL	C24	0,506	Všechny MSU	0,20	0,03	0,20	-
B13	CS1 - OBDEL	C24	0,609	Všechny MSU	0,22	0,22	0,00	-

Závěr:

Ostatní prvky - diagonály i svislice vyhoví. Krajní části vazníku od vnitřního líce podporujícího ŽB věnce směrem ke koncům vazníku budou vybedněny, alternativně provedeny jako plné. Navržená dřevěná vazníková konstrukce typické vazby krovu vyhovuje na MS únosnosti (STR) i na MS použitelnosti. Je nutné kotvit konstrukci vazníků pomocí ocelových kotevních prvků – systémový úhelník s výztuhou – a vrutů do dřeva, na jedné obvodové stěně neposuvně, na opačné kluzně. Spoje jsou tvořeny styčnickovými ocelovými deskami typu „Gang-Nail“.

2.2 ŽB PŘEKLADY

2.2.1 Překlad P1 (240x500 mm) – nad okenními otvory světlosti max. 2,0 m

2.2.1.1 Geometrie+statické schéma

- řešeno jako **prostý nosník**

- max. rozpětí (= vzdálenost podpor) $L = 2,200 \text{ m}$

- překlad vznikne snížením spodní hrany monolitického věnce o jeden výškový modul

- zatížení překladu je od vlastní tíhy a reakcí ze střechy viz kap. 2.1

- průřez **240x500 mm**

2.2.1.2 Zatížení

ZS 1: vlastní váha

$g_{0,k}[\text{kN/m}']$	$\gamma_{G,sup}$	$g_{0,d}[\text{kN/m}']$
$0,24 \cdot 0,5 \cdot 25 = 3,00$	1,35	4,00

ZS 2: stálé

bodové

$G_k[\text{kN}]$	$\gamma_{G,sup}$	$G_d[\text{kN}]$
konstrukce střechy vč. lávek	<u>10,0</u>	<u>13,5</u>
$\Sigma = 10,0$	1,35	13,5

ZS 3: sníh

bodové

$S_k[\text{kN}]$	γ_f	$S_d[\text{kN}]$
sníh ze střechy	<u>3,0</u>	<u>4,5</u>
$\Sigma = 3,0$	1,50	4,5

ZS 4: vítr

bodové

$W_k[\text{kN}]$	γ_f	$W_d[\text{kN}]$
vítrh ze střechy	<u>1,0</u>	<u>1,5</u>
$\Sigma = 1,0$	1,50	1,5

2.2.1.3 Silové účinky

návrhová posouvající síla (3 břemena rovnoměrně na osu rozpětí)

$$V_{Ed} = 0,5 \cdot [g_{0,d} \cdot L + n \cdot (G_d + S_d + W_d)] = 0,5 \cdot [4,0 \cdot 2,2 + 3 \cdot (13,5 + 4,5 + 1,5)] = 33,7 \text{ kN}$$

návrhový ohybový moment (3 břemena rovnoměrně na osu rozpětí)

$$\begin{aligned} M_{y,Ed}^- &= \frac{1}{8} \cdot g_{0,d} \cdot L^2 + \frac{n \cdot (G_d + S_d + W_d) \cdot L}{4} - (G_d + S_d + W_d) \cdot b_0 = \\ &= \frac{1}{8} \cdot 4,0 \cdot 2,2^2 + \frac{3 \cdot (13,5 + 4,5 + 1,5) \cdot 2,2}{4} - (13,5 + 4,5 + 1,5) \cdot 1,0 = 15,1 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2.2.1.4 Posouzení - mezní stav únosnosti (STR)

2.2.1.4.1 Ohyb

VLASTNOSTI BETONU:

frakce kameniva:

C20/25

=>

$f_{ck} = 20$ MPa

$\gamma_c = 1,50$

$f_{cd} = 13,33$ MPa

$f_{ctm} = 2,21$ MPa

$E_{cm} = 30\,000$ MPa

VLASTNOSTI OCELI:

10 505(R)

=>

$f_{yk} = 500$ MPa

$\gamma_s = 1,15$

$f_{yd} = 434,78$ MPa

$E_s = 200\,000$ MPa

KRYTÍ VÝZTUŽE:

stupeň vlivu prostředí:

XC1

třída konstrukce:

S4

minimální krycí vrstva třmínků:

minimální krycí vrstva podélné výztuže:

nominální krycí vrstva podélné výztuže:

$c_{min,dur} = 15$ mm

$c_{min,b} = 14$ mm (podélná výztuž)

$c_{min} = 15$ mm

$c_{min} = 15$ mm

$\Delta c_{dev} = 14$ mm

$c_{nom} = 35$ mm

GEOMETRIE:

výška nosníku:

$h = 0,500$ m

šířka nosníku:

$b = 0,240$ m

OHYBOVÝ MOMENT OD NÁVRHOVÉHO ZATÍŽENÍ:

$M_{Ed} = 15,1$ kNm

redistribuce: ne

NAVRŽENÁ VÝZTUŽ NOSNÍKU:

$\phi_{st} = 6$ mm (průměr třmínků)

počet vrstev: 1

vzd. os: 0 mm

$\phi_1 = 14$ mm (průměr nosné podélné tažené výztuže)

$n_1 = 2$ ks

$\longrightarrow a_{s1} = 142,0$ mm > $a_{s1,min} = 21$ mm OK

$A_{s1} = 3,08E-04$ m²

(světla vzdálenost prutů) $a_{s1,min} = \max(1,2\phi; d_g + 5; 20 \text{ mm})$

POSOUZENÍ PRŮŘEZU:

$a_{st} = 0,042$ m

$d = 0,458$ m

$\varepsilon_{yd} = 2,174E-03$

$\lambda = 0,800$

$\varepsilon_{cui} = 3,50E-03$

$\eta = 1,000$

$x = 0,052$ m

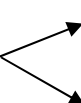
$\xi = 0,114$

<

$\xi_{bal,1} = \xi_{max} = 0,617$ OK

$z = 0,437$ m

$A_{s1} = 3,08E-04$ m²



>

$A_{s1,min} = 1,43E-04$ m² OK

<

$A_{s1,max} = 4,80E-03$ m² OK

$M_{Rd} = 58,5$ kNm

>

$M_{Ed} = 15,1$ kNm

=> VYHOVUJE

- při horním povrchu bude probíhat průběžně výztuž ŽB věnce

2.2.1.4.2 Smyk

NÁVRHOVÁ POSOUVAJÍCÍ SÍLA:

$$V_{Ed,max} = 33,7 \text{ kN}$$

$$V_{Ed1} = 33,7 \text{ kN}$$

NÁVRHOVÁ ÚNOSNOST VE SMYKU PRVKU BEZ VÝZTUŽE:

$$C_{Rd,c} = 0,12 \text{ MPa}$$

$$k = 1,661$$

$$b_w = 0,240 \text{ m}$$

$$\phi_1 = 14 \text{ mm}$$

$$n_1 = 2 \text{ ks}$$

$$A_{s1} = 3,08E-04 \text{ m}^2$$

$$\rho_l = 2,80E-03$$

$$k_1\sigma_{cp} = 0,000$$

$$V_{Rd,c,min} = 36,8 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 38,9 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 38,9 \text{ kN} > V_{Ed1} = 33,7 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVUJE BEZ VÝZTUŽE}$$

ÚNOSNOST TLAČENÝCH DIAGONÁL:

$$v_1 = 0,55$$

$$\theta = 21,8^\circ \text{ (úhel tlačených diagonál)} \longrightarrow \cotg \theta = 2,500$$

$$V_{Rd,max} = 266,1 \text{ kN} > V_{Ed1} = 33,7 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

NAVRŽENÁ SMYKOVÁ VÝZTUŽ:

VLASTNOSTI OCELI:

10 505(R)

=>

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

$$\gamma_s = 1,15$$

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

trminky

$$\phi_{st} = 6 \text{ mm} < s_{st,max} = 0,344 \text{ m} \text{ OK}$$

$$s_{st} = 0,150 \text{ m} < s_{st,max} = \min(0,75d(1+\cotg \alpha); 400 \text{ mm})$$

$$s_{st,t} = 0,196 \text{ m} < s_{st,t,max} = 0,344 \text{ m} \text{ OK}$$

$$n_{st} = 2 \text{ - počet stříhů} < s_{st,t,max} = \min(0,75d; 600 \text{ mm})$$

$$\alpha_{st} = 90^\circ \text{ (úhel vůči vodorovné ose)}$$

$$A_{sw,st} = 5,65E-05 \text{ m}^2 < A_{sw,st,max} = 3,05E-04 \text{ m}^2$$

$$\rho_{w,st} = 1,57E-03$$

ohyby

$$\phi_b = 16 \text{ mm} < s_{b,max} = 0,550 \text{ m} \text{ OK}$$

$$s_b = 0,400 \text{ m} < s_{b,max} = 0,6d(1+\cotg \alpha)$$

$$n_b = 0 \text{ - počet ohybů v příčném řezu}$$

$$\alpha_b = 45^\circ \text{ (úhel vůči vodorovné ose)}$$

$$A_{sw,b} = 0,00E+00 \text{ m}^2 < A_{sw,b,max} = 1,15E-03 \text{ m}^2$$

$$\rho_{w,b} = 0,00E+00$$

$$\rho_w = 1,57E-03 > \rho_{sw,min} = 7,16E-04 \quad \text{OK}$$

NÁVRHOVÁ HODNOTA POSOUVAJÍCÍ SÍLY, KTEROU MŮŽE PŘEVZÍT SMYKOVÁ VÝZTUŽ:

$$\begin{aligned} V_{Rd,s} &= 179,1 \text{ kN - třmínky} \\ V_{Rd,b} &= 0,0 \text{ kN - ohyby} \longrightarrow V_{Rd,b} = 0,0 \text{ kN (= max } V_{Rd,s} \text{)} \end{aligned}$$

SMYKOVÁ ÚNOSNOST PRŮŘEZU:

$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{Rd,b} = 179,1 \text{ kN} > V_{Ed1} = 33,7 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$

2.2.2 Překlad P2 (240x500 mm) – nad okenními otvory světlosti max. 3,8 m

2.2.2.1 Geometrie+statické schéma

- řešeno jako **prostý nosník**
- max. rozpětí (= vzdálenost podpor) $L = 4,000 \text{ m}$
- překlad vznikne snížením spodní hrany monolitického věnce o jeden výškový modul
- zatížení překladu je od vlastní tíhy a reakcí ze střechy viz kap. 2.1
- průřez **240x500 mm**

2.2.2.2 Zatížení

ZS 1: vlastní váha	$g_{0,k}[\text{kN/m}']$	$\gamma_{G,sup}$	$g_{0,d}[\text{kN/m}']$
	$0,24 \cdot 0,5 \cdot 25 = 3,00$	1,35	4,00

ZS 2: stálé

bodové	$G_k[\text{kN}]$	$\gamma_{G,sup}$	$G_d[\text{kN}]$
konstrukce střechy vč. lávek	<u>10,0</u>	<u>1,35</u>	<u>13,5</u>
$\Sigma =$	10,0	1,35	13,5

ZS 3: sních

bodové	$S_k[\text{kN}]$	γ_f	$S_d[\text{kN}]$
sních ze střechy	<u>3,0</u>	<u>1,50</u>	<u>4,5</u>
$\Sigma =$	3,0	1,50	4,5

ZS 3: vítr

bodové	$W_k[\text{kN}]$	γ_f	$W_d[\text{kN}]$
vítrh ze střechy	<u>1,0</u>	<u>1,50</u>	<u>1,5</u>
$\Sigma =$	1,0	1,50	1,5

2.2.2.3 Silové účinky

návrhová posouvající síla

$$V_{Ed} = 0,5 \cdot [g_{0,d} \cdot L + 4 \cdot (G_d + S_d + W_d)] = 0,5 \cdot [4,0 \cdot 4,0 + 4 \cdot (13,5 + 4,5 + 1,5)] = 47,0 \text{ kN}$$

návrhový ohybový moment

$$M_{y,Ed} = \frac{1}{8} * g_{0,d} * L^2 + \frac{1}{4} * (G_d + S_d + W_d) * L = \frac{1}{8} * 4,0 * 4,0^2 + \frac{1}{4} * (13,5 + 4,5 + 1,5) * 4,0^2 = 47,0 \text{ kNm}$$

2.2.2.4 Posouzení - mezní stav únosnosti (STR)

2.2.2.4.1 Ohyb

VLASTNOSTI BETONU:

frakce kameniva:

C20/25

=>

$f_{ck} = 20$ MPa

F08/16

$\gamma_c = 1,50$

$f_{cd} = 13,33$ MPa

$f_{ctm} = 2,21$ MPa

$E_{cm} = 30\,000$ MPa

VLASTNOSTI OCELI:

10 505(R)

=>

$f_{yk} = 500$ MPa

$\gamma_s = 1,15$

$f_{yd} = 434,78$ MPa

$E_s = 200\,000$ MPa

KRYTÍ VÝZTUŽE:

stupeň vlivu prostředí:

XC1

$c_{min,dur} = 15$ mm

třída konstrukce:

S4

$c_{min,b} = 14$ mm (podélná výztuž)

minimální krycí vrstva třmínků:

$c_{min} = 15$ mm

minimální krycí vrstva podélné výztuže:

$c_{min} = 15$ mm

$\Delta c_{dev} = 14$ mm

nominální krycí vrstva podélné výztuže:

$c_{nom} = 35$ mm

GEOMETRIE:

výška nosníku:

$h = 0,500$ m

šířka nosníku:

$b = 0,240$ m

OHYBOVÝ MOMENT OD NÁVRHOVÉHO ZATÍŽENÍ:

$M_{Ed} = 47,0$ kNm

redistribuce: **ne**

NAVŘENÁ VÝZTUŽ NOSNÍKU:

$\phi_{st} = 6$ mm (průměr třmínků)

počet vrstev: **1** vzd. os: **0** mm

$\phi_1 = 14$ mm (průměr nosné podélné tažené výztuže)

$n_1 = 4$ ks $\longrightarrow a_{s1} = 38,0$ mm > $a_{s1,min} = 21$ mm OK

$A_{s1} = 6,16E-04$ m² (světla vzdálenost prutů) $a_{s1,min} = \max(1,2\phi; d_g + 5; 20 \text{ mm})$

POSOUZENÍ PRŮŘEZU:

$a_{st} = 0,042$ m

$d = 0,458$ m

$\lambda = 0,800$

$\epsilon_{yd} = 2,174E-03$

$\epsilon_{cui} = 3,50E-03$

$$\begin{aligned} \eta &= 1,000 \\ x &= 0,105 \text{ m} \\ z &= 0,416 \text{ m} \end{aligned} \quad \xi = 0,228 < \xi_{\text{bal},1} = \xi_{\text{max}} = 0,617 \text{ OK}$$

$$A_{s1} = 6,16\text{E-}04 \text{ m}^2 \begin{cases} > A_{s1,\text{min}} = 1,43\text{E-}04 \text{ m}^2 \text{ OK} \\ < A_{s1,\text{max}} = 4,80\text{E-}03 \text{ m}^2 \text{ OK} \end{cases}$$

$M_{Rd} = 111,4 \text{ kNm}$	$>$	$M_{Ed} = 47,0 \text{ kNm} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$
------------------------------	-----	---

- při horním povrchu bude probíhat průběžně výztuž ŽB věnce

2.2.2.4.2 Smyk

NÁVRHOVÁ POSOUVAJÍCÍ SÍLA:

$$\begin{aligned} V_{Ed,\text{max}} &= 47,0 \text{ kN} \\ V_{Ed1} &= 47,0 \text{ kN} \end{aligned}$$

NÁVRHOVÁ ÚNOSNOST VE SMYKU PRVKU BEZ VÝZTUŽE:

$$\begin{aligned} C_{Rd,c} &= 0,12 \text{ MPa} \\ k &= 1,661 \\ b_w &= 0,240 \text{ m} \\ \phi_1 &= 14 \text{ mm} \\ n_1 &= 4 \text{ ks} \\ A_{s1} &= 6,16\text{E-}04 \text{ m}^2 \\ \rho_l &= 5,60\text{E-}03 \\ k_1\sigma_{cp} &= 0,000 \\ V_{Rd,c,\text{min}} &= 36,8 \text{ kN} \\ V_{Rd,c} &= 49,0 \text{ kN} \end{aligned}$$

$V_{Rd,c} = 49,0 \text{ kN}$	$>$	$V_{Ed1} = 47,0 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVUJE BEZ VÝZTUŽE}$
------------------------------	-----	---

ÚNOSNOST TLAČENÝCH DIAGONÁL:

$$\begin{aligned} v_1 &= 0,55 \\ \theta &= 21,8^\circ \text{ (úhel tlačených diagonál)} \longrightarrow \cotg \theta = 2,500 \end{aligned}$$

$V_{Rd,\text{max}} = 253,4 \text{ kN}$	$>$	$V_{Ed1} = 47,0 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$
--	-----	---

NAVRŽENÁ SMYKOVÁ VÝZTUŽ:

VLASTNOSTI OCELI: 10 505(R) \Rightarrow $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
 $\gamma_s = 1,15$
 $f_{ywd} = 434,78 \text{ MPa}$

třmínky

$$\begin{aligned} \phi_{st} &= 6 \text{ mm} \\ s_{st} &= 0,150 \text{ m} \\ s_{st,t} &= 0,196 \text{ m} \\ n_{st} &= 2 \text{ - počet stříhů} \\ \alpha_{st} &= 90^\circ \text{ (úhel vůči vodorovné ose)} \end{aligned} \begin{cases} < s_{st,\text{max}} = 0,344 \text{ m OK} \\ < s_{st,\text{max}} = \min(0,75d(1+\cotg \alpha); 400 \text{ mm}) \\ < s_{st,t,\text{max}} = 0,344 \text{ m OK} \\ < s_{st,t,\text{max}} = \min(0,75d; 600 \text{ mm}) \end{cases}$$

$$A_{sw,st} = 5,65E-05 \text{ m}^2 < A_{sw,st,max} = 3,05E-04 \text{ m}^2$$

$$\rho_{w,st} = 1,57E-03$$

ohyby

$$\phi_b = 16 \text{ mm} < S_{b,max} = 0,550 \text{ m} \quad \text{OK}$$

$$S_b = 0,400 \text{ m} \quad S_{b,max} = 0,6d(1+\cotg \alpha)$$

$$n_b = 0 \quad \text{- počet ohybů v příčném řezu}$$

$$\alpha_b = 45 \quad \text{° (úhel vůči vodorovné ose)}$$

$$A_{sw,b} = 0,00E+00 \text{ m}^2 < A_{sw,b,max} = 1,15E-03 \text{ m}^2$$

$$\rho_{w,b} = 0,00E+00$$

$$\rho_w = 1,57E-03 > \rho_{sw,min} = 7,16E-04 \quad \text{OK}$$

NÁVRHOVÁ HODNOTA POSOUVAJÍCÍ SÍLY, KTEROU MŮŽE PŘEVZÍT SMYKOVÁ VÝZTUŽ:

$$V_{Rd,s} = 170,5 \text{ kN - třmínky}$$

$$V_{Rd,b} = 0,0 \text{ kN - ohyby} \rightarrow V_{Rd,b} = 0,0 \text{ kN (= max } V_{Rd,s} \text{)}$$

SMYKOVÁ ÚNOSNOST PRŮŘEZU:

$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{Rd,b} = 170,5 \text{ kN} > V_{Ed1} = 47,0 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$

2.2.3 Překlad P3 (240x500 mm) – nad okenními otvory světlosti max. 4,5 m

2.2.3.1 Geometrie+statické schéma

- řešeno jako **prostý nosník**
- max. rozpětí (= vzdálenost podpor) $L = 4,800 \text{ m}$
- zatěžovací šířka střechy $b = 0,500 \text{ m}$
- překlad vznikne snížením spodní hrany monolitického věnce o jeden výškový modul
- zatížení překladu je od vlastní tíhy, tíhou štítu a zatížením ze střechy viz kap. 2.1
- průřez **240x500 mm**

2.2.3.2 Zatížení

ZS 1: vlastní váha

$g_{0,k}[\text{kN/m}']$	$\gamma_{G,sup}$	$g_{0,d}[\text{kN/m}']$
$0,24 \cdot 0,5 \cdot 25 = 3,00$	1,35	4,00

ZS 2: stálé

liniové

$g_k[\text{kN/m}']$	$\gamma_{G,sup}$	$g_d[\text{kN/m}']$
$0,24 \cdot 2,5 \cdot 20 = 12,0$	1,35	16,2
$\Sigma = 12,0$	1,35	16,2

zdivo štítu tl. 240 mm
($b = 240 \text{ mm} \times h = 2500 \text{ mm}$)

plošné

$g_k[\text{kN/m}^2]$	$\gamma_{G,sup}$	$g_d[\text{kN/m}^2]$
1,70	1,35	2,31
$\Sigma = 1,70$	1,35	2,31

střešní plášť ploché 1-plášť. střechy

ZS 3: sních

plošné

	$s_k[\text{kN/m}^2]$	γ_f	$s_d[\text{kN/m}^2]$
sních ze střechy	<u>0,56</u>	<u>1,50</u>	<u>0,84</u>
$\Sigma =$	0,56	1,50	0,84

2.2.3.3 Silové účinky

návrhová posouvající síla

$$V_{Ed} = \frac{1}{2} * [g_{0,d} + g_{l,d} + (g_d + s_d) * b] * L = \frac{1}{2} * [4,00 + 16,2 + (2,31 + 0,84) * 0,5] * 4,8 = 52,3 \text{ kN}$$

návrhový ohybový moment

$$M_{y,Ed} = \frac{1}{8} * [g_{0,d} + g_{l,d} + (g_d + s_d) * b] * L^2 = \frac{1}{8} * [4,00 + 16,2 + (2,31 + 0,84) * 0,5] * 4,8^2 = 62,7 \text{ kNm}$$

2.2.3.4 Posouzení - mezní stav únosnosti (STR)

2.2.3.4.1 Ohyb

VLASTNOSTI BETONU:

frakce kameniva:

C20/25

=>

$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$

$\gamma_c = 1,50$

$f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$

$f_{ctm} = 2,21 \text{ MPa}$

$E_{cm} = 30\,000 \text{ MPa}$

VLASTNOSTI OCELI:

10 505(R)

=>

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

$\gamma_s = 1,15$

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

$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$

KRYTÍ VÝZTUŽE:

stupeň vlivu prostředí:

XC1

třída konstrukce:

S4

minimální krycí vrstva třmínků:

$c_{min,dur} = 15 \text{ mm}$

$c_{min,b} = 14 \text{ mm}$ (podélná výztuž)

$c_{min} = 15 \text{ mm}$

minimální krycí vrstva podélné výztuže:

$c_{min} = 15 \text{ mm}$

$\Delta c_{dev} = 14 \text{ mm}$

nominální krycí vrstva podélné výztuže:

$c_{nom} = 35 \text{ mm}$

GEOMETRIE:

výška nosníku:

$h = 0,500 \text{ m}$

šířka nosníku:

$b = 0,240 \text{ m}$

OHYBOVÝ MOMENT OD NÁVRHOVÉHO ZATÍŽENÍ:

$M_{Ed} = 62,7 \text{ kNm}$

redistribuce: **ne**

NAVRŽENÁ VÝZTUŽ NOSNÍKU:

$$\begin{aligned}\phi_{st} &= 6 \text{ mm (průměr třmínků)} & \text{počet vrstev: } & 1 & \text{ vzd. os: } & 0 \text{ mm} \\ \phi_1 &= 14 \text{ mm (průměr nosné podélné tažené výztuže)} \\ n_1 &= 4 \text{ ks} \longrightarrow a_{s1} = 38,0 \text{ mm} > a_{s1,min} = 21 \text{ mm OK} \\ A_{s1} &= 6,16E-04 \text{ m}^2 & (\text{světla vzdálenost prutů}) & a_{s1,min} = \max(1,2\phi; d_g + 5; 20 \text{ mm})\end{aligned}$$

POSOUZENÍ PRŮŘEZU:

$$\begin{aligned}a_{st} &= 0,042 \text{ m} \\ d &= 0,458 \text{ m} & \varepsilon_{yd} &= 2,174E-03 \\ \lambda &= 0,800 & \varepsilon_{cui} &= 3,50E-03 \\ \eta &= 1,000 \\ x &= 0,105 \text{ m} & \xi &= 0,228 < \xi_{bal,1} = \xi_{max} = 0,617 \text{ OK} \\ z &= 0,416 \text{ m} \\ A_{s1} &= 6,16E-04 \text{ m}^2 \begin{cases} > A_{s1,min} = 1,43E-04 \text{ m}^2 \text{ OK} \\ < A_{s1,max} = 4,80E-03 \text{ m}^2 \text{ OK} \end{cases}\end{aligned}$$

$M_{Rd} = 111,4 \text{ kNm}$	$>$	$M_{Ed} = 62,7 \text{ kNm} \Rightarrow$	VYHOVUJE
------------------------------	-----	---	----------

- při horním povrchu bude probíhat průběžně výztuž ŽB věnce

2.2.3.4.2 Smyk

NÁVRHOVÁ POSOUVAJÍCÍ SÍLA:

$$\begin{aligned}V_{Ed,max} &= 52,3 \text{ kN} \\ V_{Ed1} &= 52,3 \text{ kN}\end{aligned}$$

NÁVRHOVÁ ÚNOSNOST VE SMYKU PRVKU BEZ VÝZTUŽE:

$$\begin{aligned}C_{Rd,c} &= 0,12 \text{ MPa} \\ k &= 1,661 \\ b_w &= 0,240 \text{ m} \\ \phi_1 &= 14 \text{ mm} \\ n_1 &= 4 \text{ ks} \\ A_{s1} &= 6,16E-04 \text{ m}^2 \\ \rho_l &= 5,60E-03 \\ k_1\sigma_{cp} &= 0,000 \\ V_{Rd,c,min} &= 36,8 \text{ kN} \\ V_{Rd,c} &= 49,0 \text{ kN}\end{aligned}$$

$V_{Rd,c} = 49,0 \text{ kN}$	$!<!$	$V_{Ed1} = 52,3 \text{ kN} \Rightarrow$	NUTNÁ VÝZTUŽ!!!
------------------------------	-------	---	-----------------

ÚNOSNOST TLAČENÝCH DIAGONÁL:

$$\begin{aligned}v_1 &= 0,55 \\ \theta &= 21,8^\circ (\text{úhel tlačených diagonál}) \longrightarrow \cotg \theta = 2,500\end{aligned}$$

$V_{Rd,max} = 253,4 \text{ kN}$	$>$	$V_{Ed1} = 52,3 \text{ kN} \Rightarrow$	VYHOVUJE
---------------------------------	-----	---	----------

NAVRŽENÁ SMYKOVÁ VÝZTUŽ:

VLASTNOSTI OCELI:

10 505(R)

=>

$f_{yk} = 500$ MPa

$\gamma_s = 1,15$

$f_{yd} = 434,78$ MPa

třmínky

$\phi_{st} = 6$ mm	\rightarrow	$s_{st,max} = 0,344$ m	OK
$s_{st} = 0,150$ m	\rightarrow	$s_{st,max} = \min(0,75d(1+\cotg \alpha); 400 \text{ mm})$	
$s_{st,t} = 0,196$ m	\rightarrow	$s_{st,t,max} = 0,344$ m	OK
$n_{st} = 2$ - počet stříhů		$s_{st,t,max} = \min(0,75d; 600 \text{ mm})$	
$\alpha_{st} = 90$ ° (úhel vůči vodorovné ose)			
$A_{sw,st} = 5,65E-05$ m ²	$<$	$A_{sw,st,max} = 3,05E-04$ m ²	
$\rho_{w,st} = 1,57E-03$			

ohyby

$\phi_b = 16$ mm	\rightarrow	$s_{b,max} = 0,550$ m	OK
$s_b = 0,400$ m	\rightarrow	$s_{b,max} = 0,6d(1+\cotg \alpha)$	
$n_b = 0$ - počet ohybů v příčném řezu			
$\alpha_b = 45$ ° (úhel vůči vodorovné ose)			
$A_{sw,b} = 0,00E+00$ m ²	$<$	$A_{sw,b,max} = 1,15E-03$ m ²	
$\rho_{w,b} = 0,00E+00$			
$\rho_w = 1,57E-03$	$>$	$\rho_{sw,min} = 7,16E-04$	OK

NÁVRHOVÁ HODNOTA POSOUVAJÍCÍ SÍLY, KTEROU MŮŽE PŘEVZÍT SMYKOVÁ VÝZTUŽ:

$V_{Rd,s} = 170,5$ kN - třmínky

$V_{Rd,b} = 0,0$ kN - ohyby $\rightarrow V_{Rd,b} = 0,0$ kN (= max $V_{Rd,s}$)

SMYKOVÁ ÚNOSNOST PRŮŘEZU:

$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{Rd,b} = 170,5$ kN	$>$	$V_{Ed1} = 52,3$ kN	=> VYHOVUJE
---	-----	---------------------	-------------

2.2.4 Navržená výztuž překladů

Část konstrukce		Ostatní ŽB prvky	
Překlad P1 240x500 mm (světlost max. 2,0 m, nadokenní překlad)	- ohyb	Dolní výzt. v poli	Horní výzt. nad podporou
		2ØR14	2ØR16 (věnec)
	- smyk	třmínky: ØR6/150 mm	
Překlad P2 240x500 mm (světlost max. 3,8 m, nadokenní překlad)	- ohyb	Dolní výzt. v poli	Horní výzt. nad podporou
		4ØR14	2ØR16 (věnec)
	- smyk	třmínky: ØR6/150 mm	
Překlad P3 240x500 mm (světlost max. 4,5 m, nadokenní překlad)	- ohyb	Dolní výzt. v poli	Horní výzt. nad podporou
		4ØR14	2ØR16 (věnec)
	- smyk	třmínky: ØR6/150 mm	

2.3 NOSNÉ ZDIVO Z VÁPENOPÍSKOVÝCH CIHEL

- je uvažováno zdivo z vápenopískových cihel tl. 240 mm při parametrech: S12 ($f_k = 6,6$ MPa)
- je vybrána nejvíce namáhaná stěna uvedené tloušťky a to nosná podélná stěna vnitřní

2.3.1 Zatížení

- zatížení vychází z výpočtu provedeného při návrhu střešní konstrukce nad přízemím, která současně plní funkci stropu, kdy jednotlivé složky reakcí do svislých stěn jsou použity pro stanovení výsledného zatížení na posuzovanou zděnou stěnu v 1.NP

lin. od vl. váhy střeš. konstr.(viz kap. 2.1)	$g_k[\text{kN/m}']$	$\gamma_{G,\text{sup}}$	$g_d[\text{kN/m}']$
hodnoty viz kap. 2.1 – reakce	10,0	1,35	13,5

lin. od vl. váhy ŽB věnce(viz kap. 2.2)	$g_k[\text{kN/m}']$	$\gamma_{G,\text{sup}}$	$g_d[\text{kN/m}']$
hodnoty viz kap. 2.2	3,0	1,35	4,0

lin. od sněhu (viz kap. 2.1)	$s_k[\text{kN/m}']$	γ_f	$s_d[\text{kN/m}']$
hodnoty viz kap. 2.1 – reakce	3,0	1,50	4,5

lin. od větru (viz kap. 2.1)	$w_k[\text{kN/m}']$	γ_f	$w_d[\text{kN/m}']$
hodnoty viz kap. 2.1 – reakce	1,0	1,50	1,5

Celkové zatížení ze všech podlaží na 1 bm vnitřního nosného zdiva v jeho hlavě:

$$q_{k,zd,celk} = \Sigma g_k + \Sigma q_n = 13,5 + 4,0 + 4,5 + 1,5$$

$$q_{k,zd,celk} = 17,0 \text{ kN/m}$$

$$\gamma_{f,zd} = 1,382$$

$$q_{d,zd,celk} = 23,5 \text{ kN/m}$$

Stupeň oslabení stěny otvory:

$$k = \frac{l - l_o}{l} = \frac{24,0 - (3 * 3,0 + 1,5)}{24,0} = 0,560$$

l ...celková délka stěny včetně otvorů

l_o ...celková délka otvorů ve stěně

Celk. zatížení na 1 bm vnitřního nosného zdiva v jeho hlavě s uvážením oslabení otvory:

$$q'_{k,zd,celk} = \frac{q_{k,zd,celk}}{k} = \frac{17,0}{0,560} = 30,5 \text{ kN/m} \quad \gamma_{f,zd} = 1,382$$

$$q'_{d,zd,celk} = \frac{q_{d,zd,celk}}{k} = \frac{23,5}{0,560} = 42,0 \text{ kN/m}$$

2.3.2 Posouzení

PARAMETRY ZDIVA:

VPC - S12-1800+Mp

typ zdiva:	-	viz. ČSN EN 1996-1-1, čl. 3.6.1.2 (2) (3.4)
pevnost v tlaku zdících prvků:	$f_u =$	- MPa
součinitel tvaru:	$\delta =$	-
normaliz. prům. pevnost v tlaku:	$f_b =$	- MPa - stanoveno výpočtem
	$f_b =$	- MPa - deklarováno výrobcem
pevnost v tlaku malty pro zdění:	$f_m =$	- MPa
skupina zdících prvků:	-	-
konstanta:	$K =$	-
dílčí součinitel materiálu:	$\gamma_M =$	2,7
char. hodn. pevn. zdiva v tlaku:	$f_k =$	- MPa - stanoveno výpočtem
	$f_k =$	6,60 MPa - deklarováno výrobcem
návrh. hodn. pevn. zdiva v tlaku:	$f_d =$	2,44 MPa
součinitel:	$K_E =$	1000
krátkod. sečn. modul pružnosti:	$E =$	6600 MPa
obj. hm. zdiva v suchém stavu:	$\rho_d =$	1800 kg/m ³

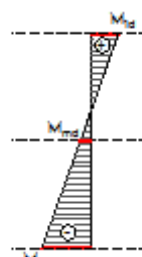
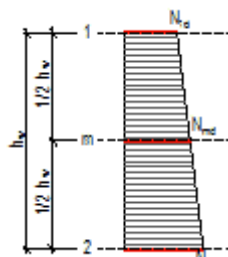
PARAMETRY POSOUZOVANÉHO PRŮŘEZU:

účinná tloušťka:	$t =$	0,240	$m = t_{ef}$	
účinná šířka:	$b =$	1,000	m	
světla výška:	$h =$	3,000	m	
součinitel vzpěrnosti:	$\rho_n =$	1,50		
vzpěrná výška:	$h_{ef} =$	4,500	m	
průřezová plocha:	$A =$	0,240	m ²	$> 0,1m^2 \Rightarrow \gamma_u = 1,00$
				$\frac{h_{ef}}{t_{ef}} = 18,75 < 27 \quad \text{OK}$

POSOUZENÍ V ŘEZECH:

ŘEZ 1 - HLAVA PRVKU:

$N_{Ed1} =$	42,0	kN
$M_{Ed1} =$	2,0	kNm
$M_{hd1} =$	0,0	kNm
$e_{f1} =$	0,048	m
$e_{h1} =$	0,000	m
$e_{init} =$	0,010	m
$e_1 =$	0,058	m
$\phi_2 =$	0,520	

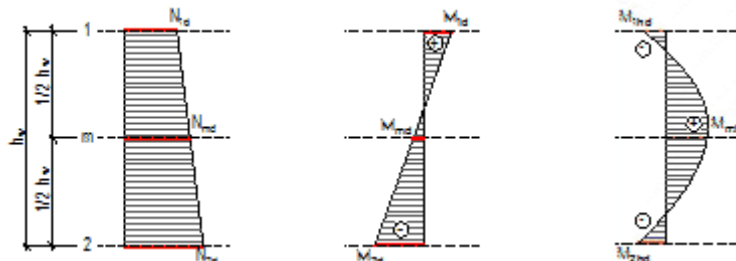


$$e_1 = 0,058 \text{ m} > 0,05 \cdot t \Rightarrow e_1 = 0,058 \text{ m}$$

$$N_{Rd1} = 304,4 \text{ kN} > N_{Ed1} = 42,0 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

ŘEZ 2 - STŘEDNÍ PĚTINA VÝŠKY:

$$\begin{aligned} N_{md} &= 52,5 \text{ kN} \\ M_{md} &= 1,0 \text{ kNm} \\ M_{hdm} &= 1,0 \text{ kNm} \\ e_{fm} &= 0,019 \text{ m} \\ e_{hm} &= 0,019 \text{ m} \\ e_{init} &= 0,010 \text{ m} \\ e_m &= 0,048 \text{ m} \\ \phi_{oo} &= 1,0 \\ e_k &= 0,004 \text{ m} \\ e_{mk} &= 0,052 \text{ m} \\ \lambda &= 0,593 \\ u &= 1,114 \\ A_1 &= 0,566 \\ \phi_m &= 0,304 \end{aligned}$$

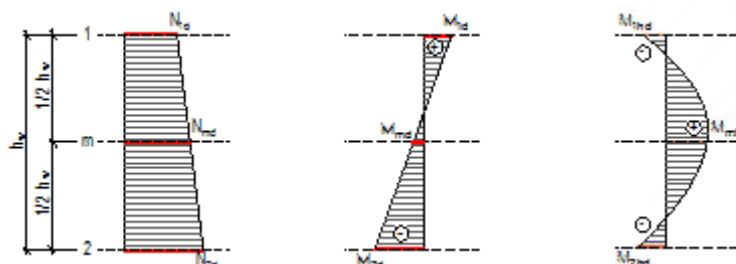


$$\Rightarrow e_{mk} = 0,052 \text{ m}$$

$$N_{Rdm} = 178,1 \text{ kN} > N_{Edm} = 52,5 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

ŘEZ 3 - PATA PRVKU:

$$\begin{aligned} N_{Ed2} &= 59,5 \text{ kN} \\ M_{Ed2} &= 0,0 \text{ kNm} \\ M_{hd2} &= 0,0 \text{ kNm} \\ e_{f2} &= 0,000 \text{ m} \\ e_{h2} &= 0,000 \text{ m} \\ e_{init} &= 0,010 \text{ m} \\ e_2 &= 0,010 \text{ m} < 0,05 \cdot t \Rightarrow e_2 = 0,05 \cdot t = 0,012 \text{ m} \\ \phi_2 &= 0,900 \end{aligned}$$



$$N_{Rd2} = 527,0 \text{ kN} > N_{Ed2} = 59,5 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Závěr:

Rezerva v únosnosti v uvedených posudcích pokryje zvýšené lokální namáhání předmětné nosné stěny v místě uložení překladů a věncových průvlaků. Všechny ostatní části nosných stěn v rámci řešeného půdorysu bezpečně vyhoví.

2.4 ZÁKLADOVÉ PASY

Základová spára je požadována a také navržena v případě všech základových konstrukcí tak, aby byla min. 0,4 m v rostlém terénu, a to myšleno až po sejmutí ornice v tl. min. 700 mm!! Základové pasy budou pod všemi nosnými i ztužujícími stěnami a budou řádně provázány tak, aby vznikl tuhý základový rošt!! Dimenze základového pasu je volena tak, aby nebylo překročeno v základové spáře napětí o velikosti $\sigma_{d,z} = 100 \text{ kPa}$, a to od návrhových hodnot zatížení.

2.4.1 Základ vnitřní nosné stěny

- bude roznášet zatížení horní stavby, které činí v místě maximálního namáhání $q_{d,max} = \text{cca } 60 \text{ kN/m}^2$
- posouzení napětí v základové spáře:

$$\sigma_{d,z} = \frac{q_{d,max}}{d_o (b_o - 2e)} = \frac{60}{1,00 * (0,60 - 2 * 0)} = 100,0 \text{ kPa} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

2.4.2 Způsob vyztužení

Monolitická část základů pomocí 4ØR14 při dolním povrchu pasu, a 2ØR14 v rozích při horním povrchu monolitické části. Smyková výztuž je uvažována v podobě 2-střížných třmínků ØR8/300 mm. Podélnou výztuž je nutné v rozích a v místě napojení vzájemně provázat a svařit. Podélný přesah min. 800 mm. Alternativně svařit na délce min. 150 mm! Uvedená výztuž je bezpečně navržena s ohledem na všechny další případy zatížení pasů objektů. Krytí podélné výztuže základových pasů je uvažováno 50 mm. Pro zajištění spolupůsobení spodní monolitické části s částí tvořenou tvarovkami vylitými betonem bude z monolitické části provedeno vytažení trnů ØR16 po 500 mm v ose pasu tak, že trn bude zatažen cca 120 mm do základové desky (vyztužený podkladní beton) tl. 150 mm, která bude přetažena přes tvarovky až na jejich vnější líc.

3. ZÁVĚR

Posouzením bylo prokázáno, že navržené konstrukce vyhovují, konstrukce je v souladu s návrhovými normami.