

Investor: Dům dětí a mládeže a zařízení pro další vzdělávání pedagogických pracovníků,
Ústí nad Labem, p.o.
Velká Hradební 1025/19, 400 01 Ústí n/L

Místo stavby: Ústí nad Labem - Střekov, Kamenná č.p. 1431/3, KÚ Střekov /775258/

Stupeň: DPS

Akce:

"ŘEMESLNÉ DÍLNY KAMEŇÁK PŘI DDM ÚL"

D.1.2 STAVEBNĚ KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ

K1 - STATICKÉ POSOUZENÍ STAVEBNÍCH ÚPRAV OBJEKTU

Vypracoval: Ing. Bruno Panenka, ml.
3+1 architekti s.r.o.

Autorizoval: Ing. Bruno Panenka
ČKAIT č. 0400418

Ústí nad Labem

září 2024

Obsah

1. PŘEDMĚT DOKUMENTACE:.....	3
2. POUŽITÉ PODKLADY A NORMY:.....	3
3. STRUČNÝ POPIS KONSTRUKCE STÁVAJÍCÍHO OBJEKTU:.....	3
4. STATICKÉ POSOUZENÍ NAVRHOVANÝCH STAVEBNÍCH ÚPRAV:	5
4.1 KONSTRUKCE STÁVAJÍCÍCH PLOCHÝCH STŘECH:.....	5
4.1.1 STŘECHA DVOUPODLAŽNÍHO PAVILONU S FVE:.....	5
4.1.2 STŘECHY JEDNOPODLAŽNÍCH PAVILONŮ S EXTENZIVNÍ STŘEŠNÍ ZAHRADOU:....	7
4.2 NÁSTAVBA PŘÍSTAVBY PAVILONU 3 A VESTAVBA VÝTAHOVÉ ŠACHTY.....	9
4.2.1 STATICKÝ VÝPOČET NOVÉ STROPNÍ DESKY 2.NP PŘÍSTAVBY.....	9
4.3 DISPOZIČNÍ A KONSTRUKČNÍ ÚPRAVY:.....	12
4.4 ZATEPLENÍ OBVODOVÉHO PLÁŠTĚ OBJEKTU:.....	12
4.5 PERGOLA U JIŽNÍ FASÁDY:.....	13
4.5.1 STATICKÝ VÝPOČET PERGOLY:.....	14
5. OPĚRNÁ ZÍDKA - SOUČÁST SO02:.....	20
6. ZAHRADNÍ DOMEK - SO03:.....	20
7. ZÁVĚR:.....	20

1. PŘEDMĚT DOKUMENTACE:

Předmětem této dokumentace je statické posouzení stavebních úprav budovy bývalé mateřské školy v sídlišti Kamenný vrch v Ústí nad Labem - Střekov.

Záměrem investora je celková revitalizace budovy pro potřeby Domu dětí a mládeže Ústí nad Labem. Hlavní náplní budovy budou řemeslné dílny s příslušným zázemím. Tvarové a kompoziční řešení stávajícího domu zůstává beze změn. Přidána je průběžná dřevěná pergola před jižní fasádou. Přízemní přístavek u pavilonu 3 bude zvýšen o jedno podlaží a bude zde instalován osobní výtah. Obvodový plášť bude kontaktně zateplen, nové otvorové výplně v obvodovém plášti budou hliníkové. Na střechách budou provedeny nové skladby střešních plášťů. Na pavilonu 1 a 2 budou extenzivní střešní zahrady, na pavilonu 3 bude instalována střešní fotovoltaická elektrárna. Na zahradě je navržen nový zahradní domek tesařské konstrukce.

Tato dokumentace je zpracována ve stupni projektu pro provedení stavby dle vyhlášky č.405/2017 Sb. o dokumentaci staveb.

2. POUŽITÉ PODKLADY A NORMY:

- [1] Projektová dokumentace stavebních úprav - 3+1 architekti s.r.o., květen 2024
- [2] Montovaný železobetonový skelet MS-71,
projektové podklady - Pozemní stavby Ústí nad Labem
- [3] Místní šetření a pořízení fotodokumentace prováděné průběžně v roce 2023 -2024
- [4] Technický katalog základových zemních vrutů Krinner
- [5] Technický katalog stropních panelů Spiroll - prefa Brno

Příslušné normy sady norem ČSN EN a harmonizovaných ČSN v aktuálním znění:

- [6] ČSN EN 1990 ed.2 - zásady navrhování konstrukcí
- [7] ČSN EN 1991-1-1 - zatížení - obecná pravidla
- [8] ČSN EN 1991-1-3 - zatížení sněhem
- [9] ČSN EN 1991-1-4 - zatížení větrem
- [10] ČSN EN 1992-1-1 - navrhování betonových konstrukcí
- [11] ČSN EN 1993-1-1 - navrhování ocelových konstrukcí
- [12] ČSN EN 1995-1-1 - navrhování dřevěných konstrukcí
- [13] ČSN EN 1996-1-1 - navrhování zděných konstrukcí
- [14] ČSN EN 1997-1 - navrhování geotechnických konstrukcí
- [15] ČSN ISO 13822 - zásady navrhování konstrukcí – hodnocení existujících konst.
- [16] ČSN 73 0038 - hodnocení a ověřování existujících - doplňující ustanovení

3. STRUČNÝ POPIS KONSTRUKCE STÁVAJÍCÍHO OBJEKTU:

Stávající objekt byl postaven na začátku 80. let 20. stol. jako mateřská škola. Objekt má 2 jednopodlažní pavilony a 1 dvoupodlažní. Nosnou konstrukci stávajícího objektu tvoří železobetonový montovaný skelet typizované soustavy MS-71. Konstruktivní systém

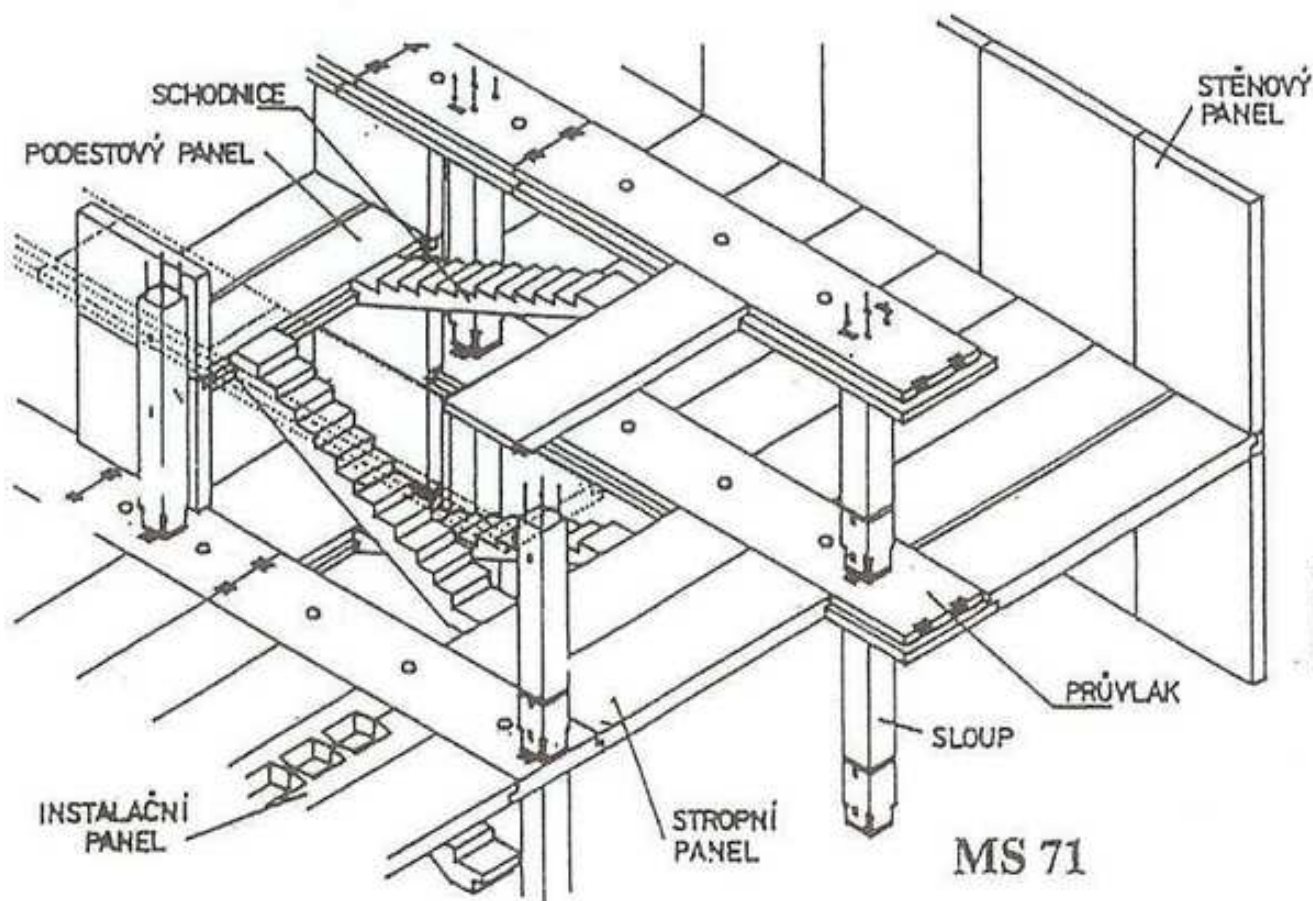
je rámový příčný. Konstrukční výška 3,3m. Osová rozteč sloupů je 6,0x6,0 m. Sloupy 400x400 mm, deskové průvlaky 1400x250 mm, stropní dutinové předpjaté panely tl. 250 mm. Štítové stěnové panely jsou nosné. Opláštění je řešeno montovanou panelovou konstrukcí tl. 300 mm systému KER 300, mezi parapetní a atikové panely jsou vložena pásová dřevěná okna s meziokenními izolačními vložkami z Boletických panelů obsahujících azbest.

Prostorová tuhost je zajištěna rámovým působením skeletu bez ztužujících stěn.

Založení je řešeno vetknutím sloupů do betonových patek, přes patky jsou položeny železobetonové základové prahy. Štítové stěny jsou založeny na základových pásech šířky 500mm.

Celkově jsou jednopodlažní i dvoupodlažní pavilony řešeny shodně.

Schéma nosné konstrukce - skelet soustavy MS-71 s příčnými rámy



4. STATICKÉ POSOUZENÍ NAVRHOVANÝCH STAVEBNÍCH ÚPRAV STÁVAJÍCÍHO OBJEKTU:

4.1 KONSTRUKCE STÁVAJÍCÍCH PLOCHÝCH STŘECH:

V rámci navrhovaných úprav budou provedeny nové skladby střešních plášťů. Stávající střešní souvrství včetně konstrukce spádových keramických panelů budou odstraněny. Na střešních panelech bude nově spádová izolace z pěnového polystyrenu a krytina z PVC fólie.

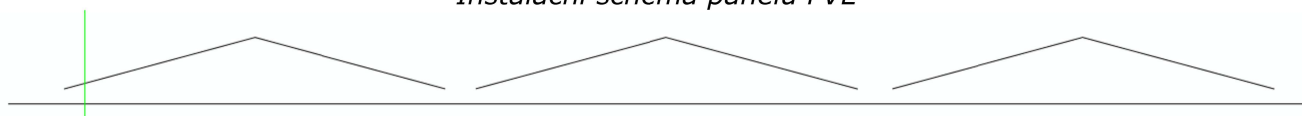
Na střechách jednopodlažních pavilonů bude extenzivní střešní zahrada, na dvoupodlažním pavilonu bude na střešním plášti nainstalována fotovoltaická elektrárna.

Objekt je zařazen do I. sněhové oblasti ($s_k = 0,7 \text{ kPa}$) dle ČSN EN 1991-1-3 a dle (<https://clima-maps.info/snehovamapa>) a do II. větrové oblasti ($v_b = 25 \text{ m/s}$) dle ČSN EN 1991-1-4.

4.1.1 STŘECHA DVOUPODLAŽNÍHO PAVILONU S FVE:

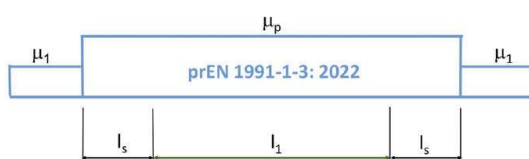
Na celé ploše střechy dvoupodlažního pavilonu bude instalována fotovoltaická elektrárna s 84 plochými panely ($1,8 \times 1,1 \text{ m}$) s 450 Wp . Sklon panelů bude 15° a převýšení do 500 mm . Hmotnost FVE včetně hliníkové konstrukce je dle zhotovitele cca 20 kg/m^2 . Je uvažováno se stabilizací konstrukce betonovými bloky v každém rohu panelu, lze aplikovat náhradní plošné rovnoměrné zatížení střechy hodnotou 50 kg/m^2 .

Instalační schéma panelů FVE



Posuzovaná střešní konstrukce bude nově zatížena stálým zatížením vlastní tíhou střešní konstrukce, vlastní tíhou konstrukce FVE, zvýšeným zatížením sněhem v oblasti instalované FVE a užitným zatížením nepochozích střech kategorie "H" v oblasti 10 m^2 střechy. Zatížení větrem není uvažováno, neboť při instalaci panelů pod úhlem 20° působí na ploché střeše při běžném laminárním proudění vzduchu pouze sací účinky větru (vztlak), nepřítěžující konstrukci střechy.

Po nainstalování FVE budou plechy zatíženy zvýšeným zatížením sněhem. Zatížení sněhem na plochých střechách do sklonu 5° s řadami nakloněných panelů se zabývá pouze 2. generace Eurokódů - předběžná norma prEN 1991-1-3:2022, nebo německá norma DIN EN 1991-1-3:2019. V těchto normách je zaveden tvarový součinitel zohledňující návěje v oblasti nakloněných FV panelů. Dle stávající ČSN EN 1991-1-3 lze aplikovat článek 5.3.4 - střechy vícelodních budov.



$$\mu_p = \gamma \cdot h / s_k$$

V oblasti FVE tedy uvažuji dle výše uvedených norem zvýšené zatížení sněhem pomocí tvarového součinitele μ_p .

Objekt je zařazen do I. sněhové oblasti - $s_k = 0,7 \text{ kN/m}^2$.

$$\mu_p = \min /1,0; 2,0 \cdot 0,5 / 0,7/ = 1,0; 1,4 \dots \text{tedy } \mu_p = 1,0$$

stanoveno dle norem ČSN EN 1990 a ČSN EN 1991-1

ZATÍŽENÍ STŘECHY S FVE

Sklon $\alpha = 2^\circ$		ZATÍŽENÍ STÁVAJÍCÍ STŘECHY S FVE					
A) STÁLÉ	[m]	[kN/m ³]		Charakteristické [kN/m ²]	γ_F	Návrhové [kN/m ²]	
1. VLASTNÍ TÍHA KONST.					1,35		
FVE	-	-	$g_1 =$	0,20			0,27
Stabilizace konstrukce FVE	-	-	$g_2 =$	0,50			0,68
Střešní fólie	-	-	$g_3 =$	0,05			0,07
Spádový polystyren	-	-	$g_4 =$	0,20			0,27
Asfaltová parozábrana	-	-	$g_5 =$	0,05			0,07
Stávající stropní panely	-	-	$g_6 =$	4,00			5,40
Celkem			$g_k =$	5,00		$g_d =$	6,75

B) PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ

1. SNÍH					1,5		
I. Sněhová oblast	$s_k =$	0,70					
tvarový součinitel střecha s FVE	$\mu_i =$	1,00					
	$C_e =$	1,00					
	$C_t =$	1,00					
			$q_{k,1} =$	0,70		$q_{d,1} =$	1,05
2. UŽITNÉ					1,5		
kategorie H - střecha nepřístupná			$q_{k,2} =$	0,75		$q_{d,2} =$	1,13

PRO ZATĚŽOVACÍ ŠÍŘKU	$b_0 =$	1,000	[m]	[kN/m']	[kN/m']
A.1. STÁLÉ				5,00	6,75
B.1. SNÍH (na půdorysný průmět)				0,70	1,05
B.2. UŽITNÉ (na půdorysný průmět)				0,75	1,13

KOMBINACE ZATÍŽENÍ PRO I.MS - A.1.stálé + B.1.sníh

návrhové hodnoty zatížení kombinace STR/GEO (Soubor B)				kombinační součinitelé		
				$\psi_{0,1}$	$\psi_{0,2}$	[kN/m']
1) $g_d + q_{d,1} \times \psi_{0,1} + q_{d,2} \times \psi_{0,2}$	6,75	0,53	0,00	0,5	0	7,28
2) $0,85 \times g_d + q_{d,1} + q_{d,2} \times \psi_{0,2}$	5,74	1,05	0,00		0	6,79

KOMBINACE ZATÍŽENÍ PRO I.MS - A.1.stálé + B.2.užitné

návrhové hodnoty zatížení kombinace STR/GEO (Soubor B)				kombinační součinitelé		
				$\psi_{0,1}$	$\psi_{0,2}$	[kN/m']
1) $g_d + q_{d,1} \times \psi_{0,1} + q_{d,2} \times \psi_{0,2}$	6,75	0,79	0,00	0,7	0	7,54
2) $0,85 \times g_d + q_{d,1} + q_{d,2} \times \psi_{0,2}$	5,74	1,13	0,00		0	6,86

Mimo oblast FVE je rozhodující kombinací stálé zatížení + užité zatížení střech

Dle výše uvedeného výpočtu nově působícího zatížení střechy vyplývá, že rovnoměrné charakteristické zatížení střechy od stálého zatížení bez vlastní tíhy stropních panelů a zatížení sněhem je celkem $1,7 \text{ kN/m}^2$.

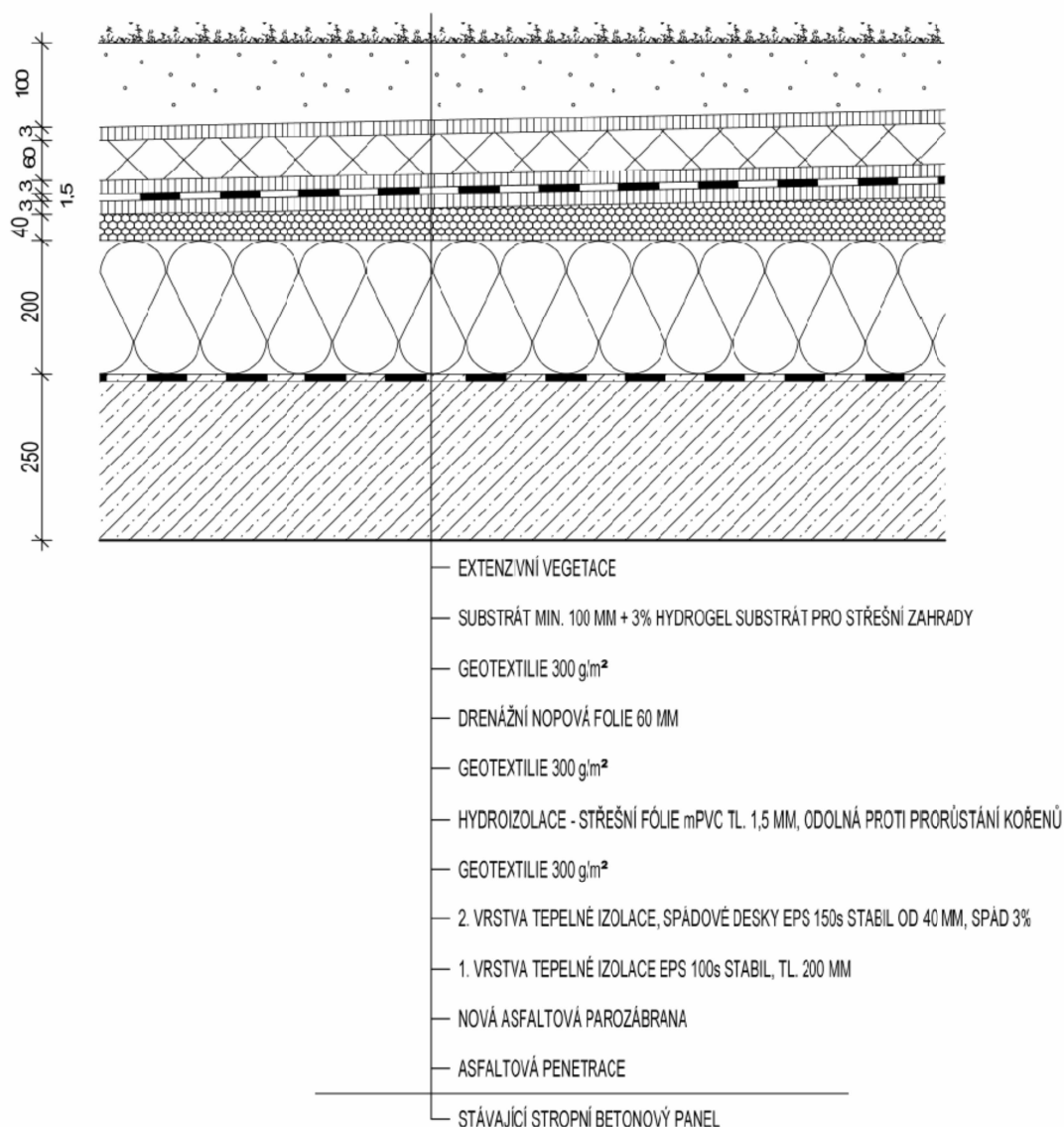
Skelet MS71 s rozponem $6,0 \times 6,0 \text{ m}$ je dimenzovaný na charakteristické rovnoměrné plošné přetížení stropních panelů $6,0 \text{ kN/m}^2$, přičemž je rozhodující únosnost deskových průvlaků na protlačení, únosnost samotných stropních panelů je vyšší.

Stávající konstrukce tedy vyhovuje s nově navrženým střešním souvrstvím, včetně přetížení navrženou fotovoltaickou elektrárnou.

4.1.2 STŘECHY JEDNODLAŽNÍCH PAVILONŮ S EXTENZIVNÍ STŘEŠNÍ ZAHRADOU:

Na celé ploše střech jednopodlažních pavilonů je navrženo nové střešní souvrství s extenzivní střešní zahradou.

Nově navržená skladba plochých střech jednopodlažních pavilonů



stanoveno dle norem ČSN EN 1990 a ČSN EN 1991-1

ZATÍŽENÍ STŘECH S EXTENZIVNÍ ZAHRADOU

Sklon $\alpha = 2^\circ$	ZATÍŽENÍ STŘECHY S EXTENZIVNÍ STŘEŠNÍ ZAHRADOU					
A) STÁLÉ	[m]	[kN/m ³]		Charakteristické [kN/m ²]	γ_F	Návrhové [kN/m ²]
1. VLASTNÍ TÍHA KONST.					1,35	
Extenzivní zahrada	-	-	$g_1 =$	2,00		2,70
Geotextílie a akumulační vrstva	-	-	$g_2 =$	0,20		0,27
Střešní fólie	-	-	$g_3 =$	0,05		0,07
Spádový polystyren	-	-	$g_4 =$	0,20		0,27
Asfaltová parozábrana	-	-	$g_5 =$	0,05		0,07
Stávající stropní panely	-	-	$g_6 =$	4,00		5,40
Celkem			$g_k =$	6,50		$g_d =$ 8,78

B) PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ

1. SNÍH					1,5	
I. Sněhová oblast	$S_k =$	0,70				
tvárový součinitel	$\mu_t =$	0,80				
	$C_e =$	1,00				
	$C_t =$	1,00				
			$q_{k,1} =$	0,56		$q_{d,1} =$ 0,84

2. UŽITNÉ					1,5	
kategorie H - střecha nepřístupná			$q_{k,2} =$	0,75		$q_{d,2} =$ 1,13

PRO ZATĚŽOVACÍ ŠÍŘKU	$b_0 =$	1,000	[m]	[kN/m']	[kN/m']
A.1. STÁLÉ				6,50	8,78
B.1. SNÍH (na půdorysný průmět)				0,56	0,84
B.2. UŽITNÉ (na půdorysný průmět)				0,75	1,13

KOMBINACE ZATÍŽENÍ PRO I.MS - A.1.stálé + B.1.sníh

	návrhové hodnoty zatížení kombinace STR/GEO (Soubor B)			kombinační součinitelé		[kN/m']
	$\psi_{0,1}$	$\psi_{0,2}$		$\psi_{0,1}$	$\psi_{0,2}$	
1) $g_d + q_{d,1} \times \psi_{0,1} + q_{d,2} \times \psi_{0,2}$	8,78	0,42	0,00	0,5	0	9,20
2) $0,85 \times g_d + q_{d,1} + q_{d,2} \times \psi_{0,2}$	7,46	0,84	0,00		0	8,30

KOMBINACE ZATÍŽENÍ PRO I.MS - A.1.stálé + B.2.užitné

	návrhové hodnoty zatížení kombinace STR/GEO (Soubor B)			kombinační součinitelé		[kN/m']
	$\psi_{0,1}$	$\psi_{0,2}$		$\psi_{0,1}$	$\psi_{0,2}$	
1) $g_d + q_{d,1} \times \psi_{0,1} + q_{d,2} \times \psi_{0,2}$	8,78	0,79	0,00	0,7	0	9,56
2) $0,85 \times g_d + q_{d,1} + q_{d,2} \times \psi_{0,2}$	7,46	1,13	0,00		0	8,58

Pro posuzování palenů je rozhodující kombinací stálé zatížení + užité zatížení střech

Dle výše uvedeného výpočtu nově působícího zatížení střechy vyplývá, že rovnoměrné charakteristické zatížení střechy od stálého zatížení bez vlastní tíhy stropních panelů a zatížení sněhem je celkem 3,06 kN/m². Ani v tomto případě tedy není překročena únosnost skeletu MS71 ani stropních panelů.

Navržená nová skladba střešního pláště s extenzivní střešní zahradou vyhovuje.

4.2 NÁSTAVBA PŘÍSTAVBY PAVILONU 3 A VESTAVBA VÝTAHOVÉ ŠACHTY

Jednopodlažní severní přístavek pavilonu 3 bude nastaven o jedno podlaží. V přístavku bude vybudována žb. výtahová šachta pro osobní výtah. Nová střecha bude opět plochá, zateplená spádovým polystyrenem a ukončená hydroizolační povlakovou krytinou.

V rámci realizace nástavby přístavby bude nutné demontovat stávající atikové a parapetní panely, vybourat i základový pás pod parapetním panelem přístavby. Štítové keramické panely a panelový strop zůstanou zachovány.

Nosné obvodové zdivo přístavku, kromě štítových panelů 1.np, bude z pórobetonových tvárnic tl. 300 mm (v 1.np budou kraje z tvárnic tl. 375 mm). Zdivo 2.np bude založené na stávajících štítových panelech, viz detail výkres č. K3. Podélná výztuž nově betonovaných věnců "V2" bude zakotvena ke stávajícím prefa. konstrukcím.

Stávající stropní panely přístavku budou v místě výtahové šachty provizorně podepřeny, vyříznuty a uloženy 100mm na stěny šachty. Stěny výtahové šachty budou vybetonovány z tvárnic ztraceného bednění tl. 250 mm a vyztuženy tyčovou betonářskou výztuží, viz výkres K2.

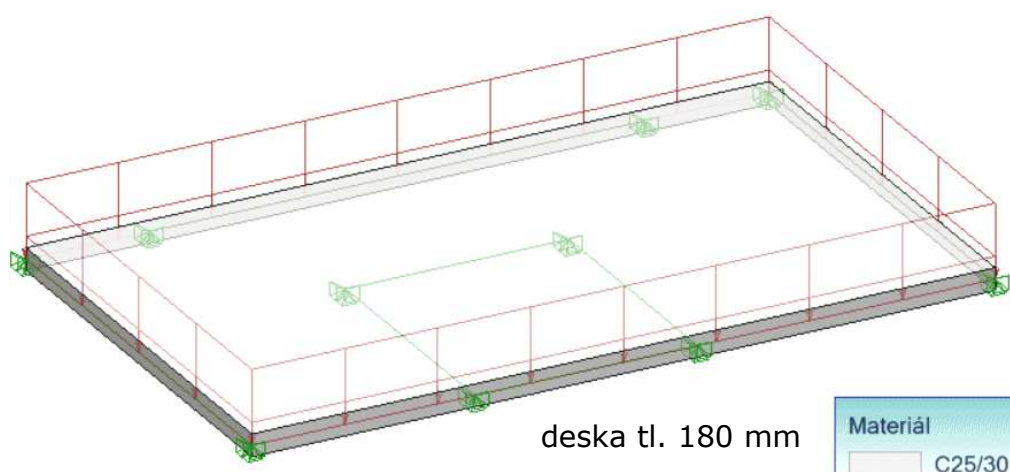
Zatížení stávajících stropních panelů se v rámci přístavku nezvětšuje, rozpětí uložení panelů se v místě výtahové šachty zkracuje, mimo šachtu zůstává stejné a není tedy nutné panely nově posuzovat. Stropní panely vyhoví.

Založení výtahové šachty bude provedeno ve výtahové prohlubni na žb. desce tl. 200 mm. Stávající obvodový plášť přístavku je řešen systémově shodně v celém rozsahu objektu. Stávající štítové panely 1.np zůstanou zachovány, plášť s pásovými okny i ze základovým prahem budou vybourány. Nové pórobetonové zdivo bude založeno na novém betonovém základovém pásu šířky 500mm a hloubky min. 1,0m pod upravený terén. Základovou spáru převezme statik nebo geotechnik.

Strop 2.np přístavku bude proveden z železobetonové monolitické desky tl. 180 mm, vyztužené tyčovou výztuží prof. 10 po 200mm u obou povrchů. Deska bude uložena na obvodovém zdivu přístavby a na výtahové šachtě. Okraj desky podél stávajících stropních panelů bude s panely propojen trny z betonářské oceli. Trny budou vlepeny nebo zabetonovány do krajní dutiny navazujícího stropního panelu.

4.2.1 STATICKÝ VÝPOČET NOVÉ STROPNÍ DESKY 2.NP PŘÍSTAVBY

model konstrukce:



stanoveno dle norem ČSN EN 1990 a ČSN EN 1991-1

ZATÍŽENÍ STŘECHY S FVE

Sklon $\alpha = 2^\circ$	ZATÍŽENÍ STŘECHY PŘÍSTAVBY					
A) STÁLÉ	[m]	[kN/m ³]		Charakteristické [kN/m ²]	γ_F	Návrhové [kN/m ²]
1. VLASTNÍ TÍHA KONST.					1,35	
FVE	-	-	$g_1 =$	0,20		0,27
Stabilizace konstrukce FVE	-	-	$g_2 =$	0,50		0,68
Střešní fólie	-	-	$g_3 =$	0,05		0,07
Spádový polystyren	-	-	$g_4 =$	0,20		0,27
Asfaltová parozábrana	-	-	$g_5 =$	0,05		0,07
Panely Spiroll nebo žb monolit 180 mm	0,180	25,00	$g_6 =$	4,50		6,08
Celkem			$g_k =$	5,50		$g_d =$ 7,43

B) PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ

1. SNÍH					1,5		
I. Sněhová oblast	$S_k =$	0,70					
tvarový součinitel střecha s FVE	$\mu_l =$	1,00					
	$C_e =$	1,00					
	$C_t =$	1,00					
			$q_{k,1} =$	0,70		$q_{d,1} =$	1,05
2. UŽITNÉ					1,5		
kategorie H - střecha nepřístupná			$q_{k,2} =$	0,75		$q_{d,2} =$	1,13

PRO ZATĚŽOVACÍ ŠÍŘKU	$b_0 =$	1,000	[m]	[kN/m']	[kN/m']
A.1. STÁLÉ				5,50	7,43
B.1. SNÍH (na půdorysný průmět)				0,70	1,05
B.2. UŽITNÉ (na půdorysný průmět)				0,75	1,13

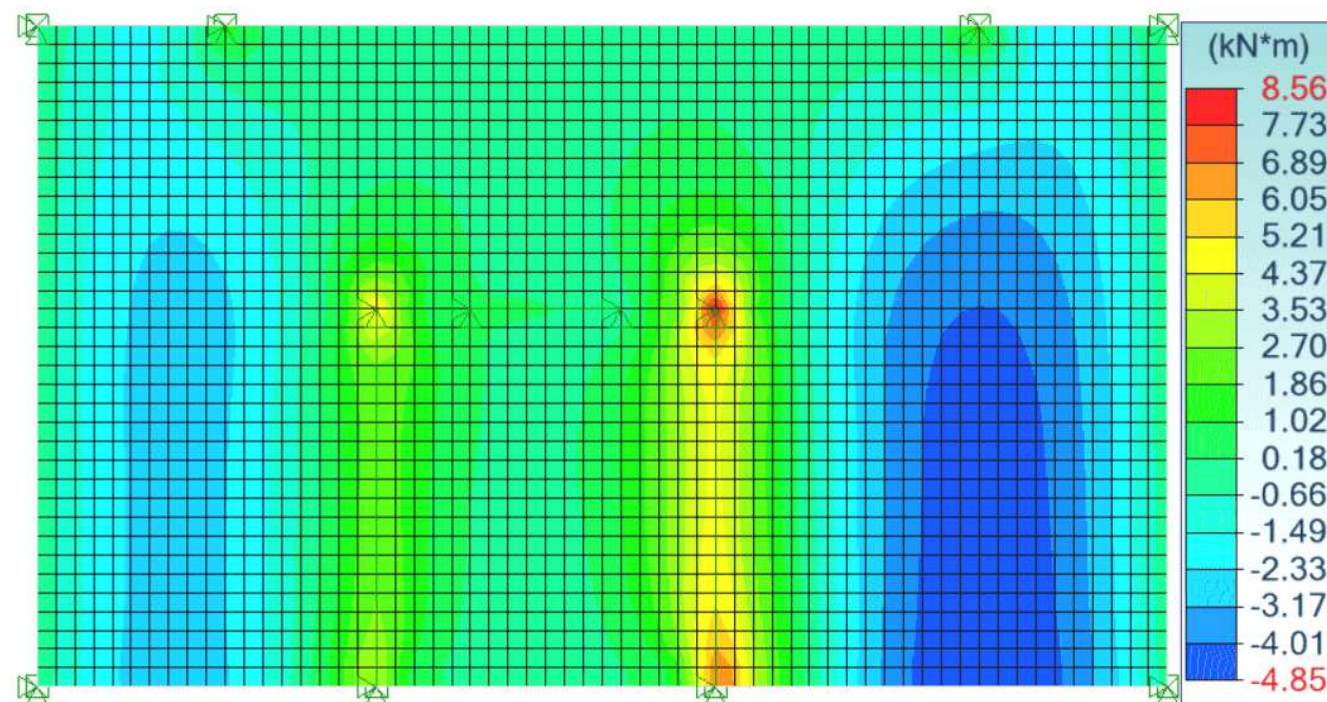
KOMBINACE ZATÍŽENÍ PRO I.MS - A.1.stálé + B.1.sníh

	návrhové hodnoty zatížení kombinace STR/GEO (Soubor B)			kombinační součinitelé		
				$\psi_{0,1}$	$\psi_{0,2}$	[kN/m']
1) $g_d + q_{d,1} \times \psi_{0,1} + q_{d,2} \times \psi_{0,2}$	7,43	0,53	0,00	0,5	0	7,95
2) $0,85 \times g_d + q_{d,1} + q_{d,2} \times \psi_{0,2}$	6,31	1,05	0,00		0	7,36

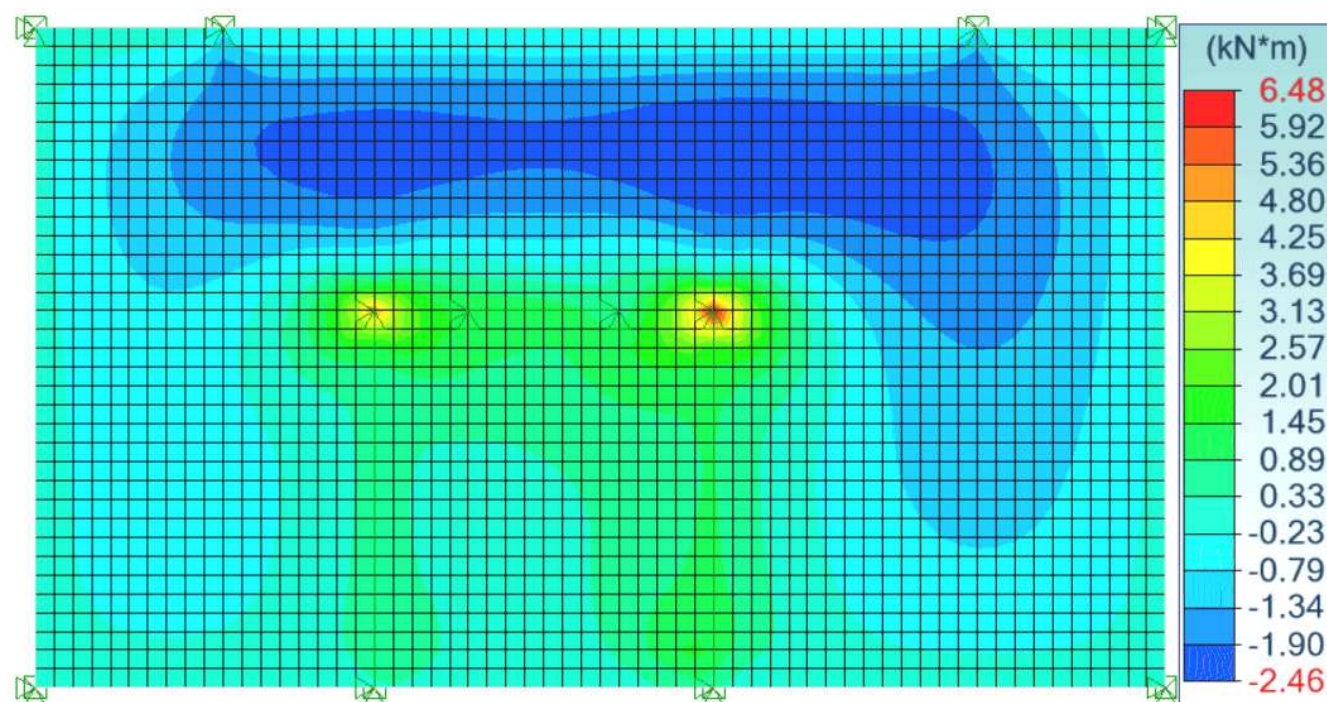
KOMBINACE ZATÍŽENÍ PRO I.MS - A.1.stálé + B.2.užitné

	návrhové hodnoty zatížení kombinace STR/GEO (Soubor B)			kombinační součinitelé		
				$\psi_{0,1}$	$\psi_{0,2}$	[kN/m']
1) $g_d + q_{d,1} \times \psi_{0,1} + q_{d,2} \times \psi_{0,2}$	7,43	0,79	0,00	0,7	0	8,21
2) $0,85 \times g_d + q_{d,1} + q_{d,2} \times \psi_{0,2}$	6,31	1,13	0,00		0	7,44

Návrhový ohybový moment M_{xx}



Návrhový ohybový moment M_{yy}



Vyhoví konstruktivně výztuž 5 prof. 10/mb.

$M_{Rd} = A_s \text{ fyd } z =$

23,9 kNm

>

$M_{Ed} =$

8,6 kNm

4.3 DISPOZIČNÍ A KONSTRUKČNÍ ÚPRAVY:

Dispoziční úpravy objektu spočívají ve vybourání stávajících dělicích příček a ve vybudování nových dělicích stěn, nezajišťujících stabilitu ani prostorovou tuhost objektu. Nezatežují konstrukci objektu nad rámec původního zatížení. Do svislých nosných konstrukcí objektu se nijak nezasahuje.

Kategorie užitého zatížení stropů a schodišť se nemění. Stávající nosná konstrukce je bez statických závad a vyhoví pro nové využití objektu.

Prostupy inženýrských sítí stropními panely budou prováděny v místě dutin stropních panelů bez přerušení nosné výztuže, větší prostupy jsou navrženy ve stávajících instalačních panelech, dva prostupy pro VZT potrubí 400x400 mm v pavilonu 2 budou provedeny vyříznutím v místě styku dvou panelů (osa prostupu = osa styku). Nutné větší prostupy budou konzultovány se statikem. Prostup stropem v místě rušeného stávajícího jídelního výtahu bude zabetonován, provedení uložení stávajícího panelu nutno ověřit při realizaci. Zabetonování prostupu bude pravděpodobně nutné řešit pomocí dvou ocelových stropních výměn z úhelníků uložených na sousední stropní panely. Do úhelníků se přivaří výztužné síť a vybetonuje nosná deska. Provedení bude upřesněno při realizaci.

V rámci celkové rekonstrukce objektu bude zvětšena konstrukční tloušťka podlahových konstrukcí a bude nutné vybourat stávající podlahy 1.np, včetně podkladních betonů. Nové konstrukční vrstvy podlah budou uloženy na novém podkladním betonu tl. 150 mm. Podkladní beton bude vyztužen u obou povrchů svařovanými sítěmi 6-150/150. Podkladní beton bude vybetonován na srovnávací uválcované vrstvě kopaného písku zakončeného těžkou geotextilií.

Déle jsou navrženy 3 nové otvory ve stěnových panelech, 2 otvory jsou ve schodišťových stěnových panelech, 1 otvor je navržen ve štitovém keramickém panelu z 2.np pavilonu 3 na střechu pavilonu 2.

Nad otvory ve schodišťových panelech budou do vyříznutých drážek vloženy ocelové překlady z profilu HEB 200. Schodišťové panely ve 2.np budou před osazováním překladu provizorně podepřeny v místě svislého styku panelů nad úrovní překladu. Nad otvorem v obvodovém keramickém panelu budou vloženy 3 profily IPE 160. Osazení překladů viz výkres K4 a K5.

4.4 ZATEPLENÍ OBVODOVÉHO PLÁŠTĚ OBJEKTU:

Stávající kontaktní zateplovací systém bude demontován. Nový kontaktní zateplovací systém z grafitového EPS tl. 180 mm bude lepený a mechanicky kotvený talířovými hmoždinkami v počtu 6ks/m² ve vnitřních i okrajových oblastech fasády. Nové meziokenní nenosné pilíře budou zděné z pórobetonových tvárnic a nahradí stávající meziokenní vložky. Nové okenní výplně budou kotvené do stávajících parapetních a atikových prefabrikovaných panelů.

4.5 PERGOLA U JIŽNÍ FASÁDY:

Podél jižní fasády všech pavilonů je navržena pergola, s částečně prosklenou střechou, dřevěné tesařské konstrukce z jednotného profilu 80x200mm. Pro návrh a posouzení konstrukce je rozhodující úsek pergoly přiléhající k pavilonu 2, zde je největší zatížení navátým sněhem. Plochá střecha pergoly je v části z dřevěného záklopu s plechovou falcovanou krytinou a v části z bezpečnostního plochého skla. Pergola bude zatížena stálým zatížením střechy $0,5 \text{ kN/m}^2$, užitným zatížením střech kategorie "H" $0,75 \text{ kN/m}^2$ působícím na ploše 10 m^2 a navátým sněhem v I. sněhové oblasti. Vlastní tíha konstrukce je uvažována výpočetním systémem automaticky. Intenzita zatížení navátým sněhem byla stanovena na základě tvarového součinitele pro střechy přiléhajících k vyšším stavbám dle ČSN EN 1991-1-3, čl. 5.3.6. Účinky zatížení větrem lze zanedbat.

Prostorová tuhost bude zajištěna plošným bedněním střechy a kotvením pergoly k stropní konstrukci budovy. Kotvení pergoly ke stropním panelům 1.np je možné provést například závitovou tyčí provlečenou parapetním panelem a zabetonované do dutiny stropního panelu. Závitovou tyčí se k fasádě přitáhne krajní střešní trám pergoly. Každý krajní trám pergoly bude takto kotven na dvou místech.

Založení sloupků pergoly bude realizováno na zemních základových vrutech např. Krinner s provedením zatěžovacích zkoušek po instalaci vrutů. Max. návrhová reakce na jeden zemní vrut resp. patku je 46 kN. Vyhoví např. vrut KSF 140/2100. Nebo je možné zakládat klasicky plošně na betonových patkách. V případě zakládání na patkách vyhoví půdorysný rozměr patek 500x500mm. Pro provedení patek u obvodového pláště objektu bude pravděpodobně nutné odbourat část stávajícího obvodového základu a betonového okapního chodníku. Na zhlaví patek nebo vrutů budou uloženy kotevní prvek sloupků pergoly, viz výkres č. K6.

Pro posouzení dřevěné konstrukce je uvažována třída provozu 2. Pevnost dřeva C24.

Rozměry jednoho modulu pergoly:

šířka 4,4m

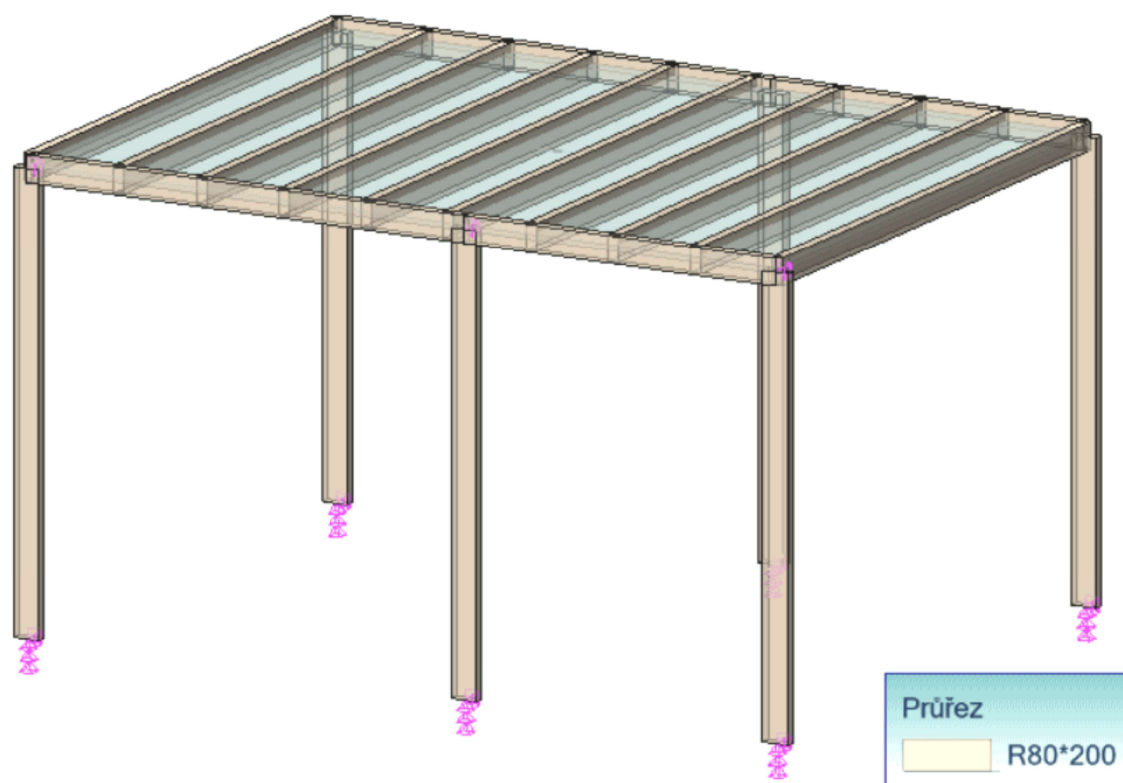
délka 6,0m

výška 3,4m

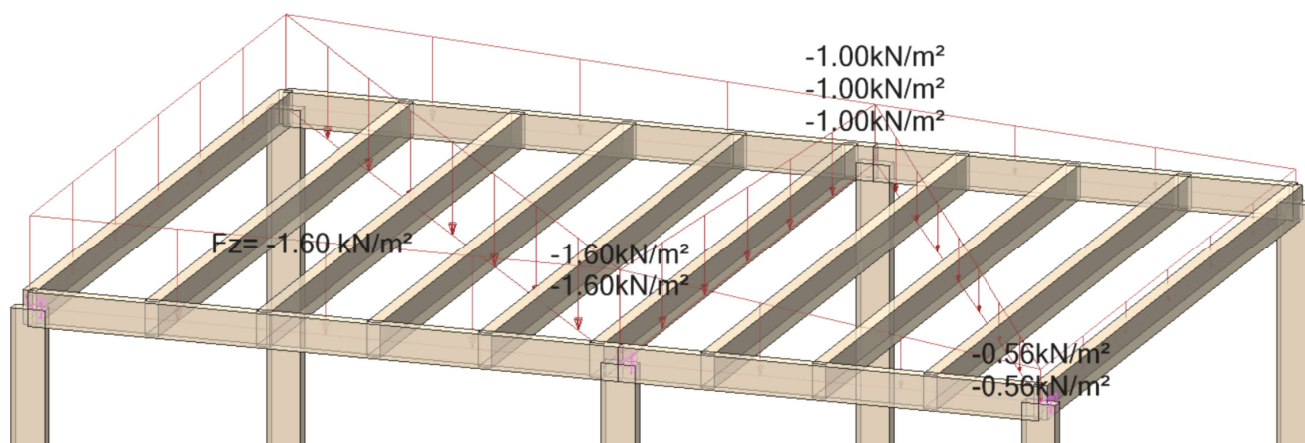
rozteč sloupků 4,4x3,5x2,5 m, rozteč krokví 660 mm

4.5.1 STATICKÝ VÝPOČET PERGOLY:

Model konstrukce pergoly - modul u pavilonu 2



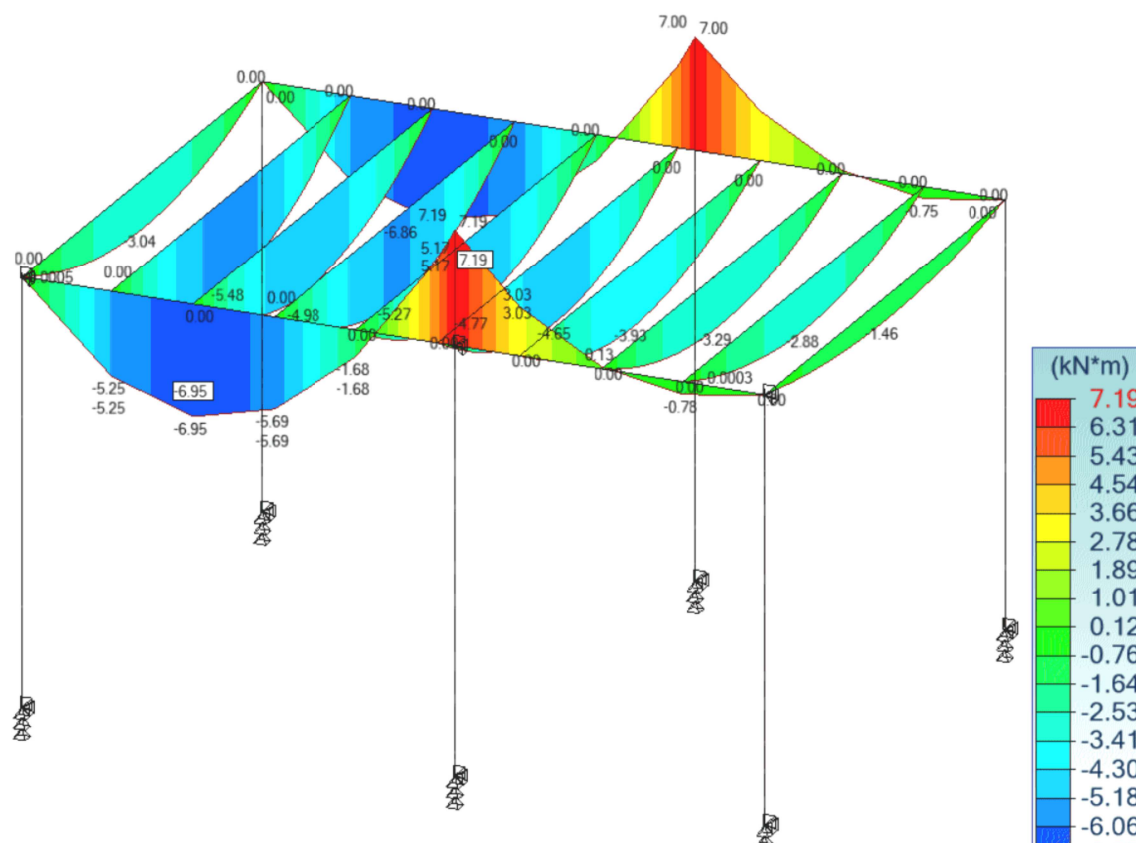
Charakteristická intenzita zatížení navátým sněhem



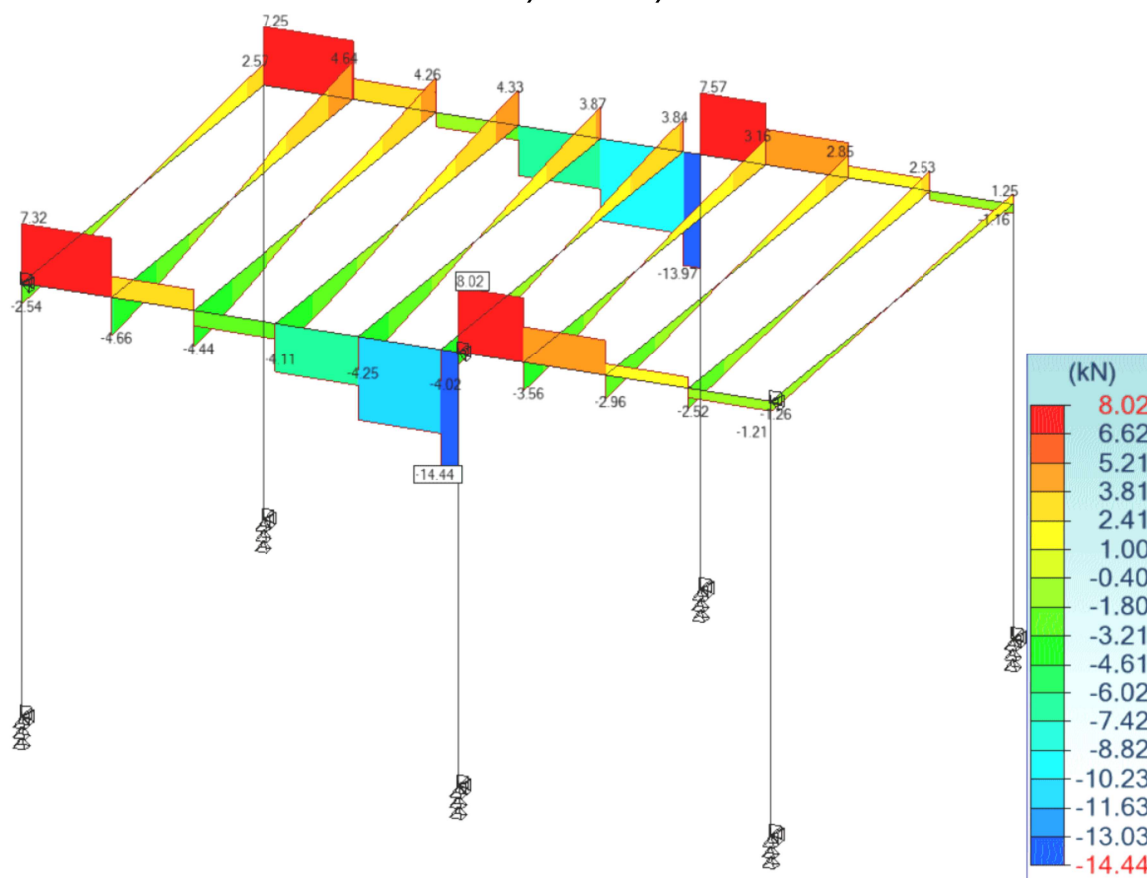
Použité kombinace zatížení

Popis kombinací			
Č.	Název	Detaily	Kód
101	1.35x[1 G]	1.35*1	ECELUSTR
102	1.1475x[1 G]	1.15*1	ECELUSTR
103	1.35x[1 G]+0.75x[2 S]	1.35*1 + 0.75*2	ECELUSTR
104	1.1475x[1 G]+1.5x[2 S]	1.15*1 + 1.50*2	ECELUSTR
105	1x[1 G]+1x[2 S]	1.00*1 + 1.00*2	ECELSCQ
106	0.8x[1 G]	0.80*1	ECELsqc

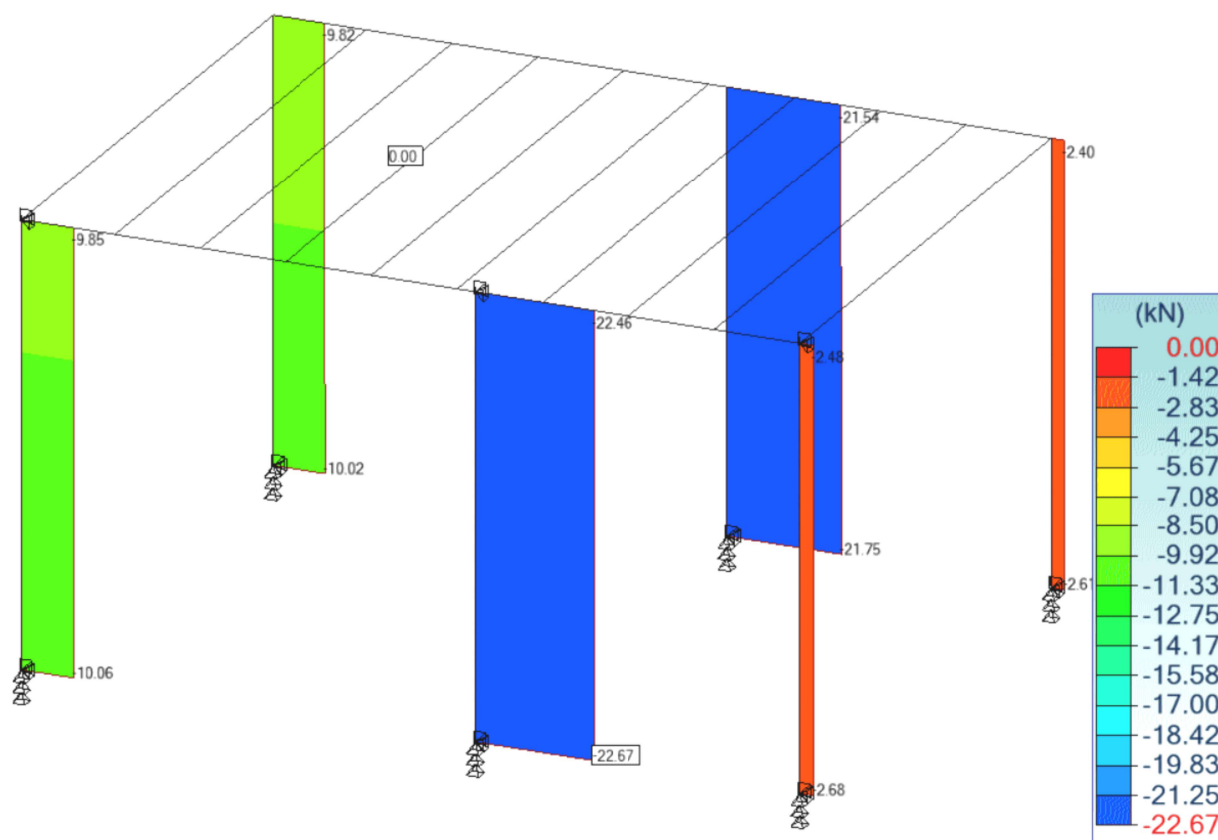
Ohybové momenty



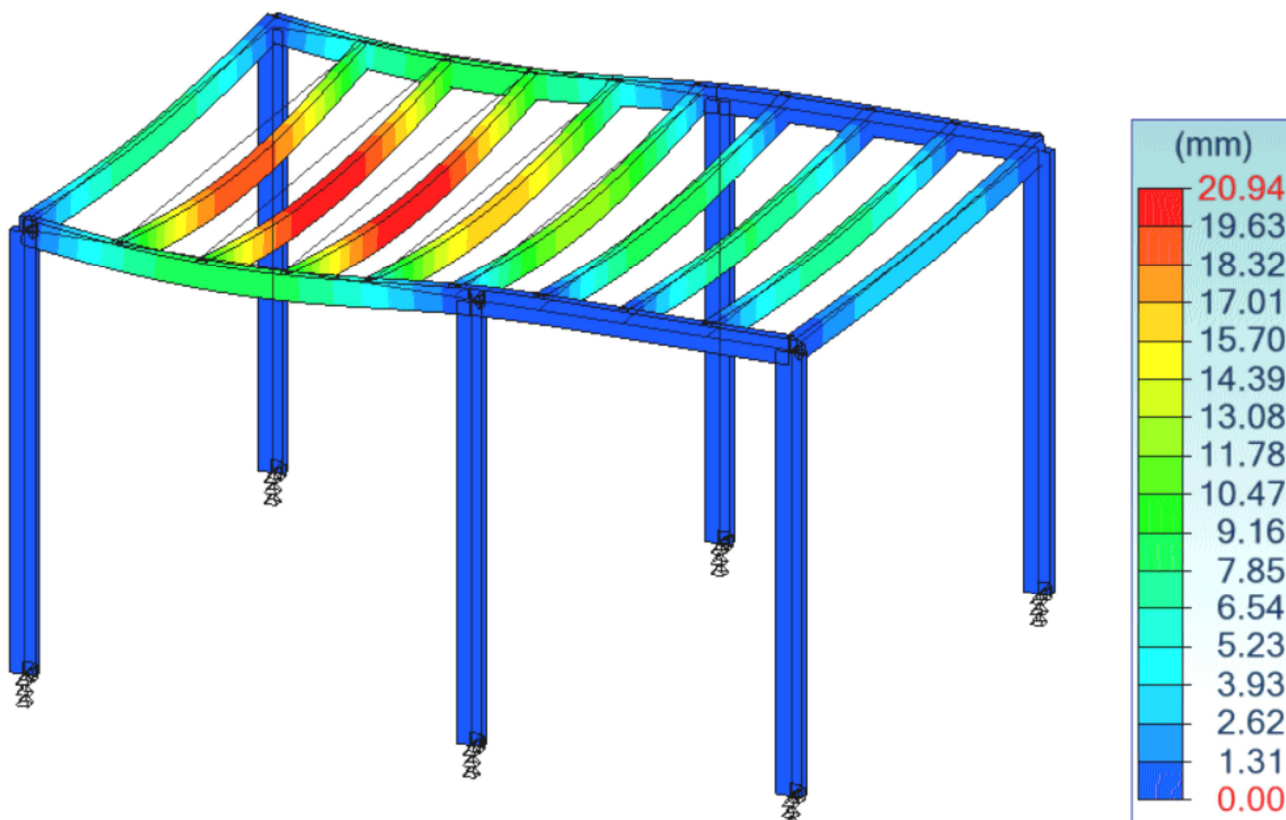
Smykové síly



Osově síly ve sloupcích



Okamžité deformace od charakteristické kombinace zatížení



POSOUZENÍ STŘEŠNÍCH TRÁMŮ

1) Průřez	
Tvar	R80*200
Rozměry(mm)	h = 200.00 b = 80.00
Průřezy(cm ²)	Plocha = 160.00 Sy = 106.67 Sz = 106.67
Momenty setrvačnosti(cm ⁴)	It = 2555.01 Iy = 5333.33 Iz = 853.333
Moduly(cm ³)	Welyinf = 533.333 Welysup = 533.333 Welzinf = 213.333 Welzsup = 213.333
Součinitel výšky	kh(N) = 1.134 kh(My) = 1.000 kh(Mz) = 1.134
Modifikační součinitel (Tabulka 3.1)	kmod = 0.900 Doba trvání: Krátkodobé
Součinitel dotvarování (Tabulka 3.2)	kdef = 0.800
Materiál(kPa)	E = 1.1e+07 = 0.0
Třída(kPa)	Fmk = 24000 Ft0k = 14500 Fc0k = 21000 Fvk = 4000
2) Průhyb	
	Stav č. 105, Uzel č. 19.22 WinstQ: L/446 < L/300 (9.86 mm < 14.67 mm) (67 %) Winst: L/331 (13.28 mm) Wcreep: L/2011 (2.19 mm) Wfin: L/284 < L/250 (15.47 mm < 17.60 mm) (88 %) Wfin = Winst + Wcreep Wnetfin: L/284 < L/250 (15.47 mm < 17.60 mm) (88 %) Wnet,fin = Wfin - Wc
3) Únosnost průřezů	
Tah Tlak	Stav č. -, Uzel č. -, 6.1: $\sigma_{t0d} \leq F_{t0d}$: neprovedeno (-)
Smyk	Stav č. 104, Uzel č. 19.1 6.13: $\tau_d \leq F_{vd}$: 652.33 < 2769.23 kPa (24 %)
Šikmý ohyb	Stav č. 104, Uzel č. 19.22 6.17: $\sigma_{t0d} / F_{t0d} + \sigma_{myd} / F_{myd} + K_m \sigma_{mzd} / F_{mzd} \leq 1$: 0.61869 < 1 (62 %) Stav č. 104, Uzel č. 19.22 6.18: $\sigma_{t0d} / F_{t0d} + K_m \sigma_{myd} / F_{myd} + \sigma_{mzd} / F_{mzd} \leq 1$: 0.43308 < 1 (43 %)
Kroucení	Stav č. 104, Uzel č. 19.9 6.14: $\tau_{tor d} \leq K_{shape} F_{vd}$: 0.89 < 2769.23 kPa (0 %)
Smyk s kroucením	Stav č. 104, Uzel č. 19.1 $(\tau_d / F_{vd}) + (\tau_{tor d} / (K_{shape} F_{vd})) \leq 1$: 0.23589 < 1 (24 %)
4) Stabilita prvku	
Posouzení	Stav č. 104, Uzel č. 19.22 Kcy=0.486 Kcz=0.090 Km=0.700 Kcrit=0.994 $\lambda_{rel,y} = 1.292$ $\lambda_{rel,z} = 3.231$ $\lambda_{rel,m} = 0.755$ Ldy = 4400.00 mm Ldz = 4400.00 mm <i>Stupeň využití Posouzení:</i> Stav č. -, Uzel č. -, 6.23: $\sigma_{c0d} / (K_{cy} F_{c0d}) + \sigma_{myd} / F_{myd} + K_m \sigma_{mzd} / F_{mzd} \leq 1$ neprovedeno (-) Stav č. -, Uzel č. -, 6.24: $\sigma_{c0d} / (K_{cz} F_{c0d}) + K_m \sigma_{myd} / F_{myd} + \sigma_{mzd} / F_{mzd} \leq 1$ neprovedeno (-) Stav č. 104, Uzel č. 19.22 6.33: $\sigma_{md} / (K_{crit} F_{md}) \leq 1$ 0.62237 < 1 (62%)

POSOUZENÍ VAZNIC

1) Průřez	
Tvar	R80*200
Rozměry(mm)	h = 200.00 b = 80.00
Průřezy(cm ²)	Plocha = 160.00 Sy = 106.67 Sz = 106.67
Momenty setrvačnosti(cm ⁴)	It = 2555.01 Iy = 5333.33 Iz = 853.333
Moduly(cm ³)	Welyinf = 533.333 Welysup = 533.333 Welzinf = 213.333 Welzsup = 213.333
Součinitel výšky	kh(N) = 1.134 kh(My) = 1.000 kh(Mz) = 1.134
Modifikační součinitel (Tabulka 3.1)	kmod = 0.900 Doba trvání: Krátkodobé
Součinitel dotvarování (Tabulka 3.2)	kdef = 0.800
Materiál(kPa)	E = 1.1e+07 = 0.0
Třída(kPa)	Fmk = 24000 Ft0k = 14500 Fc0k = 21000 Fvk = 4000
2) Průhyb	
	Stav č. 105, Uzel č. 8.20 WinstQ: L/549 < L/300 (6.38 mm < 11.67 mm) (55 %) Winst: L/397 (8.81 mm) Wcreep: L/2248 (1.56 mm) Wfin: L/338 < L/250 (10.37 mm < 14.00 mm) (74 %) Wfin = Winst + Wcreep Wnetfin: L/338 < L/250 (10.37 mm < 14.00 mm) (74 %) Wnet,fin = Wfin - Wc
3) Únosnost průřezů	
Tah Tlak	Stav č. -, Uzel č. -, 6.1: $\sigma_{t0d} \leq F_{t0d}$: neprovedeno (-)
Smyk	Stav č. 104, Uzel č. 8.1 6.13: $\tau_d \leq F_{vd}$: 2020.20 < 2769.23 kPa (73 %)
Šikmý ohyb	Stav č. 104, Uzel č. 8.1 6.17: $\sigma_{t0d} / F_{t0d} + \sigma_{myd} / F_{myd} + K_m \sigma_{mzd} / F_{mzd} \leq 1$: 0.81184 < 1 (81 %) Stav č. 104, Uzel č. 8.1 6.18: $\sigma_{t0d} / F_{t0d} + K_m \sigma_{myd} / F_{myd} + \sigma_{mzd} / F_{mzd} \leq 1$: 0.56829 < 1 (57 %)
Kroucení	Stav č. -, Uzel č. -, 6.14: $\tau_{tor d} \leq K_{shape} F_{vd}$: neprovedeno (-)
Smyk s kroucením	Stav č. 104, Uzel č. 8.1 $(\tau_d / F_{vd}) + (\tau_{tor d} / (K_{shape} F_{vd})) \leq 1$: 0.72952 < 1 (73 %)
4) Stabilita prvku	
Posouzení	Stav č. 104, Uzel č. 8.1 Kcy=0.669 Kcz=0.140 Km=0.700 Kcrit=1.000 $\lambda_{rel,y} = 1.028 \lambda_{rel,z} = 2.570 \lambda_{rel,m} = 0.623$ Ldy = 3000.00 mm Ldz = 3000.00 mm Stupeň využití Posouzení: Stav č. -, Uzel č. -, 6.23: $\sigma_{c0d} / (K_{cy} F_{c0d}) + \sigma_{myd} / F_{myd} + K_m \sigma_{mzd} / F_{mzd} \leq 1$ neprovedeno (-) Stav č. -, Uzel č. -, 6.24: $\sigma_{c0d} / (K_{cz} F_{c0d}) + K_m \sigma_{myd} / F_{myd} + \sigma_{mzd} / F_{mzd} \leq 1$ neprovedeno (-) Stav č. 104, Uzel č. 8.1 6.33: $\sigma_{md} / (K_{crit} F_{md}) \leq 1$ 0.81184 < 1 (81%)

POSOUZENÍ SLOUPKŮ

1) Průřez	
Tvar	R80*200
Rozměry(mm)	$h = 200.00 \quad b = 80.00$
Průřezy(cm ²)	$Plocha = 160.00 \quad S_y = 106.67 \quad S_z = 106.67$
Momenty setrvačnosti(cm ⁴)	$I_t = 2555.01 \quad I_y = 5333.33 \quad I_z = 853.333$
Moduly(cm ³)	$W_{elyinf} = 533.333 \quad W_{elysup} = 533.333$ $W_{elzinf} = 213.333 \quad W_{elzsup} = 213.333$
Součinitel výšky	$kh(N) = 1.134 \quad kh(My) = 1.000 \quad kh(Mz) = 1.134$
Modifikační součinitel (Tabulka 3.1)	$k_{mod} = 0.900$ Doba trvání: Krátkodobé
Součinitel dotvarování (Tabulka 3.2)	$k_{def} = 0.800$
Materiál(kPa)	$E = 1.1e+07 \quad \alpha = 0.0$
Třída(kPa)	$F_{mk} = 24000 \quad F_{t0k} = 14500 \quad F_{c0k} = 21000 \quad F_{vk} = 4000$

3) Únosnost průřezů	
Tah Tlak	Stav č. 104, Uzel č. 2.1 6.2: $\sigma_{c0d} \leq F_{c0d} : 1770.71 < 14538.46 \text{ kPa (12 \%)}$
Smyk	Stav č. -, Uzel č. -, 6.13: $\tau_d \leq F_{vd} : \text{neprovedeno (-)}$
Šikmý ohyb	Stav č. 104, Uzel č. 2.1 6.19: $(\sigma_{c0d} / F_{c0d})^2 + \sigma_{myd} / F_{myd} + K_m \sigma_{mzd} / F_{mzd} \leq 1 : 0.12179 < 1 \text{ (12 \%)}$ Stav č. 104, Uzel č. 2.1 6.20: $(\sigma_{c0d} / F_{c0d})^2 + K_m \sigma_{myd} / F_{myd} + \sigma_{mzd} / F_{mzd} \leq 1 : 0.12179 < 1 \text{ (12 \%)}$
Kroucení	Stav č. -, Uzel č. -, 6.14: $\tau_{tor d} \leq K_{shape} F_{vd} : \text{neprovedeno (-)}$
Smyk s kroucením	Stav č. -, Uzel č. -, $(\tau_d / F_{vd}) + (\tau_{tor d} / (K_{shape} F_{vd})) \leq 1 : \text{neprovedeno (-)}$
4) Stabilita prvku	
Posouzení	Stav č. 104, Uzel č. 2.1 $\lambda_y = 73.6 \quad \lambda_z = 147.2$ $L_{fy} = 3400.00 \text{ mm} \quad L_{fz} = 3400.00 \text{ mm}$ $K_{cy} = 0.513 \quad K_{cz} = 0.148 \quad K_m = 0.700$ $\lambda_{rel,y} = 1.248 \quad \lambda_{rel,z} = 2.496$ Stupeň využití Posouzení: Stav č. 104, Uzel č. 2.1 6.23: $\sigma_{c0d} / (K_{cy} F_{c0d}) + \sigma_{myd} / F_{myd} + K_m \sigma_{mzd} / F_{mzd} \leq 1$ $0.23723 < 1 \text{ (24\%)}$ Stav č. 104, Uzel č. 2.1 6.24: $\sigma_{c0d} / (K_{cz} F_{c0d}) + K_m \sigma_{myd} / F_{myd} + \sigma_{mzd} / F_{mzd} \leq 1$ $0.82187 < 1 \text{ (82\%)}$ Stav č. -, Uzel č. -, 6.33: $\sigma_{md} / (K_{crit} F_{md}) \leq 1$ neprovedeno (-)

Navržená konstrukce pergoly vyhovuje. Max. využití průřezů je 88% (průhyb střešních trámů).

5. OPĚRNÁ ZÍDKA - SOUČÁST SO02:

Součástí venkovních úprav a zpevněných ploch je kvádrová železobetonová monolitická opěrná zídka celkové délky cca 57m. Zídka je navržena jako prvek na sezení a jako opěra pro převýšení upravených terénů do cca 600 mm. Konstrukce bude provedena z pohledového betonu C 25/30 - XC4(CZ) - CI 0,40 - Dmax16 - S3 (ČSN EN 206-1) třídy PB2 (dle TP 03 ČBS), do hladkého bednění. Konstrukce bude délkově dilatována po 6,0m, dilatační spáry budou zatmeleny PU tmelem. Rohy budou zkoseny trojúhelníkovými lištami vkládanými před betonáží do bednění. Mělký základ bude vybetonován na štěrkovém hutněném podsypu. Rub zdi bude opratřen nopovou drenážní fólií, krytou geotextílií. Po cca 2,0m budou do zdi vloženy drenážní trubky DN40 vyústěné na líci zdi pod upravený terén s dlažbou do podsypu. Výztuž je provedena armokoši z tyčové betonářské výztuže, podélná výztuž prof. 14, třmeny a skoby jsou z prof. 10.

6. ZAHRADNÍ DOMEK - SO03:

V zahradě je navržen nový zahradní domek s plochou střechou, dřevěné tesařské konstrukce shodné s konstrukcí pergoly. Půdorysné rozměry 2,4x6,0m, výška 2,7m. Dimenze prvků (profily 80x200 mm), statické schéma je shodné jako u pergoly. Stálé zatížení je shodné jako u pergoly, zatížení sněhem bude nižší než u pergoly, neboť zde nebude docházet k akumulaci sněhu navátím. Statické posouzení konstrukce tedy není nutné, v zásadě se shoduje s posouzením konstrukce pergoly.

Prostorová tuhost bude zajištěna opláštěním stěn fošnami 40x240 mm a tuhou střešní rovinou z prkenného bednění.

Založení je plošné na desce s obvodovým pásem šířky min. 400 mm. Deska tl. 100 mm, vyztužená uprostřed sítí 6-150/150, hutněný podsyp tl. 200 mm. Základová spára min. 1,0 m pod výsledným upraveným terénem. Základovou spáru převezme statik nebo geotechnik.

7. ZÁVĚR:

Stávající nosné konstrukce budovy jsou v technicky dobrém stavu. Nedochází k navyšování zatížení ani se nemění statické schéma konstrukcí vedoucí k zvětšování vnitřních sil. Statický přepočet stávající nosné konstrukce proto není dle podmínek normy ČSN ISO 13822 - zásady navrhování konstrukcí - hodnocení stávajících konstrukcí uvedených v článku 8 (hodnocení na základě dříve uspokojivé způsobilosti) nutný a konstrukci lze hodnotit jako staticky spolehlivou bez dalšího ověření.

Navrhované stavební úpravy jsou staticky přípustné.