



Statika a dynamika staveb

Ing. Vladimír Honzík, Malinová 5, 312 00 Plzeň

D.2 - Dokumentace stavebně konstrukčního řešení

Statický výpočet 1100/2026

**Energetické úspory budovy ZUŠ Rokycany
Jiráskova 181, 337 01 Rokycany
parc. č. 167/1 v k.ú. Rokycany [740691]**

Objednatel: Základní umělecká škola Rokycany
Jiráskova 181
337 01 Rokycany

Projektant: GREENTHERM CAD s.r.o.
K Papírně 172/26
312 00 Plzeň

V Plzni 24.1.2026

Ing. Vladimír Honzík
IČO: 147 12 148
DIČ: CZ 5902150408
č.a. ČKAIT: 0201583

1. Literatura

1.1. Normy

- [1] ČSN EN 1990 - Zásady navrhování konstrukcí
- [2] ČSN EN 1991 - Zatížení konstrukcí
- [3] ČSN EN 1992 - Navrhování betonových konstrukcí
- [4] ČSN EN 1993 - Navrhování ocelových konstrukcí
- [5] ČSN EN 1994 - Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí
- [6] ČSN EN 1995 - Navrhování dřevěných konstrukcí
- [7] ČSN EN 1996 - Navrhování zděných konstrukcí
- [8] ČSN EN 1997 - Navrhování geotechnických konstrukcí
- [9] ČSN 73 0038 - Navrhování a posuzování stavebních konstrukcí při přestavbách.
- [10] ČSN ISO 13822 - Zásady navrhování konstrukcí - Hodnocení existujících konstrukcí

1.2. Podklady výpočtů

- [11] – Technicko-ekonomická studie snížení energetické náročnosti objektů ZUŠ Rokycany. ETAPA 3 – Návrh stavebních úprav – pochozí střecha, schodiště na střechu – Základní umělecká škola Rokycany, Jiráskova 181, Rokycany vypracovaná GREENTHERM CAD s.r.o. v 8/2023
- [12] – Stavební výkresy objektu PD pro provedení stavby
- [13] – Montovaný beztrámový skelet MS 71/84 – statický výpočet – typový podklad České Budějovice, listopad 1984
- [14] - Stavební tabulky - M. Rochla

- [13] - Zákon č. 283/2021 Sb., stavební zákon, ve znění účinném od 1. července 2024

2. Technická zpráva

Předmětem tohoto statického výpočtu je návrh a posouzení nosných konstrukcí objektu ZUŠ Rokycany, Jiráskova, 337 01 Rokycan, parc. č. 167/1 v k.ú. Rokycany [740691] při provádění stavebních úprav za účelem dosažení energetické úspory budovy. Tento statický výpočet je součástí PD pro provádění stavby.

2.1. Popis stávajícího stavu objektu

Jedná se o objekt využívaný pro potřeby základní umělecké školy v Rokycanech. Objekt se skládá z několika vzájemně propojených budov, předmětem studie je budova A, budova B, spojovací chodba (mezi budovou B a C – Úřad práce, který není předmětem studie) a přilehlá kotelna.

Budova byla postavena na počátku 70.let jako budova OV KSČ Rokycany v systému MS71 a budova A a B, tedy objekt ZUŠ, je v původním stavu s drobnými udržovacími pracemi. Budova C již prošla stavebními úpravami.

V budově A se nachází 27 učeben pro různé účely ZUŠ, které jsou z velké části využity pro individuální výuku (1-2 žáci). Kapacita školy je pro cca 170 dětí a 30 zaměstnanců. V budově B je umístěn především velký sál s výstavní síní se zázemím školy. K sálu pak přilehá spojovací chodba a uvnitř vnitrobloku je umístěna kotelna a parkoviště pro budovy A-C. V přízemí budovy A je vyčleněn prostor pro Pedagogicko-psychologickou poradnu.

Účel objektu se v rámci zpracování studie nemění.

2.1.1. Budova A

Jedná se o pětipatrový, nepodsklepený objekt s technickým podlažím a nástavbou výtahové šachty (6.NP). V objektu se nachází kanceláře školy, učebny a sociální zařízení. V této části budovy je výtah. Hlavní vstup do objektu A je přes vstupní halu, která je součástí objektu B.

Nosnou konstrukci objektu tvoří podélné nosné rámy spolu se stropními panely montovaného železobetonového skeletu stavební soustavy MS 71. Objekt je založený na patkách skeletu spolu s podbetonováním. Obvodové stěny jsou tvořeny kombinací panelů a děrovaných cihel CDm vyztužených na maltu nastavovanou. V 1 NP jsou tl. 365 mm, v ostatních patrech jsou tl. 240 mm. Stabilitu objektu zajišťují podélné a příčné ztužující stěny.

Střecha objektu je plochá, jednoplášťová. Stropní nosnou konstrukci tvoří železobetonový panel, na kterém je proveden spádový keramzitový násyp, betonová mazanina a původní souvrství oxidovaných asfaltových pásů.

2.1.2. Budova B

Jedná se o dvoupatrový, nepodsklepený objekt, kde 1. NP je částečně zapuštěné pod úroveň terénu. V 1. NP se nachází sklady, dílny, temperované garáže, studio a sociální zázemí a kotelna. Ve 2. NP je vstupní vestibul a sociální zařízení, výstavní síň a sál s propojovací chodbou do budovy C.

Nosnou konstrukci objektu tvoří podélné nosné rámy spolu se stropními panely montovaného železobetonového skeletu stavební soustavy MS 71. Objekt je založený na patkách skeletu spolu s podbetonováním. Obvodové stěny jsou tvořeny kombinací panelů a děrovaných cihel CDm. V 1 NP jsou tl. 365 mm, ve 2 NP jsou tl. 240 mm. Nad zasedací síní je plochá jednoplášťová střecha, uložená na ocelových příhradových vaznicích spolu s trapézovým plechem a souvrstvím střešního pláště. Střecha je ze dvou stran ukončená strmou střechou pokrytou plechem. Nad vstupním vestibulem a sociálním zázemím je plochá jednoplášťová střecha, kde stropní nosnou konstrukci tvoří železobetonový panel, na kterém je

[Ing. Vladimír Honzík, Malinová 5, 312 00 Plzeň, tel.: 602 448 443,](#)

[e-mail: vehave@centrum.cz](mailto:vehave@centrum.cz)

proveden spádový keramzitový násyp, betonová mazanina a souvrství oxidovaných asfaltových pásů. Nad kotelnou je obdobná skladba střechy jako nad vstupním vestibulem. Nad vstupem a spojovací chodbou je plochá jednoplášťová střecha, kde stropní konstrukci tvoří PZD panel, na kterém je proveden spádový keramzitbeton, hydroizolace a plechová falcová krytina.

2.2. Navrhované stavební úpravy

2.2.1. Navrhované stavební úpravy budovy A

Nejzávažnější úpravou v budově A je odstranění původní výtahové šachty nad střechou objektu a vyzdění nového vstupu na střechu objektu společně s vybudováním nového schodiště z 5.NP na střechu. Schodiště bude ocelové provedené stejně (shodné materiály, shodné profily a spoje) jako ve spodních patrech objektu. Nástavba vstupu v 6.NP bude provedena z obvodových stěn umístěných na nosné schodišťové stěny spodních podlažích a na nosné průvlaky železobetonových rámu stropní konstrukce. Bude provedena nástavby výtahové šachty. Střechy vstupního objektu bude provedena z ocelových válcovaných nosníků IPE spolu s trapézovým plechem a souvrstvím střechy a podhledem ze sádkokartonu.

Další úpravou je změna dispozice dělicích příček v sociálních zařízeních v jednotlivých patrech budovy A.

Ze střechy budovy bude snesenou celé souvrství střešního pláště a nahrazeno novým. Na střešní krytině bude provedena betonová dlažba tl 40 mm na rektifikačních terčích. Na části střechy budou uloženy panely FVE spolu s rámy a balastním zatížením o celkové hmotnosti nepřevyšující 0,2 kN/m².

Bude provedeno zateplení střešních plášťů a bude provedena hydroizolace z SBS modifikovaných asfaltovaných pásů. Skladba střech bude kotvená do stropní konstrukce nad 5.NP. Zateplení střech bude provedeno tak, aby spád střech po opravě byl min. 3% směrem k odvodňovacím prvkům (v případě potřeby navýšení spádů budou použity spádové desky tepelné izolace).

Obvodový plášť budovy bude zateplen vis Architektonicko-stavební část této PD.

V rámci realizace ETICS bude provedena sanace obvodových konstrukcí (vyspravení nesoudržných omítek apod.) a očištění fasády. Kabřincový obklad na 1.NP bude dle požadavků NPÚ zachován a u poškozených částí nahrazen obkladem odstraněným ze 4.NP. Od 2.NP bude proveden certifikovaný kontaktní zateplovací systém v souladu se závěry energetického posudku. Tepelná izolace je navržena z minerálních vláken.

Provedením ETICS dojde k plošnému nárůstu stálého zatížení fasády objektu o cca 0,15 kN/m². Toto dodatečné zatížení bude prostřednictvím obvodových stěn a železobetonového skeletu přenášeno do základů. Výše uvedené návrhy a řešení nebudou mít zásadní vliv na únosnost a stabilitu nosných konstrukcí budovy A jako celku. Resp. přetížení konstrukcí zateplením dojde ke zvýšení namáhání nosných konstrukcí objektu o jednotky desetin procent což nemá žádný vliv na jejich únosnost a stabilitu. Bezpečnost pohybu osob ani majetku nebude narušena.

Ocelové nosníky a sloupy jsou navrženy z ocelových válcovaných nosníků tvaru IPN, IPE, HEA, HAB a popřípadě dalších. Ocel EN 10210-1: S235 resp. EN 10025 : Fe 360 – $f_y = 235$ MPa, $f_u = 360$ MPa. Pro spoje plechů jsou použity pozinkované/nerezové šrouby 4.8, 5.5 a 6.3 mm - přesné (pevnosti dle dodavatele spojovacího materiálu).

2.2.2. Navrhované stavební úpravy budovy B

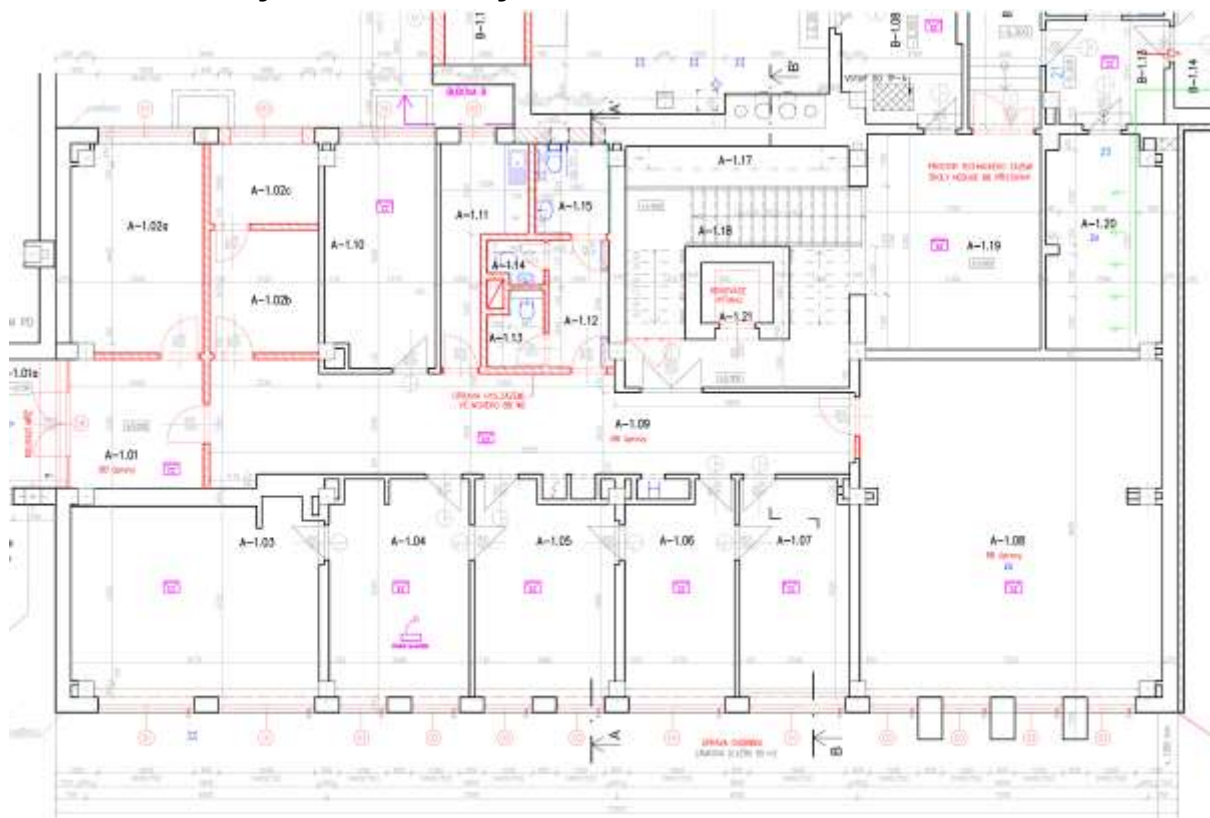
Nejzávažnější úpravou v budově B je úprava střešního pláště. Ze střechy budovy bude snesenou celé souvrství střešního pláště a nahrazeno novým.

Další úpravou je změna dispozice dělicích příček v sociálních zařízeních v jednotlivých patrech budovy B.

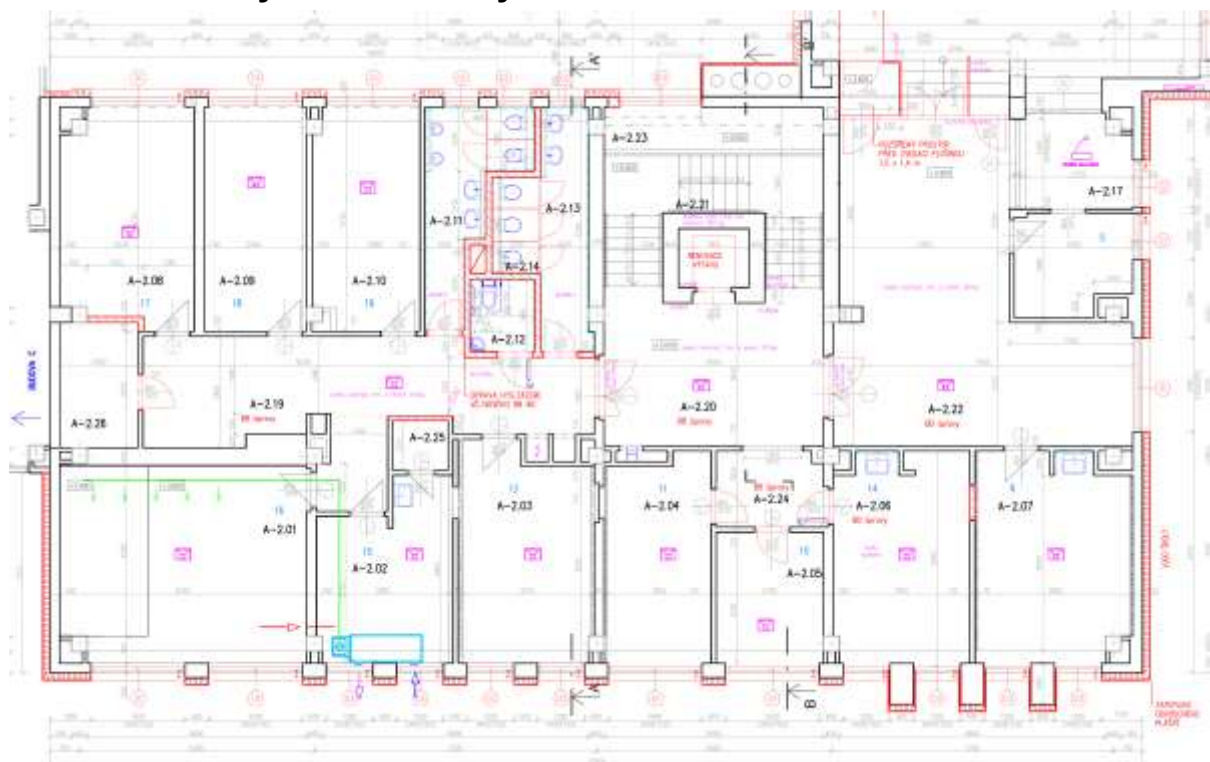
Dále bude vybudované nové venkovní typové ocelové únikové schodiště podél jihovýchodní štítové stěny budovy B.

Celý obvodový plášť budovy bude zateplen vis stavební část této PD. Popis DTTO oddíl 2.2.1 tohoto dokumentu.

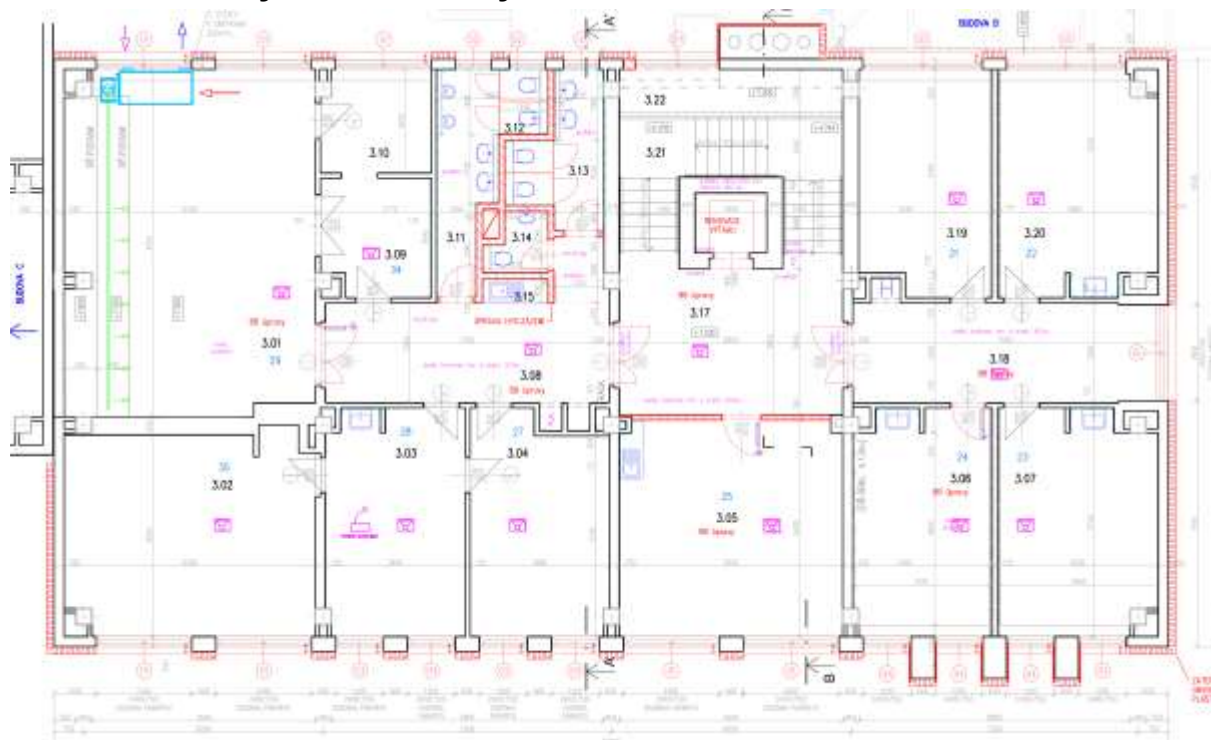
2.2.3. Půdorys 1.NP budovy A



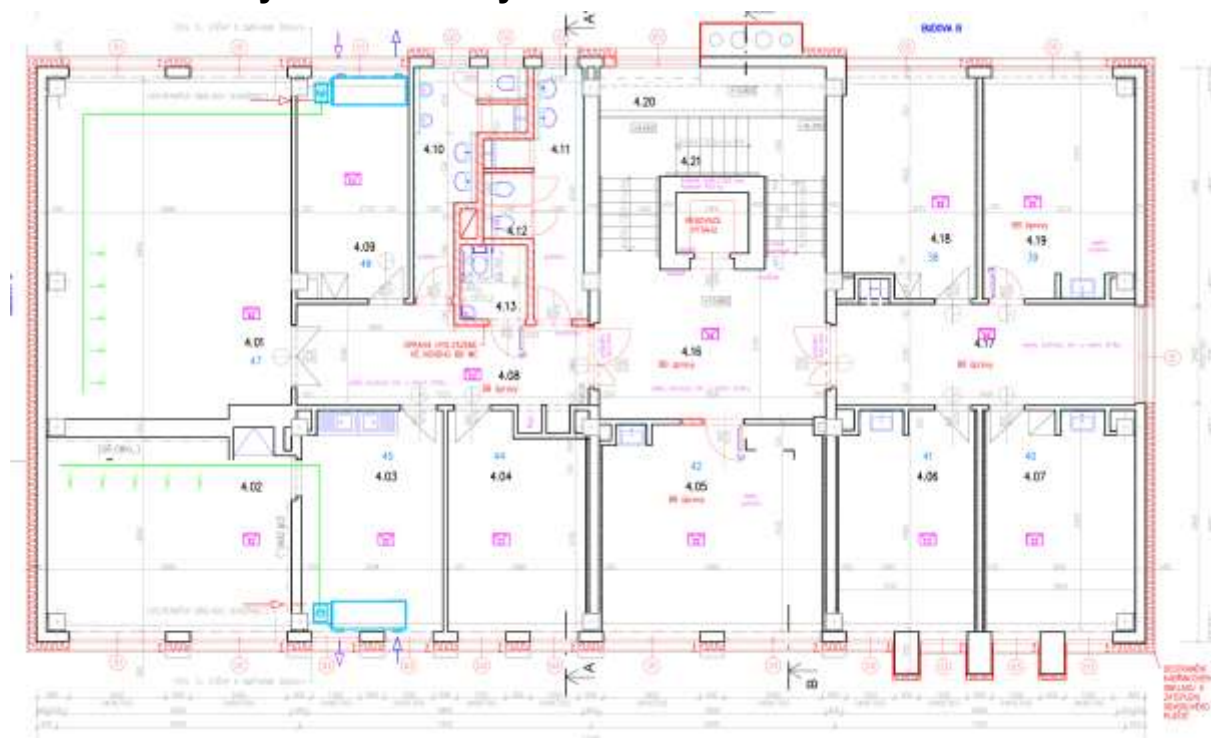
2.2.4. Půdorys 2.NP budovy A



2.2.5. Půdorys 3.NP budovy A

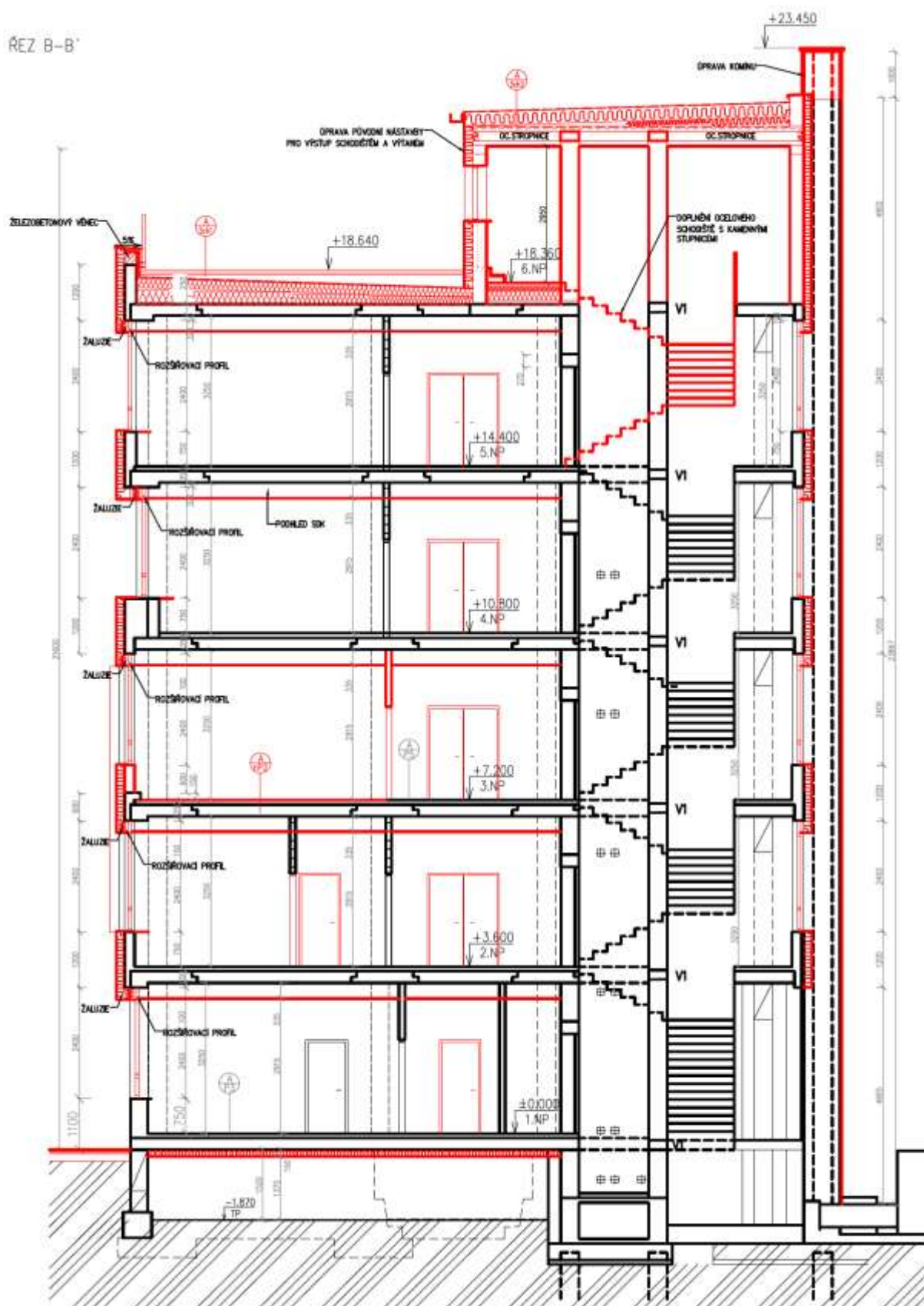


2.2.6. Půdorys 4.NP budovy A

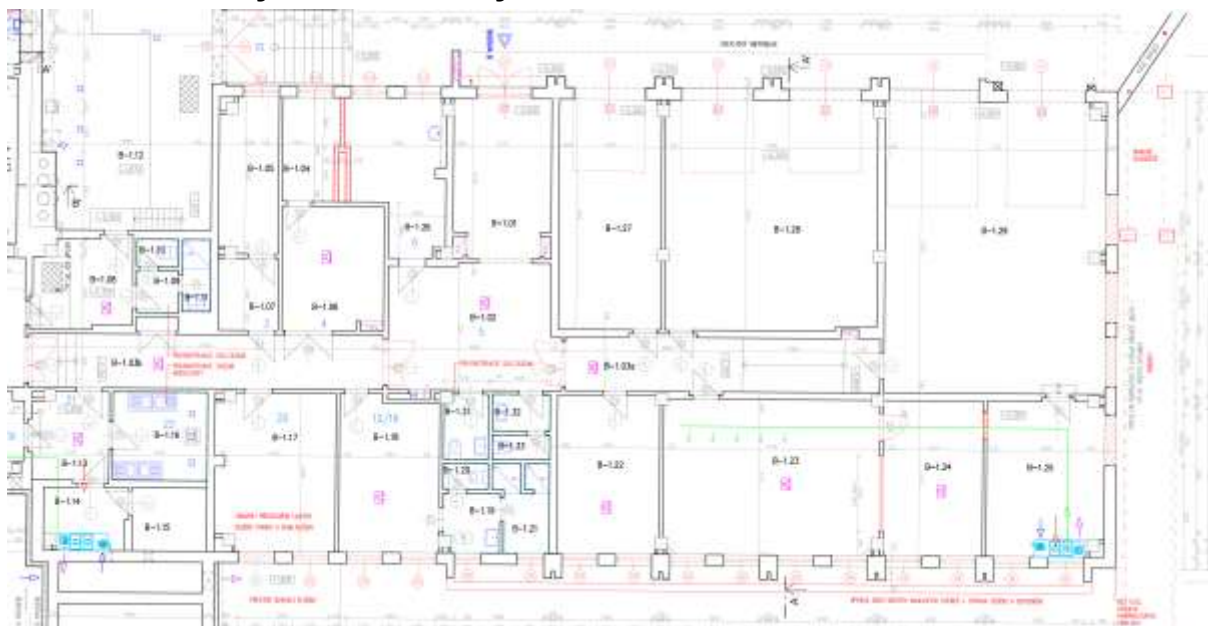


The image is a detailed architectural floor plan of the 5th floor. It features a central corridor system with green arrows indicating circulation. Various rooms are labeled with numbers, including 5.01, 5.02, 5.03, 5.04, 5.05, 5.06, 5.07, 5.08, 5.09, 5.10, 5.11, 5.12, 5.13, 5.14, 5.15, 5.16, 5.17, 5.18, 5.19, and 5.20. There are also service areas, restrooms, and a central staircase. The plan is color-coded with green for circulation, blue for service areas, and red for specific rooms. The plan also shows a central staircase and a large open area on the right side.

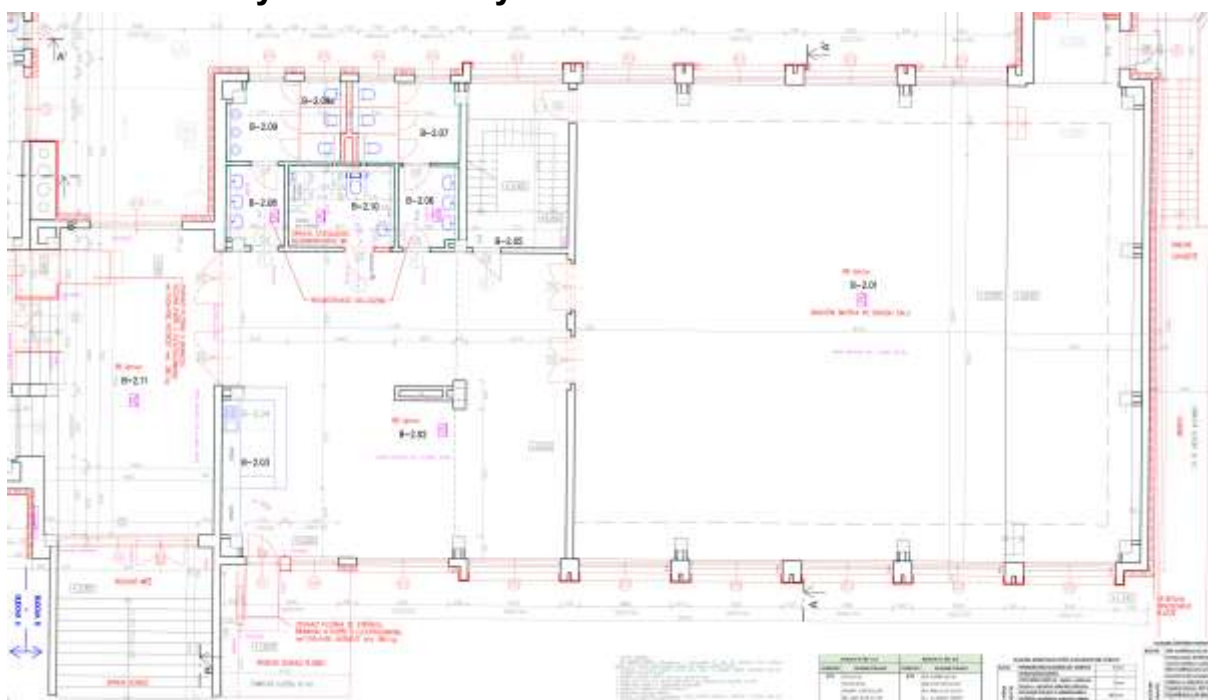
2.2.9. Příčný řez budovy A



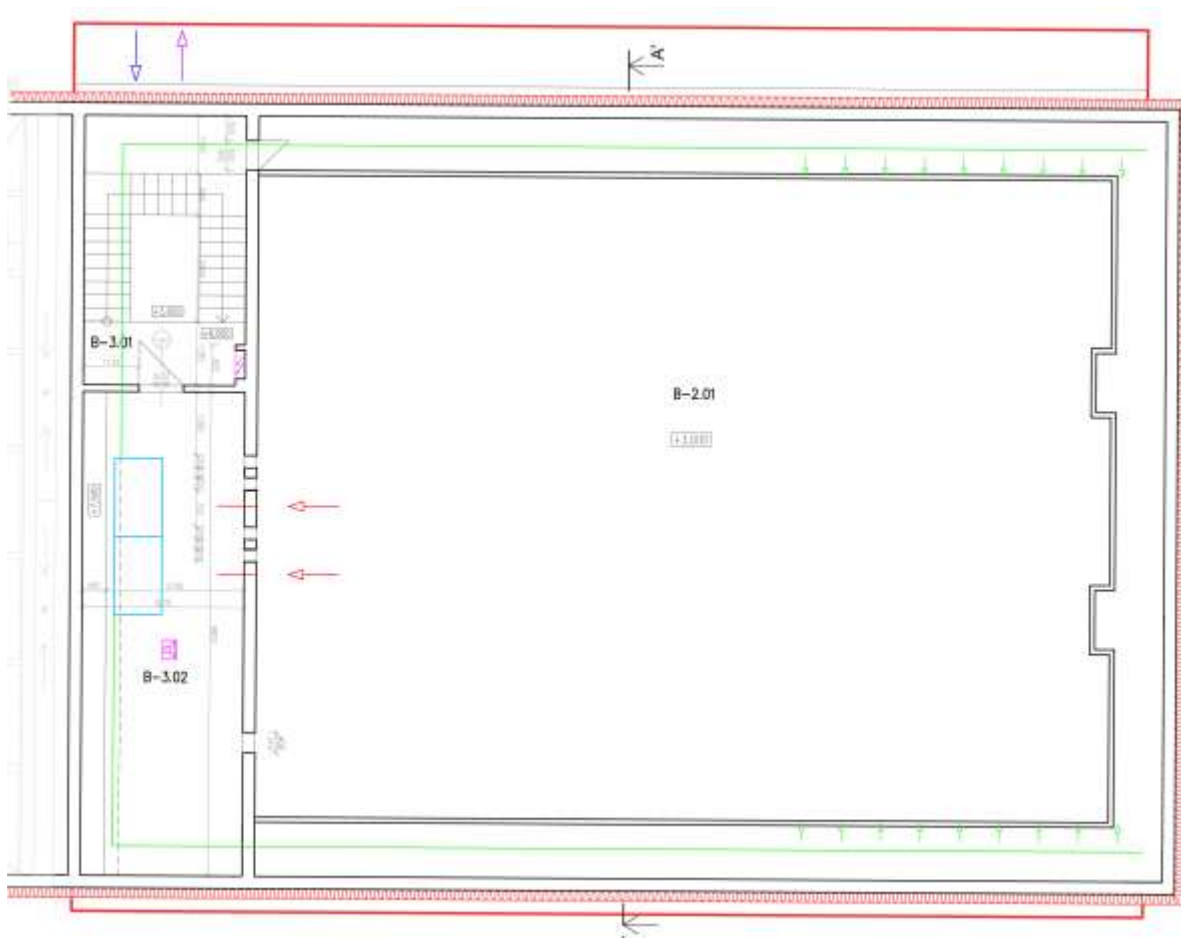
2.2.10. Půdorys 1.NP budovy B



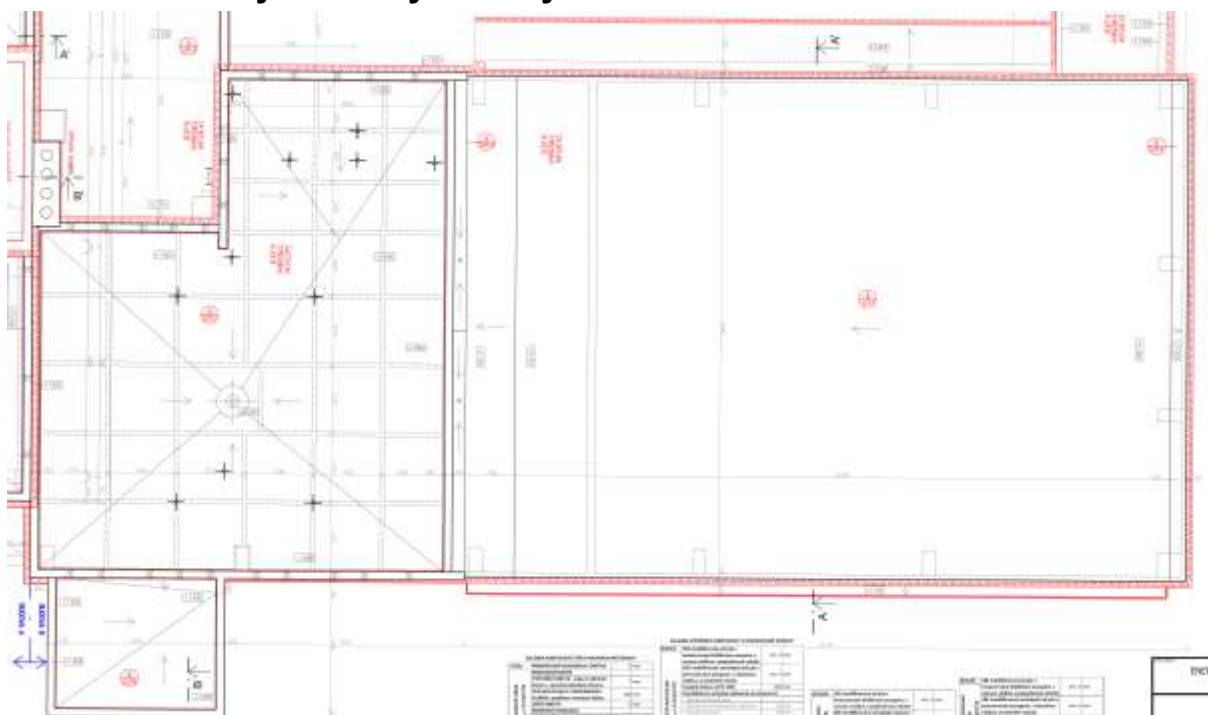
2.2.11. Půdorys 2.NP budovy B



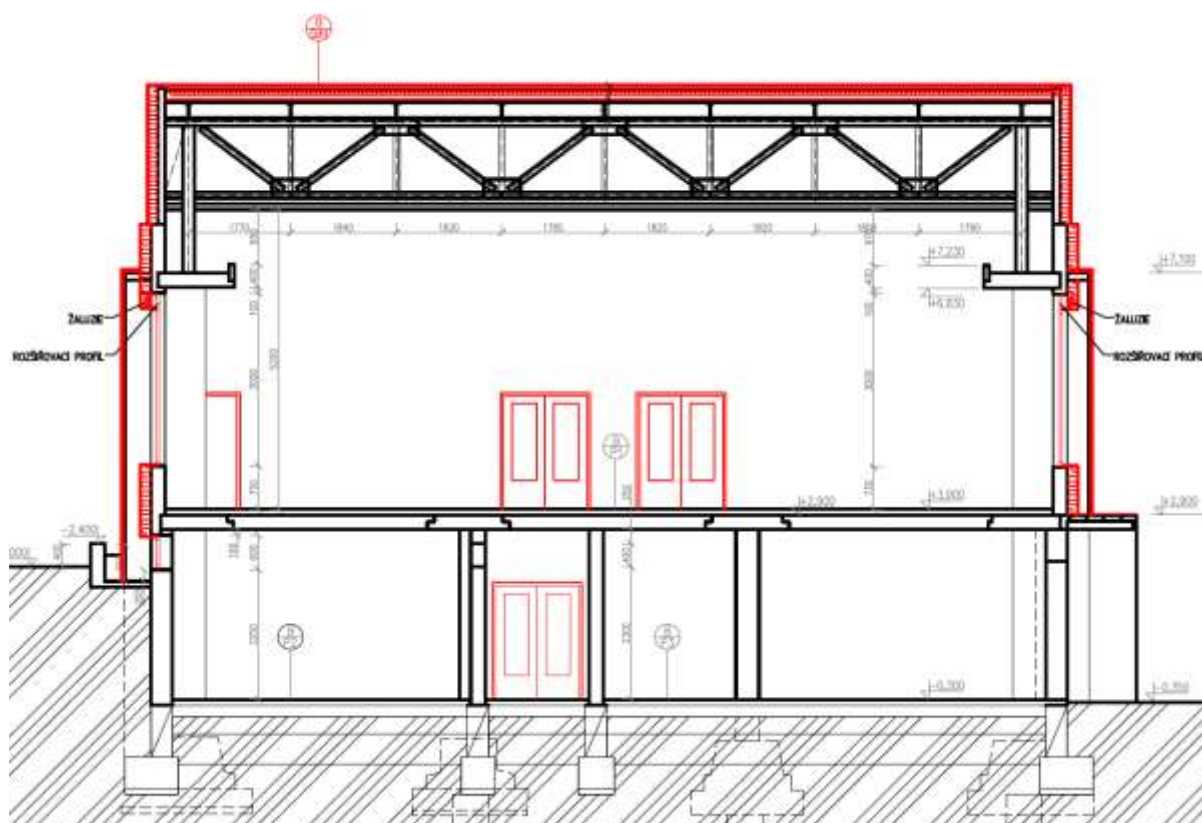
2.2.12. Půdorys 3.NP budovy B



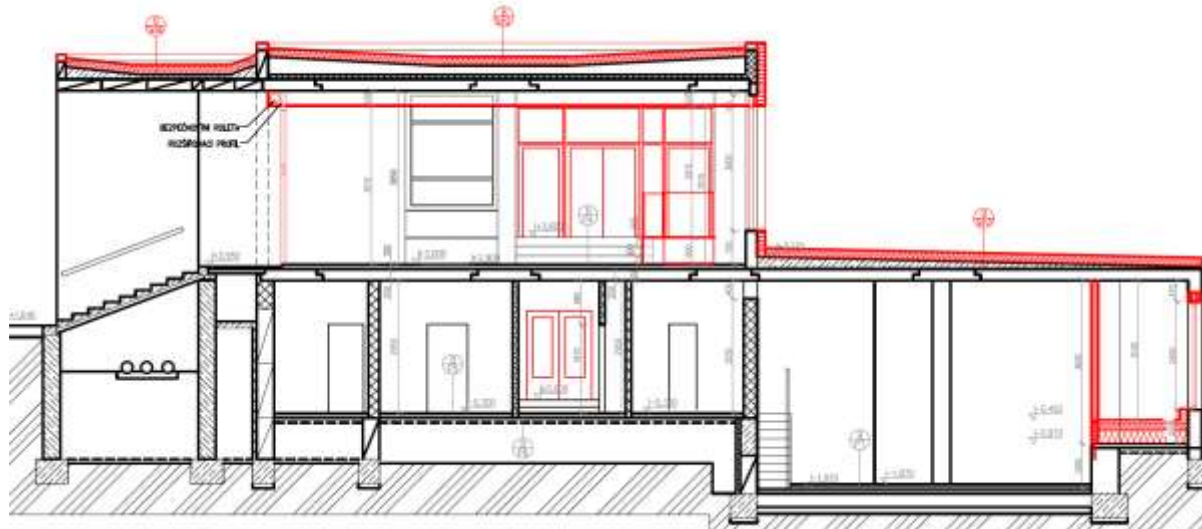
2.2.13. Půdorys střechy budovy B



2.2.14. Příčný řez A-A budovy B



2.2.15. Příčný řez B-B budovy B



3. Budova A

3.1. Střecha výstupní nástavby na střechu objektu A

3.1.1. Zatížení větrem – terén IV (např. obec, město, zástavba 15 m)

Maximální charakteristický tlak větru pro rychlost větru $v_{b,0} = 25$ m/s, součinitele $c_{dir} = 1,0$ a $c_{season} = 1,0$, pro výšku $z = 10$ m v rovinném terénu kategorie III je:

Dle [2] ČSN EN 1991-1-4 - Zatížení konstrukcí větrem je doporučená hodnota:

$c_{dir} = 1,0$ a $c_{season} = 1,0$

Základní rychlost větru (4.1):

$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 25 = 25$ m/s

Dle [2] ČSN EN 1991-1-4 - Zatížení konstrukcí větrem je doporučená hodnota (4.3):

$c_0 = 1,0$

Dle [2] ČSN EN 1991-1-4 - Zatížení konstrukcí větrem je dle tabulky 4.1:

Pro terén kategorie IV: $z_0 = 1,0$ m a $z_{min} = 10$ m

Součinitel terénu je (4.5):

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} = 0,234$$

Součinitel drsnosti je (4.4):

Pro výšku 10 m: $c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,234 \cdot \ln\left(\frac{10}{1}\right) = 0,539$

Pro výšku 22 m: $c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,234 \cdot \ln\left(\frac{22}{1}\right) = 0,723$

Střední rychlost větru je (4.3):

Pro výšku 10 m: $v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 0,539 \cdot 1,0 \cdot 25 = 13,47$ m/s

Pro výšku 22 m: $v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 0,723 \cdot 1,0 \cdot 25 = 18,0$ m/s

Dle [2] ČSN EN 1991-1-4 - Zatížení konstrukcí větrem je doporučená hodnota NA.2.16:

$k_i = 1$

Intenzita turbulence je (4.7):

Pro výšku 10 m: $I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_i}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln\left(\frac{10}{1,0}\right)} = 0,434$

Pro výšku 22 m: $I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_i}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln\left(\frac{22}{1,0}\right)} = 0,323$

Maximální dynamický tlak větru ve výši 10 m:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b = [1 + 7 \cdot 0,434] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 13,47^2 = 458 \text{ N/m}^2$$

Maximální dynamický tlak větru ve výši 22 m:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b = [1 + 7 \cdot 0,323] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 18^2 = 660 \text{ N/m}^2$$

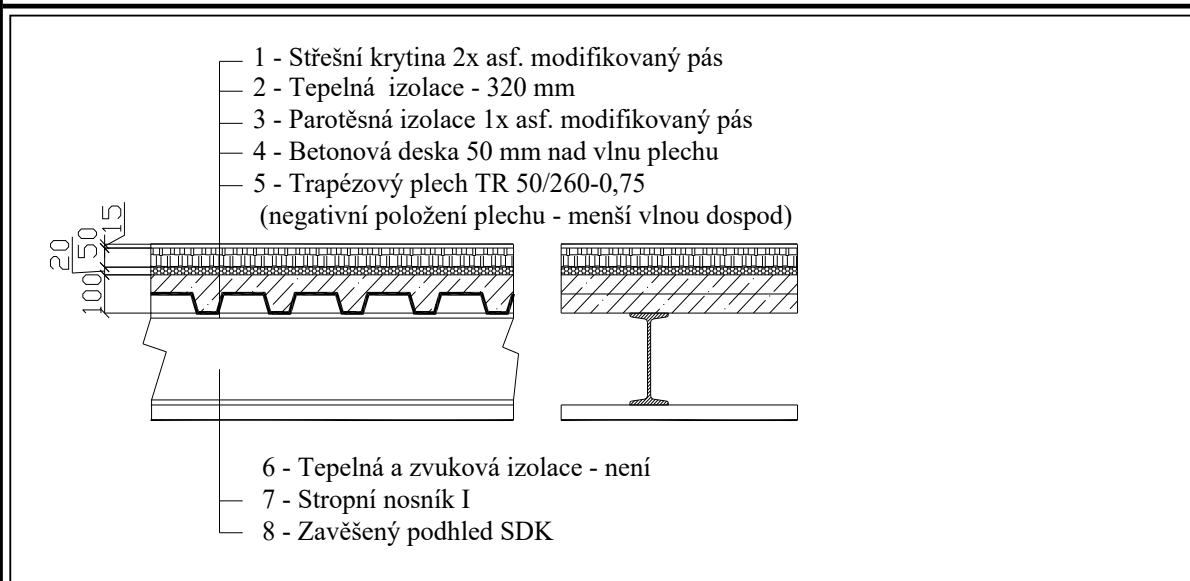
3.1.2. Zatížení sněhem

Dle <https://clima-maps.info/snehovamapa/> je zatížení sněhem na uvedené adrese

$s_k = 0,59$ kN/m²

3.1.3. Zatížení na stropní konstrukci vstupní nástavby budovy A

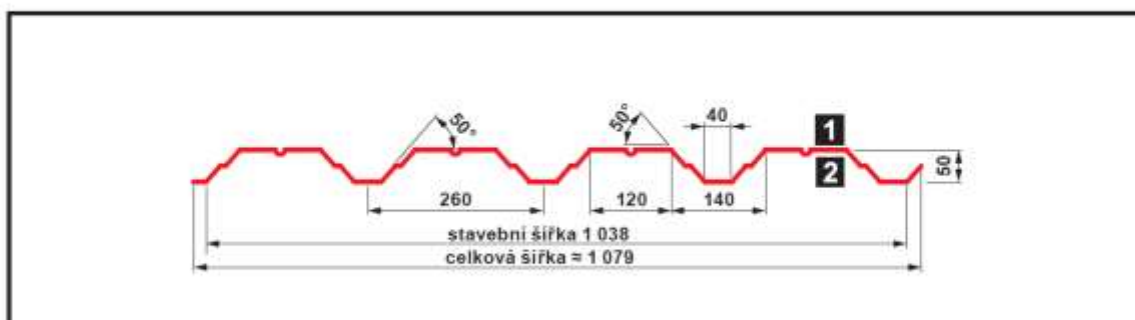
Zatížení stropní konstrukce [kN/m^2]



	Stálé zatížení:	E_k	γ	E_d
1	Vl. hmotnost stěšní krytiny	0,15	1,35	0,20
2	Vl. hmotnost tepelné izolace 320 mm	0,112	1,35	0,15
3	Vl. hmotnost parotěsné izolace	0,07	1,35	0,09
4	Vl. hmotnost bet. desky 50 mm srovnávací tl. 67 mm	1,61	1,35	2,17
5	Vl. hmotnost trapézového plechu TR 50/260-0,75	0,15	1,35	0,20
6	Vl. hmotnost stropního nosníku IPE a 1,2 m	0,361	1,35	0,49
7	Vl. hmotnost tepelné a zvuk. izolace - není	0	1,35	0,00
8	Vl. hmotnost podhledu ze sádkartonu	0,25	1,35	0,34
	Stálé zatížení celkem [kN/m^2]	2,703		3,65
	Převod zatížení na vzdálenost nosníků $b =$	1,2		1,2
	Stálé zatížení celkové na jeden stropní nosník [kN/m]	3,244		4,379
7	Nahodilé zatížení - sníh nebo kat. H	0,75	1,5	1,125
	Převod zatížení na vzdálenost nosníků $b =$	1,2		1,2
	Nahodilé zatížení celkové na jeden stropní nosník [kN/m]	0,900		1,350

3.1.4. Posouzení trapézových plechů nástavby budovy A

SAT50/260



Technická data

Výška profilu	50 mm
Šířka vstupu	1 250 mm
Celková šířka	1 079 mm
Stavební šířka	1 038 mm
Min./max. délka	0,5 bm/10 bm při tl. 0,50-0,63 mm 0,5 bm/12 bm od tl. 0,70 mm
Doplňky, pomůcky	šrouby, těsnící pásy, profilovaná těsnění, antikondenzační úprava, prosvětlovací profily
Materiál	S 250 GD + Z275 S 250 GD + AZ150 nebo AZ185 Dle ČSN EN 10169 + A1 Dle ČSN EN 10346
Norma	ČSN EN 1993-1-1, ČSN EN 1993-1-3
Barevnost	vzorník barev výrobce

SAT50/260

Spojité nosník o dvou polích

P POZITIV



Tloušťka mm	Vlastní tíha kN/m²	I _y [cm ⁴] (mm ⁴ /mm ²)		Přípustné rovnoměrné zatížení v kN/m² při vzdálenosti podpor L																					
				1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,25	5,50	5,75	6,00	
0,75	0,072	19,8036 19,8036	1	q _d	12,66	8,66	6,31	4,80	3,78	3,05	2,51	2,11	1,79	1,54	1,34	1,18	1,04	0,93	0,84	0,75	0,68	0,62	0,57	0,52	0,48
			2	l/150	12,66	8,66	6,31	4,80	3,78	3,05	2,51	2,11	1,79	1,54	1,34	1,10	0,90	0,75	0,63	0,54	0,46	0,40	0,34	0,30	0,28
			3	l/200	12,66	8,66	6,31	4,80	3,78	3,05	2,51	2,11	1,63	1,28	1,02	0,82	0,68	0,56	0,47	0,40	0,34	0,30	0,26	0,22	0,20
			4	l/300	12,66	8,66	6,31	4,80	3,78	2,63	1,90	1,42	1,09	0,85	0,68	0,55	0,45	0,38	0,32	0,27	0,23	0,20	0,17	0,15	0,13

Pro osovou vzdálenost stropních nosníků $B = 1,2$ m postačí trapézový plech o výšce vlny 50 mm např. TR 50/260 s tloušťkou plechu 0,75 mm. Do každé vlny plechu bude vložen jeden prut betonářské výztuže R10 ocel 10505.

Pro spoje plechů s nosníky jsou použity pozinkované/nerezové šrouby 4,8, 5,5 a 6,3 mm - přesné (pevnosti dle dodavatele spojovacího materiálu).

3.1.5. Posouzení stropních nosníků nástavby budovy A

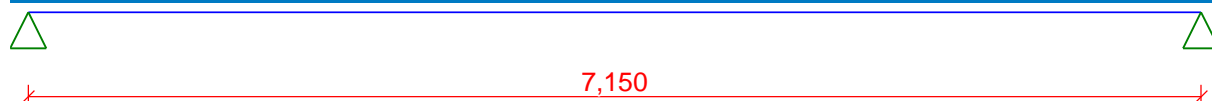
Norma EN 1993-1-1, EN 1993-1-4/Česko.

1.1 Vstupní data

Délka dílce: 7,150 m

1.1.1 Geometrie

x [m]	Typ uzlu	A/L [m]	I/L [m ³]
0,000	kloub	-	-
7,150	kloub	-	-

**Průřez**

Úsek č.	Počátek [m]	Konec [m]	Průřez	Natočení [°]
1	0,000	7,150	IPE 220	0,0

Materiál

Název: EN 10025 : Fe 360

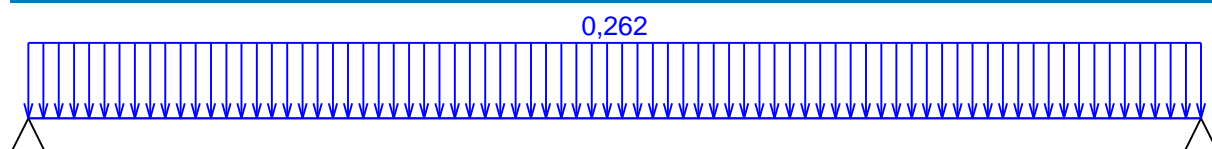
1.1.2 Zatížení**Zatěžovací stavy**

č.	Název	Kód	Typ	γ_f ($\gamma_{f,inf}$)*	Součinitele pro kombinace				
					ξ	Kateg.**	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
1	G1 vlastní tíha-stálé	Vlastní tíha	Stálé	1,35(0,90)	0,85	-	-	-	-
2	G2 silové-stálé	Silové	Stálé	1,35(0,90)	0,85	-	-	-	-
3	Q3 silové-proměnné	Silové	Proměnné	1,50	-	H	0,70	0,20	0,00

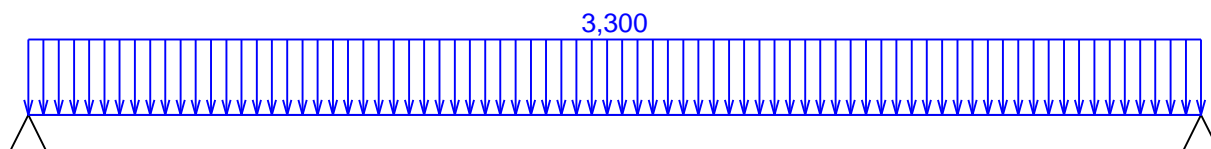
* $\gamma_{f,inf}$ pro příznivě působící stálá zatížení

** Kategorie proměnných zatížení podle tabulky A1.1 v EN 1990

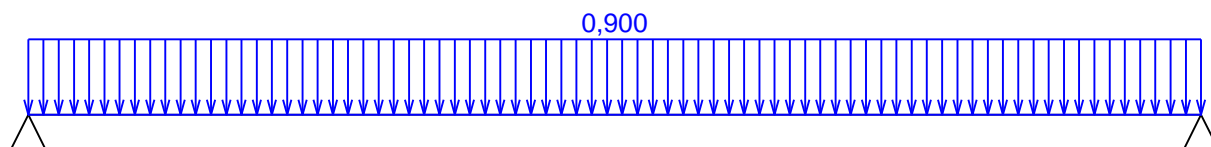
G1 vlastní tíha-stálé - zatížení				
Typ	Souř.x [m]	Délka [m]	Vel.1	Vel.2
pásové	0,000	7,150	0,262kN/m	-



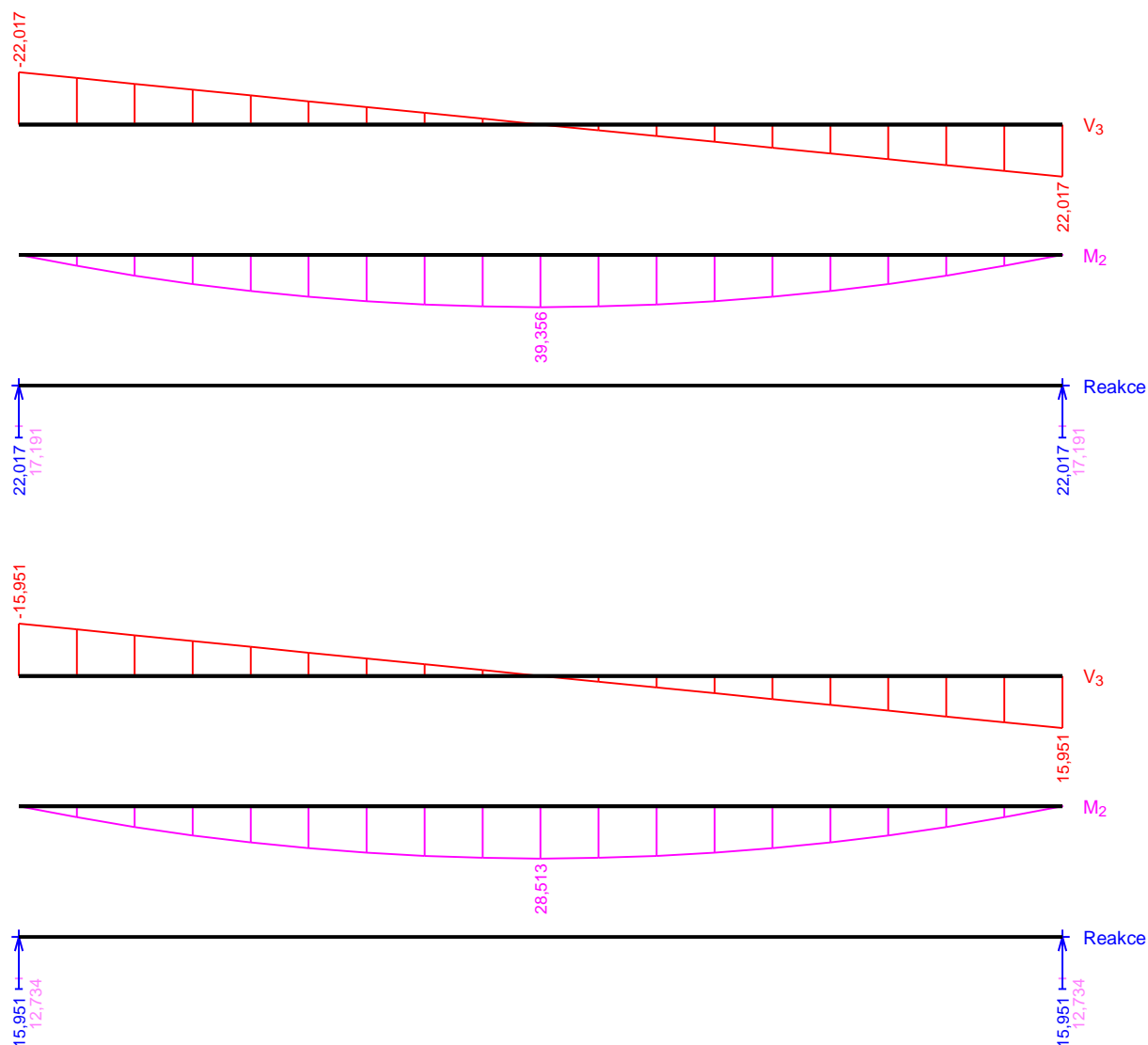
G2 silové-stálé - zatížení				
Typ	Souř.x [m]	Délka [m]	Vel.1	Vel.2
pásové	0,000	7,150	3,300kN/m	-



Q3 silové-proměnné - zatížení				
Typ	Souř.x [m]	Délka [m]	Vel.1	Vel.2
pásové	0,000	7,150	0,900kN/m	-



Obálky



Extrémy reakcí

Extrémy reakcí základní návrhová (MSÚ)	
x [m]	Reakce
0,000	Max $R_z = 22,017\text{kN}$ - Q3:G1+G2
0,000	Min $R_z = 17,191\text{kN}$ - G1+G2
7,150	Max $R_z = 22,017\text{kN}$ - Q3:G1+G2
7,150	Min $R_z = 17,191\text{kN}$ - G1+G2

Extrémy reakcí charakteristická (MSP)	
x [m]	Reakce
0,000	Max $R_z = 15,951\text{kN}$ - Q3:G1+G2
0,000	Min $R_z = 12,734\text{kN}$ - G1+G2
7,150	Max $R_z = 15,951\text{kN}$ - Q3:G1+G2
7,150	Min $R_z = 12,734\text{kN}$ - G1+G2

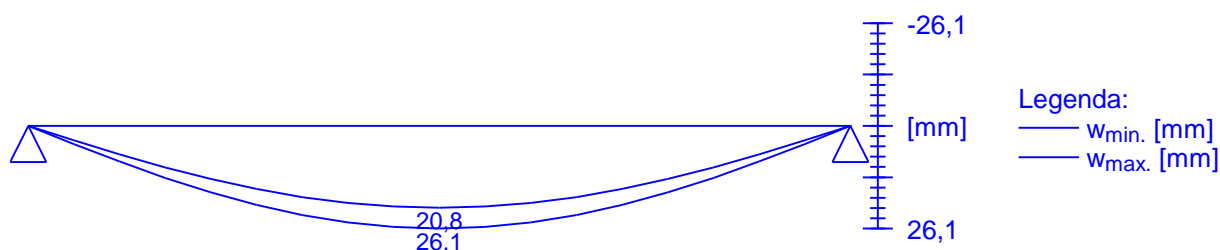
KlopeníKlopení od momentu M_y :

Úsek č.	Počátek [m]	Konec [m]	l_{z1} [m]	Tvar momentové plochy	Poloha zatížení
1	0,000	7,150	2,000	Prostý nosník, spojitě zatížení	1,000

Klopení od momentu M_z :

Úsek č.	Počátek [m]	Konec [m]	l_{y1} [m]	Tvar momentové plochy	Poloha zatížení
1	0,000	7,150	Nezadáno	Nezadáno	-

1.2 Výsledky**Celkové posouzení****Rozhodující zatěžovací případ:** Q3:G1+G2; **Třída průřezu:** 1Ohybový moment: $M_y = 39,356\text{ kNm}$ **Posudek ohybu:**Únosnost: $M_{y,R} = 54,251\text{ kNm}$ $|0,725| < 1$ **Vyhovuje****Průřez vyhovuje****Využití****Využití průřezu:** 72,5 %**Průhyb****Charakteristické zatěžovací případy**Maximální deformace dílce je 26,1mm v bodě $x = 3,575\text{m}$ Maximální povolená deformace dílce je $7,150\text{m} / 250,0 = 28,6\text{mm}$ $26,1\text{mm} < 28,6\text{mm} \Rightarrow$ **Vyhovuje****Průhyb dílce VYHOVUJE**



Stropní nosník nástavby budovy A vyhoví z ocelového válcovaného nosníku příčného průřezu IPE 220 mm s osovou vzdáleností $B = 1,2$ za předpokladu, že bude bráněno klopení nosníku ve vzdálenostech max 2,0 m (ve čtvrtinách rozpětí). Klopení nosníků bude bráněno pomocí spoje plechů s nosníky IPE v každé vlně pozinkovanými/nerezovými šrouby 4,8, 5,5 a 6,3 mm - přesné (pevnosti dle dodavatele spojovacího materiálu). Do každé vlny plechu bude vložen jeden betonářský prut R10 před zabetonováním.

3.2. Střešní plášť objektu A

3.2.1. Původní skladba střešního pláště

Zatížení rovné střechy [kN/m^2] - původní skladba				
	Stálé zatížení:	E_k	γ	E_d
1	Vl. hmotnost fotovoltaických článků není	0	1,35	0
2	Vl. hmotnost asfaltového nátěru RUBOL	0,03	1,35	0,0405
3	Vl. hmotnost asfaltové střešní krytiny Sklobit + ARALEBIT	0,25	1,35	0,3375
4	Vl. hmotnost cementového potěru 30 mm	0,75	1,35	1,0125
5	Vl. hmotnost lepenky A400H	0,02	1,35	0,027
6	Vl. hmotnost spádového keramzitu prům. 250 mm	2,25	1,35	3,0375
7	Vl. hmotnost lepenky A400H	0,02	1,35	0,027
8	Vl. hmotnost plstěné lepenky 60 mm	0,02	1,35	0,027
	Celková hmotnost střešního pláště	3,340		4,509

3.2.2. Nová skladba střešního pláště

Zatížení rovné střechy [kN/m^2] - nová skladba				
	Stálé zatížení:	E_k	γ	E_d
1	Vl. hmotnost fotovoltaických panelů nebo bet. dlažby na terčích	1,02	1,35	1,377
2	Vl. hmotnost asfaltového pásu	0,06	1,35	0,081
3	Vl. hmotnost asfaltového pásu	0,06	1,35	0,081
4	Vl. hmotnost tepelné izolace EPS 200S 400 mm	0,14	1,35	0,189
5	Vl. hmotnost nátěru	0,02	1,35	0,027
	Celková hmotnost střešního pláště	1,300		1,755

Nově provedené souvrství střechy budovy A včetně hmotnosti od betonové dlažby tl. 40 mm na rektifikačních terčích je lehčí než původní skladba střešního pláště. Lze tedy konstatovat, že stropní konstrukce na novou skladbu + FVE nebo betonovou dlažbu vyhoví.

3.3. Vnitřní ocelové schodiště z 5.NP na střechu budovy A

Nově budované schodiště bude ocelové provedené stejně (shodné materiály, shodné profily a spoje) jako ve spodních patrech objektu.

3.4. Úprava výtahové šachty v části nástavby

Výtahová šachta v místě nástavby bude vyzděná na zhlaví stěn výtahové šachty stávající v 5.NP. Na očištěné zhlaví stěn výtahové šachty v 5. NP bude nejdříve pořízený železobetonový věnec o výšce 250 mm z betonu C25/30 XC1 vyztužený 4øR12 v rozích věnce s krytím výztuže K = 25 mm a třmínky øR6 a 150 mm. Na věnec budou vyzděné stěny výtahové šachty nástavby z cihel/tvárnice vápenopískových tl. 400 mm. Budou použity tvárnice tl. 300 mm, výšky 199 mm a v kombinaci s tl. 100 mm, výšky 199 mm, které budou společně zavázané ve zdivu na běhounovou vazbu. Důvodem použití vápenopískových cihel/tvárnice je možné kotvení technologie výtahu. Alternativně lze použít pálené voštinové cihly pro tloušťku stěny 380 mm. Ve zhlaví stěn bude ukončující věnec stejných rozměrů, betonu i výztuže jako v patě nových stěn.

3.5. Vybourání zavětrovací stěny mezi místnostmi 5.05 a 5.06 v 5.NP


Stabilita objektu budovy A je v příčném směru zajištěna pomoví 3 příčných a 2 schodišťových stěn. Pro stabilitu objektu nejsou potřeba v 5.NP všechny tyto stěny a tak je možné jednu z nich odstranit. Bude odstraněna příčná zavětrovací stěna v 5.NP mezi místnostmi 5.05 a 5.06. Stěna tl. 250 mm je vyblokována pravděpodobně z prefabrikovaných dílců betonových nebo keramzitbetonových. Může být ale i dozděná z pálených plných cihel. V případě betonových stěn bude pro bourání použito řezání betonových konstrukcí, nikoli použití pneumatických sbíjecích kladiv. Stěna bude bourána po dílech s hmotností max 80 kg. Musí být zabráněno padání takto těžkých dílů na podlahu místnosti. Jednotlivé bourané díly budou okamžitě transportovány mimo objekt. Nesmí být navrženy na stropní konstrukci v jednom místě.

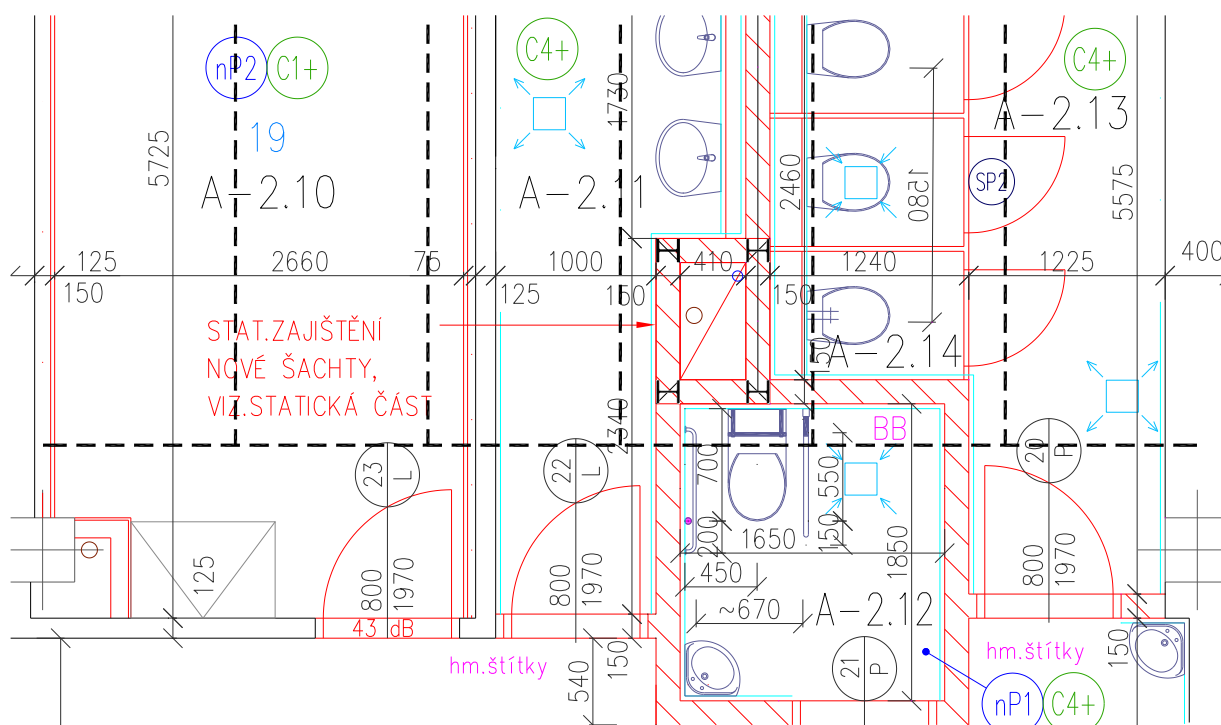
3.6. Nové příčky v přízemí budovy A v 1.NP

V 1.NP bude upravena dispozice jednotlivých místností. Nové příčky budou vyzděné z pórobetonových tvárnice tl. 150 mm na systémové lepidlo a budou založeny na hrubé stropní konstrukci skeletu MS 71. Nosná konstrukce skeletu je pro toto zatížení navržena a bezpečně vyhoví.

3.7. Prostupy pro instalační šachtu v soc. zařízení

Nově budovaný prostup ve stropním panelu bude zabezpečen pomocí ocelových sloupků, prahů a příčlů, umístěných okolo prostupu v každém patře objektu a to i v technickém podlaží. Sloupky budou založené na samostatném základu – patce z prostého betonu.

Sloupky spolu s prahem a příčlů budou tvořit ocelový rám, který bude vložen v krátkých stěnách instalační šachty. Tento rám bude přenášet svislé zatížení z přerušovaných stropních panelů a to až do samostatného nově vybudovaného základu. Původní otvor pro instalační šachtu se zabetonuje betonem C20/25 XC1 a bude vyztužen øR10 a 150 mm ve tvaru  v obou směrech. Vodorovná část profilu bude uložena na horní líc hrubé stropní konstrukce. Rozměry prutů budou navrženy na základě zaměření otvorů ve stropní konstrukci.



3.7.1. Zatížení na dvojici sloupků

Stropní konstrukcí:

Podlahou	2,0 kN/m ²	*1,35	2,7 kN/m ²
Vl. hmotnost dobetonávky	6,25 kN/m ²	*1,35	8,43 kN/m ²
Omítkou/podhledem	0,3 kN/m ²	*1,35	0,4 kN/m ²
Zatížení stropní konstrukcí	8,55 kN/m ²		11,54 kN/m ²

Plocha přenášená sloupky je 1,2 m x 1,6 m = 2,0 m²

Zatížení stropní konstrukcí je 2*8,55 = 17,1 kN resp. 2*11,54 = 23 kN

Zatížení užitným zatížením je 2*3 = 6 kN resp. 6*1,5 = 9 kN

Zatížení příčkou tl. 150 mm na výšku 3,35 m je 8,34 kN/mb.

Délka příček je L = 1,6+0,7+0,5+0,5 = 3,3 m

Zatížení příčkami z jednoho patra je 3,3*8,34 = 27,5 kN

Celkové zatížení stálé na jeden strop je 17,1+27,5 = 44,6 kN resp. 60,2 kN

Celkové zatížení užitné na jeden strop je 6 kN resp. 9 kN

Na 6 stropních konstrukcích je zatížení na dvojici sloupků:

Celkové zatížení stálé je $Q_k = 6*44,6 = 267,6$ kN resp. $Q_d = 361$ kN

Celkové zatížení užitné je $P_k = 6*6 = 36$ kN resp. $P_d = 54$ kN

Celkové zatížení 304 kN 415 kN

3.7.2. Návrh a posouzení sloupků

Norma EN 1993-1-1, EN 1993-1-4/Česko.

1.1 Vstupní data

Délka dílce: 3,430 m

Ing. Vladimír Honzík, Malinová 5, 312 00 Plzeň, tel.: 602 448 443,

e-mail: vehave@centrum.cz

Průřez

Úsek č.	Počátek [m]	Konec [m]	Průřez	Natočení [°]
1	0,000	3,430	HE 140 B	0,0

Materiál

Název: EN 10025 : Fe 360

Vnitřní síly

Celkový počet zatěžovacích případů: 1

Zat. případ 1:

	N[kN]	V ₃ [kN]	M ₂ [kNm]	V ₂ [kN]	M ₃ [kNm]	T _t [kNm]	T _ω [kNm]	B[kNm ²]
Max. hodnota	-230,000	0,000	20,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Min. hodnota	-230,000	0,000	20,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Vzpěr

Vzpěr při vybočení kolmo k ose z:

Úsek č.	Počátek [m]	Konec [m]	Délka pro vzpěr [m]	Souč. vzp. délky k _z	Vzpěrná délka L _{cr,z} [m]	Zadaná vzpěrná křivka
1	0,000	3,430	3,430	1,000	3,430	-

Vzpěr při vybočení kolmo k ose y:

Úsek č.	Počátek [m]	Konec [m]	Délka pro vzpěr [m]	Souč. vzp. délky k _y	Vzpěrná délka L _{cr,y} [m]	Zadaná vzpěrná křivka
1	0,000	3,430	3,430	1,000	3,430	-

Klopení

Klopení od momentu M_y:

Úsek č.	Počátek [m]	Konec [m]	I _{z1} [m]	Tvar momentové plochy	Poloha zatížení
1	0,000	3,430	3,430	Symetrický lineární průběh momentu	-

Klopení od momentu M_z:

Úsek č.	Počátek [m]	Konec [m]	I _{y1} [m]	Tvar momentové plochy	Poloha zatížení
1	0,000	3,430	3,430	Symetrický lineární průběh momentu	-

1.2 Výsledky

Celkové posouzení

Rozhodující zatěžovací případ: Zat. případ 1; Třída průřezu: 1

Vnitřní síly: N = -230,000 kN; M_y = 20,000 kNm; M_z = 0,000 kNm

Posudek nejnepriznivější kombinace vzpěrného tlaku a ohybu:

Vzpěr Y: Únosnosti: N_R = -836,746 kN; M_{y,R} = 57,669 kNm

| 0,275 + 0,347 + 0,000 | = | 0,622 | < 1 **Vyhovuje**

Vzpěr Z: Únosnosti: N_R = -532,880 kN; M_{y,R} = 57,669 kNm

| 0,432 + 0,347 + 0,000 | = | 0,778 | < 1 **Vyhovuje**

Posouzení štíhlosti dílce: štíhlost dílce: 95,9 mezní štíhlost: 140,0

Štíhlost dílce vyhovuje

Průřez vyhovuje

Dvojice sloupků svařená s prahem a příčlí do obdélníkového rámu a vložená v kratší stěně (příčka tl. 150 mm) instalačního jádra vyhoví z HEB 140 mm pro sloupky, práh i příčlí. Spoj sloupků, příčlí a prahů bude řešen jako rámový roh tj. vyztužený příčnými oboustrannými výztuhami z plechů tl. 10 mm. Svary budou koutové $a_w = 4$ mm. Rám bude vložený mezi spodní líc stropní konstrukce a horní líc hrubé stropní konstrukce očištěné – zbavené prachu pomocí flexibilního lepidla. Bude zajištěn pomocí chemických kotev M10 ke stropní konstrukci.

V technickém podlaží bude rám uložen na horní líc základové patky. Rámy budou opatřeny min. dvojitým základním nátěrem.

3.7.3. Základ pod sloupky

Základ pod sloupky instalačního jádra bude tvořit základová patka společná pro všechny 4 sloupky o rozměrech 1,5 x 2,0 m.

Zatížení je max $Q_d = 2 \cdot 415 + 1,5 \cdot 2,0 \cdot 1 \cdot 25 \cdot 1,35 = 930$ kN

Napětí v základové spáře $\sigma = 930/3 = 310$ kPa

Základová patka o délce $L = 2,0$ m, šířce $B = 1,5$ m a výšce $H = 1,0$ z betonu třídy C20/25 XC1 vyhoví.

4. Budova B

4.1. Střešní plášť nad sálem budovy B

4.1.1. Původní skladba střešního pláště

Zatížení rovné střechy [kN/m^2] - původní skladba				
	Stálé zatížení:	E_k	γ	E_d
1	Vl. hmotnost fotovoltaických článků není	0	1,35	0
2	Vl. hmotnost asfaltového nátěru RUBOL	0,03	1,35	0,0405
3	Vl. hmotnost asfaltové střešní krytiny Sklobit + IPA + ARALE	0,25	1,35	0,3375
4	Vl. hmotnost cementového potěru 30 mm	0,75	1,35	1,0125
5	Vl. hmotnost lepenky A400H	0,02	1,35	0,027
6	Vl. hmotnost spádového keramzitu prům. 50 mm	0,45	1,35	0,6075
7	Vl. hmotnost lepenky A400H	0,02	1,35	0,027
8	Vl. hmotnost plstěné rohože 60 mm	0,02	1,35	0,027
	Celková hmotnost střešního pláště	1,540		2,079

4.1.2. Nová skladba střešního pláště

Zatížení rovné střechy [kN/m^2] - původní skladba				
	Stálé zatížení:	E_k	γ	E_d
1	Vl. hmotnost fotovoltaických panelů - není	0	1,35	0
2	Vl. hmotnost asfaltového pásu	0,06	1,35	0,081
3	Vl. hmotnost asfaltového pásu	0,06	1,35	0,081
4	Vl. hmotnost tepelné izolace EPS 200S 240 mm	0,084	1,35	0,1134
5	Vl. hmotnost parozábrany z asfaltového pásu	0,06	1,35	0,081
	Celková hmotnost střešní roviny	0,264		0,356

Nově provedené souvrství střechy budovy B je lehčí než původní skladba střešního pláště. Lze tedy konstatovat, že stropní konstrukce na novou skladbu vyhoví.

4.2. Střešní plášť nad vstupem do budovy B

4.2.1. Původní skladba střešního pláště

Zatížení rovné střechy [kN/m^2] - původní skladba				
	Stálé zatížení:	E_k	γ	E_d
1	Vl. hmotnost fotovoltaických článků není	0	1,35	0
2	Vl. hmotnost asfaltového nátěru RUBOL	0,03	1,35	0,0405
3	Vl. hmotnost asfaltové střešní krytiny Sklobit + IPA + ARALE	0,25	1,35	0,3375
4	Vl. hmotnost cementového potěru 30 mm	0,75	1,35	1,0125
5	Vl. hmotnost lepenky A400H	0,02	1,35	0,027
6	Vl. hmotnost spádového keramzitu prům. 210 mm	1,89	1,35	2,5515
7	Vl. hmotnost lepenky A400H	0,02	1,35	0,027
8	Vl. hmotnost plstěné rohože 60 mm	0,02	1,35	0,027
9	Vl. hmotnost omítky stropní konstrukce	0,3	1,35	0,405
	Celková hmotnost střešního pláště + omítky stropu	3,280		4,428

4.2.2. Nová skladba střešního pláště (umístěná na původním str. plášti)

Zatížení rovné střechy [kN/m^2] - nová skladba				
	Stálé zatížení:	E_k	γ	E_d
1	Vl. hmotnost fotovoltaických panelů - není	0	1,35	0
2	Vl. hmotnost asfaltového pásu	0,06	1,35	0,081
3	Vl. hmotnost asfaltového pásu	0,06	1,35	0,081
4	Vl. hmotnost tepelné izolace EPS 150S 240 mm	0,084	1,35	0,1134
5	Vl. hmotnost původního asfaltového nátěru RUBOL	0,03	1,35	0,0405
6	Vl. hmotnost původní asfaltové střešní krytiny Sklobit + IPA + ARALEBIT	0,25	1,35	0,3375
7	Vl. hmotnost původního cementového potěru 30 mm	0,75	1,35	1,0125
8	Vl. hmotnost původní lepenky A400H	0,02	1,35	0,027
9	Vl. hmotnost původního spádového keramzitu prům. 210 mm	1,89	1,35	2,5515
10	Vl. hmotnost původní lepenky A400H	0,02	1,35	0,027
11	Vl. hmotnost původní plstěné rohože 60 mm	0,02	1,35	0,027
12	Vl. hmotnost omítky stropní konstrukce	0,3	1,35	0,405
	Celková hmotnost střešního pláště + omítky stropu	3,280		4,428

Dle [13] jsou stropní panely resp. průvlaky navrženy pro zatížení ostatní stálé a nahodilé:

$$\begin{aligned}
 \text{Podlahou a omítkou} \quad q_{\text{dov, podlaha+omítka}} &= 1,6 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Nahodilým zatížením} \quad q_{\text{dov, užité}} &= \min 3,0 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Celkové možné přetížení stropních panelů} &= 4,6 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

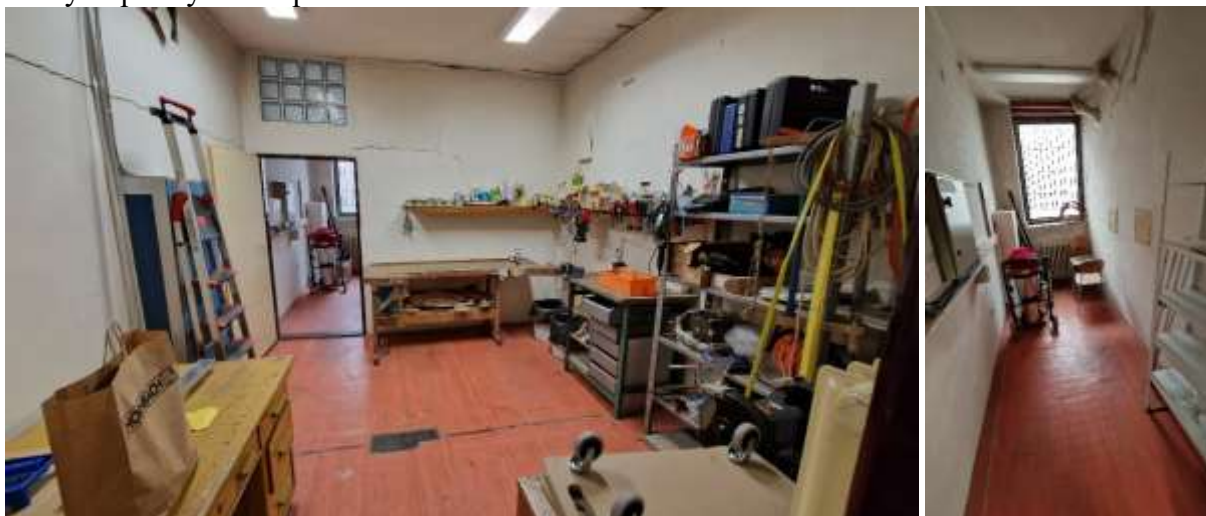
Nové stálé a nahodilé zatížení stropní konstrukce je:

$$q_{\text{podlaha+omítka}} + q_{\text{užité}} = 3,28 + 0,75 = 4,03 \text{ kN/m}^2 \quad \text{je menší než únosnost } 4,6 \text{ kN/m}^2$$

Stropní panely MS 71 resp. průvlaky a sloupy vyhoví na přetížení novým střešním souvrstvím budovy B.

4.3. Statické zajištění poruch příček mezi B1.05 až B1.07

V dělicích tl. 125 mm mezi místnostmi B1.05 až B1.07 se nacházejí trhliny převážně ve vodorovném směru. Trhliny jsou zjištěny jak cca ve výšce nadeverních otvorů místnosti, tak i ve styku příčky se stropní konstrukcí.



Důvodem vzniku trhlin jsou pravděpodobně nedokonalé ztuhluté podkladní vrstvy pod podlahou místností. V důsledku sedání podkladních vrstev v uvedeném místě došlo k poklesu hrubých podlah a tím ke vzniku uvedených trhlin.

4.3.1. Sanace – alternativa A

Pro sanaci uvedených trhlin je vhodné použít helikální výztuže (např. www.helikalni.cz). Každá trhlina bude tzv. „sešitá“ ocelovým helikálním prutem $\varnothing 6$ mm (např. Kompakt VAH 6) délky 800 mm, který bude vlepený speciální zálivkou (např. Kompakt MPC 50) do drážky ve zdivu o rozměrech 35/10 mm. Helikální pruty budou umístěny z obou stran příčky ve vzdálenostech 500 mm a to vždy kolmo na trhlinu. U trhliny ve styku se stropní konstrukcí bude použitý stejný systém, ale s délkou prutu 500 mm a prut bude na jedné straně zakotven do otvoru ve stropní konstrukci (\varnothing vrtu 16 mm) a na druhé straně trhliny v drážce ve zdivu.

4.3.2. Sanace – alternativa B

Vzhledem k náročnosti provádění sanace dle alternativy A a finančním nárokům je vhodné uvažovat o variantě B - vybourání popraskaných příček a vyzdění příček nových z pórobetonových tvárnic na systémové lepidlo. Rozhodnutí o použití varianty A nebo B je na straně zhotovitele po zvážení jeho možností a ekonomického zhodnocení obou variant.

4.4. Venkovní ocelové únikové schodiště

Nově bude vybudované venkovní typové ocelové únikové schodiště podél jihovýchodní štítové stěny budovy B. Schodiště bude umístěné na monolitických betonových patkách dle návrhu dodavatele a na opěrné betonové zídce.

4.5. Překlady nově budovaných vstupů do kotelny a spoj. krčku

Do kotelny a spojovacího krčku budou vybourány otvory v obvodových stěnách pro nové vstupy do objektu B. Tyto nově vybudované otvory budou opatřeny systémovými překlady např. cihelnými překlady výšky 238 mm a tl. 70 mm. Musí být použity min. 3 kusy těchto překladů na jeden otvor. Délku překladu určí dodavatel dle podkladů výrobce.

4.6. **Nová protihluková stěna mezi B 1.23 a B 1.24**

V 1.NP budovy B bude mezi místnostmi B 1.23 a B 1.24 vybudovaná nová protihluková stěna z cihel AKU na maltu tloušťky 300 mm. Do stěny bude vloženo režijní protihlukové okno a dveře. Vzhledem k hmotnosti celé stěny je potřeba posoudit únosnost betonových vrstev pod hydroizolací. V původní dostupné dokumentaci z roku 1995 je hrubá mazanina označená jako 200 mm tlustá, ale není to úplně zřejmé. Z důvodů nedostatku informací je nezbytné ověřit sondou tloušťku podkladní betonové vrstvy. Pokud tato vrstva bude tloušťky 200 mm a vyšší, může být tato akustická stěna založena na původní hydroizolaci a podkladní betonovou mazaninu tl. 200 mm. Pokud tato podkladní vrstva bude tloušťky menší než 200 mm bude akustická stěna založená na nově vybudované podlaze. V místě stěny se vybourá pruh podlahy šířky 1,0 m včetně veškerého souvrství až na hydroizolaci. Na hydroizolaci se provede nová podlaha tl. 100 mm v šířce 1,0 m z betonu C25/30 XC1 vyztužená KARI sítí 6/6-100/100 u spodního i horního povrchu podlahy s krytím K = 15 mm. Na takto vybudovanou novou podlahu bude založená akustická stěna.

4.7. **Sanace praskliny pilíře obvodové stěny**

Na jednom pilíři obvodové stěny byla shledána vodorovná trhлина pilíře.



Pilíř je pravděpodobně dodatečně přizdíván k obvodovému zdivu objektu B. Pilíř je založen na nezávislém anglickém dvorku. Důvodem vzniku trhliny je pokles anglického dvorku. Trhлина bude sanována pomocí helikální výztuže a to 6 pruty (2 ks z každé viditelné strany pilíře) vloženými do drážek ve zdivu. Pruty \varnothing 6 mm dl. 1,0 m budou vlepeny do drážek ve zdivu. Popis a provedení helikální výztuže viz oddíl 4.3.1 tohoto dokumentu.

5. Závěry ze statických výpočtů

V tomto statickém výpočtu byly navrženy a posouzeny nosné konstrukce objektu ZUŠ Rokycany, Jiráskova, 337 01 Rokycan, parc. č. 167/1 v k.ú. Rokycany [740691] při provádění stavebních úprav za účelem dosažení energetické úspory budovy.

Pro stavbu mohou být užity pouze schválené výrobky a materiály s příslušnou certifikací. Stavební práce mohou provádět pouze firmy a osoby náležitě odborně způsobilé k výkonu stavebních profesí s příslušným oprávněním ke stavební činnosti.

Při provádění železobetonových konstrukcí je třeba jako minimální technologický předpis dodržovat ČSN EN 13670 (732400) Provádění betonových konstrukcí a ČSN EN 206+A2 (732403) Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda. Všechny železobetonové vodorovné prvky, vystavené přímému působení ovzduší (tj. bez omítek) budou opatřeny ochranným protikarbonačním nátěrovým souvrstvím.

Pro provádění ocelových konstrukcí platí jako minimální technologický předpis ustanovení ČSN EN 1090-2 (732601) Provádění ocelových konstrukcí a hliníkových konstrukcí - Část 2: Technické požadavky na ocelové konstrukce. Při dodání na stavbu musí být opatřeny základním nátěrem (kromě míst pro provedení nosných svarových spojů) podle ČSN EN ISO 12944-5 (038241) Nátěrové hmoty - Protikoroze ochrana ocelových konstrukcí ochrannými nátěrovými systémy - Část 5: Ochranné nátěrové systémy, finální povrchová protipožární a protikoroze úprava se provede podle stavební projektové dokumentace. Detaily povrchových úprav jsou uvedeny ve stavební části projektu.

Při stavebních, montážních a demontážních pracích je nutné dodržet předpisy týkající se bezpečnosti práce a technických zařízení, zejména zákon č. 309/2006 Sb., o zajištění dalších podmínek bezpečnosti a ochrany zdraví při práci; zákon č. 262/2006 Sb., zákoník práce; nařízení vlády č. 591/2006 Sb., o bližších minimálních požadavcích na bezpečnost a ochranu zdraví při práci na staveništích ve znění účinném od 1. května 2016; nařízení vlády č. 362/2005 Sb., o bližších požadavcích na bezpečnost a ochranu zdraví při práci na pracovištích s nebezpečím pádu z výšky nebo do hloubky; nařízení vlády č. 101/2005 Sb., o podrobnějších požadavcích na pracoviště a pracovní prostředí; nařízení vlády č. 68/2010 Sb., kterým se stanoví podmínky ochrany zdraví při práci a dbát na ochranu zdraví osob na staveništi. Při montáži je nutné dodržet veškeré instalační a prováděcí předpisy pro montáž jednotlivých zařízení, rozvodů a materiálů.

Všichni zúčastnění pracovníci musí být s předpisy seznámeni před zahájením prací a jsou dále povinni používat při práci předepsané osobní ochranné pomůcky podle výše uvedených předpisů.

Při jakékoli změně projektu při jeho realizaci (zejména při změnách nosných částí objektu) si projektant vyhrazuje právo kontroly a konzultace, jinak nepřebírá odpovědnost za škody způsobené změnou projektu.

Tento statický výpočet obsahuje 26 číslovaných stran a stranu s obsahem.

V Plzni 24.1.2026



Ing. Vladimír Honzík

6. Obsah

1.	Literatura	2
1.1.	Normy.....	2
1.2.	Podklady výpočtů.....	2
2.	Technická zpráva.....	3
2.1.	Popis stávajícího stavu objektu	3
2.1.1.	Budova A.....	3
2.1.2.	Budova B.....	3
2.2.	Navrhované stavební úpravy	4
2.2.1.	Navrhované stavební úpravy budovy A	4
2.2.2.	Navrhované stavební úpravy budovy B	4
2.2.3.	Půdorys 1.NP budovy A.....	5
2.2.4.	Půdorys 2.NP budovy A.....	5
2.2.5.	Půdorys 3.NP budovy A.....	6
2.2.6.	Půdorys 4.NP budovy A.....	6
2.2.7.	Půdorys 5.NP budovy A.....	7
2.2.8.	Půdorys střechy budovy A	7
2.2.9.	Příčný řez budovy A.....	8
2.2.10.	Půdorys 1.NP budovy B.....	9
2.2.11.	Půdorys 2.NP budovy B.....	9
2.2.12.	Půdorys 3.NP budovy B.....	10
2.2.13.	Půdorys střechy budovy B.....	10
2.2.14.	Příčný řez A-A budovy B.....	11
2.2.15.	Příčný řez B-B budovy B	11
3.	Budova A.....	12
3.1.	Střecha výstupní nástavby na střechu objektu A.....	12
3.1.1.	Zatížení větrem – terén IV (např. obec, město, zástavba 15 m).....	12
3.1.2.	Zatížení sněhem.....	12
3.1.3.	Zatížení na stropní konstrukci vstupní nástavby budovy A	13
3.1.4.	Posouzení trapézových plechů nástavby budovy A	14
3.1.5.	Posouzení stropních nosníků nástavby budovy A.....	15
3.2.	Střešní plášť objektu A.....	18
3.2.1.	Původní skladba střešního pláště.....	18
3.2.2.	Nová skladba střešního pláště	18
3.3.	Vnitřní ocelové schodiště z 5.NP na střechu budovy A.....	19
3.4.	Úprava výtahové šachty v části nástavby.....	19
3.5.	Vybourání zavětrovací stěny mezi místnostmi 5.05 a 5.06 v 5.NP	19
3.6.	Nové příčky v přízemí budovy A v 1.NP.....	19
3.7.	Prostupy pro instalační šachtu v soc. zařízení.....	19
3.7.1.	Zatížení na dvojici sloupků	20
3.7.2.	Návrh a posouzení sloupků	20
3.7.3.	Základ pod sloupky	22
4.	Budova B.....	22
4.1.	Střešní plášť nad sálem budovy B.....	22
4.1.1.	Původní skladba střešního pláště.....	22
4.1.2.	Nová skladba střešního pláště	22
4.2.	Střešní plášť nad vstupem do budovy B.....	23
4.2.1.	Původní skladba střešního pláště.....	23

4.2.2.	Nová skladba střešního pláště (umístěná na původním stř. plášti)	23
4.3.	Statické zajištění poruch příček mezi B1.05 až B1.07	24
4.3.1.	Sanace – alternativa A	24
4.3.2.	Sanace – alternativa B	24
4.4.	Venkovní ocelové únikové schodiště	24
4.5.	Překlady nově budovaných vstupů do kotelny a spoj. krčku	24
4.6.	Nová protihluková stěna mezi B 1.23 a B 1.24.....	25
4.7.	Sanace praskliny pilíře obvodové stěny	25
5.	Závěry ze statických výpočtů	26
6.	Obsah.....	27