

DOPAC, spol. s r.o.

*projekty nosných konstrukcí
statika a dynamika staveb*

Stavba: Sportovní hala, Podkrušnohorská 2049, Litvínov

Objekt: Střešní konstrukce

STATICKÉ POSOUZENÍ

Investor: **SPORTAS, s.r.o.**
Studentská 758, 436 01 Litvínov

Zodpovědný projektant: **Ing. Pavel Dolanský**

Zakázkové číslo: 1378/13

Most, červen 2013

Číslo paré: 1

Obsah:

1	ÚVOD	3
2	POUŽITÉ PODKLADY	3
3	POPIS KONSTRUKCE	4
4	ZATÍŽENÍ.....	4
4.1	STÁLÉ	4
4.2	SNĚHEM – PŮVODNÍ	5
4.3	SNĚHEM – AKTUÁLNÍ	5
4.4	VÍTR – PŮVODNÍ	5
4.5	VÍTR – AKTUÁLNÍ.....	5
4.6	PŘITÍŽENÍ STŘECHY 12 KGM ⁻²	5
4.7	PŘITÍŽENÍ STŘECHY 50 KGM ⁻²	6
5	VÝPOČET.....	6
5.1	DŘEVĚNÉ HRANOLY 80/140	6
5.1.1	<i>Původní zatížení</i>	<i>6</i>
5.1.2	<i>Aktuální zatížení</i>	<i>6</i>
5.1.3	<i>Přítížení 12 kgm⁻²</i>	<i>6</i>
5.2	VAZNICE	7
5.2.1	<i>Původní zatížení</i>	<i>7</i>
5.2.2	<i>Aktuální zatížení</i>	<i>8</i>
5.2.3	<i>Přítížení střechy 50 kgm⁻²</i>	<i>8</i>
5.3	POSUDEK PŘÍHRADOVÉ STŘEŠNÍ KONSTRUKCE	9
5.3.1	<i>Původní zatížení</i>	<i>9</i>
5.3.2	<i>Aktuální zatížení</i>	<i>10</i>
5.3.3	<i>Aktuální zatížení se zesílením</i>	<i>10</i>
5.3.4	<i>Přítížení střechy 50 kgm⁻²</i>	<i>11</i>
5.4	PODPĚRNÉ SLOUPY	12
5.4.1	<i>Původní zatížení</i>	<i>13</i>
5.4.2	<i>Aktuální zatížení</i>	<i>14</i>
5.4.3	<i>Přítížení střechy 50 kgm⁻²</i>	<i>15</i>
5.5	ZÁKLADY.....	16
5.5.1	<i>Podélný základový pas</i>	<i>16</i>
5.5.2	<i>Příčný základový pas.....</i>	<i>17</i>
5.5.3	<i>Únosnost základové spáry.....</i>	<i>18</i>
5.6	ZTUŽUJÍCÍ STĚNA	19
5.6.1	<i>Příčný vítr – původní zatížení.....</i>	<i>20</i>
5.6.2	<i>Příčný vítr – aktuální zatížení</i>	<i>21</i>
5.6.3	<i>Podélný vítr – původní zatížení</i>	<i>22</i>
5.6.4	<i>Podélný vítr – aktuální zatížení</i>	<i>23</i>
6	ZÁVĚR.....	24
7	DOPORUČENÍ.....	25

Přílohy:

- 1) Dřevěný hranol 80/140 – původní zatížení
- 2) Dřevěný hranol 80/140 – aktuální zatížení
- 3) Dřevěný hranol 80/140 – přetížení 12 kgm^{-2}
- 4) Výpis z úlohy 1378/13_střešní konstrukce-původní (11 stran)
- 5) Výpis z úlohy 1378/13_střešní konstrukce-aktuální (12 stran)
- 6) Výpis z úlohy 1378/13_střešní konstrukce-zesílená pro 12 kgm^{-2} (24 stran)
- 7) Schéma zesílení střešní konstrukce – diagonály mezi horní a střední rovinou
- 8) Výpis z úlohy 1378/13_střešní konstrukce-zesílená pro 50 kgm^{-2} (13 stran)
- 9) Schéma zesílení střešní konstrukce pro 50 kgm^{-2} – horní rovina
- 10) Schéma zesílení střešní konstrukce pro 50 kgm^{-2} – dolní rovina
- 11) Základový pas podélný – vnitřní síly (13 stran)
- 12) Základový pas podélný - posudek
- 13) Základový pas příčný – vnitřní síly (12 stran)
- 14) Základový pas příčný - posudek
- 15) Ztužující stěna – příčný vítr
- 16) Ztužující stěna – podélný vítr

1 Úvod

Na základě požadavku investora byl proveden statický posudek stávající ocelové střešní konstrukce sportovní haly v Litvínově dle současně platných norem.

Stavba č.p. 2049 se nachází na parcele č. 2704/2 v katastrálním území Horní Litvínov (č. 686042), ve vlastnictví firmy SPORTaS, s.r.o.

Pro porovnání je proveden výpočet dle platných norem na posouzení se zatížením původním (sníh 70 kgm^{-2}) a aktuálním (sníh na zemi 150 kgm^{-2}).

Dále je proveden výpočet pro případ, kdy bude střecha dodatečně přitížena FVE. Předběžně je uvažováno svislé přetížení 50 kgm^{-2} .

2 Použité podklady

- 1) Konečné projektové řešení, Sportovní hala – Litvínov (Chemické závody n.p. 7/1969),
- 2) Výrobní dokumentace ocelové konstrukce střechy a střešního pláště – Sportovní hala v Litvínově VI (3060-300, CHEMPROJEKT, 6/1970),
- 3) Dokumentace Sportovní hala v Litvínově, základové konstrukce (51316c-3, červen 1970),
- 4) ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí,
- 5) ČSN EN 1991-1-1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb,
- 6) ČSN EN 1991-1-3: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem,
- 7) ČSN EN 1993-1-1: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby,
- 8) ČSN ISO 13822: Zásady navrhování konstrukcí - Hodnocení existujících konstrukcí,
- 9) ČSN 73 0035 Zatížení stavebních konstrukcí,
- 10) ČSN 73 1401 Navrhování ocelových konstrukcí.

3 Popis konstrukce

Jedná se o střechu sportovní haly v Litvínově. Půdorysné rozměry střechy jsou 45,8 x 64,8 m. Celková výška budovy je přibližně 14,2 m. Výška příhradové střešní konstrukce je 3,394 m.

Střecha je plochá se sklonem 1,5%.

Konstrukce střechy je tvořena ocelovou prostorovou příhradovou trubkovou konstrukcí. Prostorovou příhradovou konstrukci tvoří tři vodorovné vrstvy s diagonálami. Délka všech prutů je 2,4 m. Konstrukce je svařena na stavbě z prímých prutů a styčníků, tvořených dutou koulí průměru 205 nebo 120 mm. Při montáži bylo provedeno nadvýšení, eliminující deformace od stálého zatížení.

Trubky jsou průřezu Ø51/2,5, Ø60/3,0, Ø60/4,0, Ø70/5,0, Ø70/8,0, Ø102/4,0, Ø102/6,0, Ø102/8,0, Ø121/10,0, Ø51/3,0, Ø51/4,0, Ø76/4,0, Ø76/7,0, Ø76/10,0 a Ø76/12,0.

Ocel nosné konstrukce je 11 523 (S355).

Na nosné konstrukci jsou ocelové vaznice s roztečí 2,4 m. Vaznice jsou tvořeny dvojicí profilů NHKG č. 67023 (U 95/50/2,5 naležato, materiál 11 373) svařenými do krabice. Nad podporami do vzdálenosti cca 100 mm je pouze horní profil. Vaznice jsou doplněny úpalky z L70/6.

Kolmo na vaznice jsou dřevěnými hranoly průřezu 80/140 (š x v); osová rozteč hranolů je 1200 mm.

Střešní plášť je tvořen záklopem z modřínových prken tl. 25 mm, plynosilikátovými deskami tl. 70 mm, lepenkou 3 mm, cementovým potěrem 10 mm a 2 vrstvami lepenky s nátěry celkové tloušťky 20 mm. Celková tloušťka střešního pláště je cca 130 mm.

4 Zatížení

Je uvažováno zatížení vlastní hmotností, ostatním stálým zatížením a zatížení sněhem. Zatížení větrem na střechu je zanedbáno (uvažováno na stěny).

4.1 Stálé

Je uvažována vlastní hmotnost ocelové konstrukce 7850 kgm^{-3} .

Zatížení střešním pláštěm je

2x lepenka s nátěry 20 mm	$0,02 \text{ m} \times 15 \text{ kNm}^{-3}$	$= 0,30 \text{ kNm}^{-2}$,
cementový potěr 10 mm	$0,01 \text{ m} \times 24 \text{ kNm}^{-3}$	$= 0,24 \text{ kNm}^{-2}$,
lepenka 3 mm	$0,003 \text{ m} \times 15 \text{ kNm}^{-3}$	$= 0,05 \text{ kNm}^{-2}$,
plynosilikátové desky 70 mm	$0,07 \text{ m} \times 6 \text{ kNm}^{-3}$	$= 0,42 \text{ kNm}^{-2}$,
modřínová prkna 25 mm	$0,025 \text{ m} \times 6,5 \text{ kNm}^{-3}$	$= 0,16 \text{ kNm}^{-2}$,
celkem		$= 1,17 \text{ kNm}^{-2}$.

Měrná tíha dřevěných hranolů 80/140 á 1,2 m je $0,08 \text{ m} \times 0,14 \text{ m} \times 6 \text{ kNm}^{-3} / 1,2 \text{ m} = 0,06 \text{ kNm}^{-2}$.

Měrná hmotnost vaznic je 8 kg/m , tj. $8 \text{ kg/m} / 2,4 \text{ m} = 3,4 \text{ kgm}^{-2}$ ($0,034 \text{ kNm}^{-2}$)

Celkové zatížení do jednoho horního styčnicku ocelové konstrukce je z plochy střechy $2,4 \text{ m} \times 2,4 \text{ m} = 5,76 \text{ m}^2$. Celkové zatížení do jednoho horního styčnicku je $5,76 \text{ m}^2 \times (1,17 \text{ kNm}^{-2} + 0,06 \text{ kNm}^{-2} + 0,034 \text{ kNm}^{-2}) = 7,3 \text{ kN}$.

Zatížení spodního pásu je uvažováno ve spodních styčnicích celkovým zatížením 10 kgm^{-2} (osvětlení). Zatížení do jednoho styčnicku je $0,1 \text{ kNm}^{-2} \times 5,76 \text{ m}^2 = 0,6 \text{ kN}$.

Součinitel zatížení je $\gamma_g = 1,35$ (pro výpočet při původním zatížení je $\gamma_f = 1,2$).

4.2 Sněhem – původní

Dle ČSN 73 0035:1986 příloha 4 (7) se stavba nachází v oblasti II s provozním zatížením od sněhu $s_0 = 0,7 \text{ kNm}^{-2}$, v předchozí normě se předpokládá zatížení stejné nebo nižší. Součinitel tvaru zastřešení $\mu_s = 1,0$ (sklon do 25°), součinitel zastřešení $\chi = 1,0$ (hmotnost střešního pláště nad 100 kgm^{-2}).

Zatížení střechy sněhem je dle (7) $s_k = 0,7 \times 1,0 \times 1,0 = 0,7 \text{ kNm}^{-2}$.

Plocha do jednoho styčnicku je $2,4 \text{ m} \times 2,4 \text{ m} = 5,76 \text{ m}^2$.

Výsledná normová bodová síla do jednoho styčnicku je $0,7 \text{ kNm}^{-2} \times 5,76 \text{ m}^2 = 4,1 \text{ kN}$.

Součinitel zatížení je $\gamma_f = 1,4$.

4.3 Sněhem – aktuální

Dle sněhové mapy se stavba nachází v oblasti s charakteristickou hodnotou zatížení sněhem na zemi $s_k = 1,5 \text{ kNm}^{-2}$.

Součinitel nenavátého sněhu $\mu_1 = 0,8$ (sklon menší než 30°).

Výsledné charakteristické plošné zatížení je $s_1 = s_k \times \mu_1 \times c_s \times c_d = 1,5 \times 0,8 \times 1 \times 1 = 1,2 \text{ kNm}^{-2}$.

Plocha do jednoho styčnicku je $2,4 \text{ m} \times 2,4 \text{ m} = 5,76 \text{ m}^2$.

Výsledná charakteristická bodová síla do jednoho styčnicku je $1,2 \text{ kNm}^{-2} \times 5,76 \text{ m}^2 = 7,0 \text{ kN}$.

Součinitel zatížení je $\gamma_q = 1,5$.

4.4 Vítr – původní

Stavba se nachází ve větrové oblasti III s referenčním tlakem větru $w_0 = 0,45 \text{ kNm}^{-2}$. referenční výška stavby je uvažována $z = 15 \text{ m}$ a typ terénu je B

součinitel výšky $\chi_w = 0,74$

Tvarový součinitel tlaku $C_e = +0,8$

Normový tlak větru $w_{n+} = 0,45 \times 0,74 \times 0,8 = 0,27 \text{ kNm}^{-2}$.

Tvarový součinitel sání $C_e = -0,6$

Normové sání větru $w_{n-} = 0,45 \times 0,74 \times (-0,6) = -0,2 \text{ kNm}^{-2}$.

Součinitel zatížení je $\gamma_f = 1,4$.

4.5 Vítr – aktuální

Stavba se nachází ve větrové oblasti II s referenční rychlostí větru $v_{\text{ref}} = 25 \text{ ms}^{-1}$.

$\rho = 1,25 \text{ kgm}^{-3}$

$q_{\text{ref}} = \frac{1}{2} \rho v_{\text{ref}}^2 = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 25^2 = 390,7 \text{ Nm}^{-2} = 0,391 \text{ kNm}^{-2}$

Referenční výška stavby je uvažována $z = 14,2 \text{ m} / 2 = 7,1 \text{ m}$ a kategorie terénu je IV (les vyšší než budova sousedící s ní nebo výšková stavba Koldúmu).

součinitel expozice $c_e = 1,2$

Svislé části

Oblast	A	B	C	D	E
$c_{pe,10} [-]$	-1,2	-0,8	-0,5	+0,8	-0,5
$w_k [\text{kNm}^{-2}]$	-0,57	-0,38	-0,24	+0,38	-0,24

$e = 28,4 \text{ m}$,

$e / 5 = 5,7 \text{ m}$.

Součinitel zatížení je $\gamma_q = 1,5$.

4.6 Přetížení střechy 12 kgm^{-2}

Je uvažováno přetížení konstrukce stálou hmotností 12 kgm^{-2} , pro maximální využití s nízkou úpravou konstrukce.

Výsledná charakteristická bodová síla do jednoho styčnicku je $0,12 \text{ kNm}^{-2} \times 5,76 \text{ m}^2 = 0,7 \text{ kN}$.

Součinitel zatížení je $\gamma_g = 1,35$.

4.7 Přetížení střechy 50 kgm^{-2}

Je uvažováno přetížení konstrukce stálou hmotností 50 kgm^{-2} , pro zjištění nevyhovujících prvků a případné nutnosti zesílení.

Výsledná charakteristická bodová síla do jednoho styčnicku je $0,5 \text{ kNm}^{-2} \times 5,76 \text{ m}^2 = 2,9 \text{ kN}$.

Součinitel zatížení je $\gamma_g = 1,35$.

5 Výpočet

5.1 Dřevěné hranoly 80/140

Je uvažován prostý nosník délky 2,4 m a zatěžovací šířky 1,2 m.

Materiál je uvažován dřevo jakosti SI/C20.

Předpokládá se stabilizace hranolu na klopení pomocí modřínových prken, připevněných k horní ploše hranolů.

5.1.1 Původní zatížení

Výpočet pro původní zatížení je v příloze č. 1.

MSU

Maximální smyková síla je 3,8 kN, což je méně než únosnost 57,1 kN.

Maximální ohybový moment je 2,3 kNm, což je méně než únosnost 2,7 kNm.

MSP

Maximální svislé deformace bez dotvarování jsou 6,3 mm, což je méně než přípustné $2400 / 300 = 8,0 \text{ mm}$.

5.1.2 Aktuální zatížení

Výpočet pro nové zatížení je v příloze č. 2.

MSU

Maximální smykové napětí je 0,7 MPa, což je méně než únosnost 1,4 MPa.

Maximální normálové napětí od ohybu je 11,2 MPa, což je méně než únosnost 12,5 MPa.

MSP

Maximální svislé deformace bez dotvarování jsou 6,8 mm, což je méně než přípustné $2400 / 300 = 8,0 \text{ mm}$.

Maximální svislé deformace s dotvarováním jsou 8,8 mm, což je méně než přípustné $2400 / 250 = 9,6 \text{ mm}$.

5.1.3 Přetížení 12 kgm^{-2}

Výpočet pro nové zatížení je v příloze č. 3.

MSU

Maximální smykové napětí je 0,7 MPa, což je méně než únosnost 1,2 MPa.

Maximální normálové napětí od ohybu je 11,7 MPa, což je méně než únosnost 12,5 MPa.

MSP

Maximální svislé deformace bez dotvarování jsou 7,1 mm, což je méně než přípustné $2400 / 300 = 8,0$ mm.

Maximální svislé deformace s dotvarováním jsou 9,3 mm, což je méně než přípustné $2400 / 250 = 9,6$ mm.

5.2 Vaznice

Vaznice je tvořena dvojicí průřezů NHKG č. 67023 (U 95/50/2,5), svařenými do krabice. Pro ohyb je uvažován prostý nosník délky 2,4 m. Zatížení je liniové vlastní hmotností a bodově od hranolu z plochy střešního pláště $2,4 \text{ m} \times 1,2 \text{ m} = 2,88 \text{ m}^2$.

Průřez uvažovaný na ohyb (mezipodporový) je tenkostěnný uzavřený obdélníkový šířky 95 mm, výšky 100 mm a tloušťky 2,5 mm.

Průřez uvažovaný na smyk (podporový) je U na ležato (šířka 95 mm, výška 50 mm a tloušťka 2,5 mm, tj. stojinou vodorovně).

Délka volné části pásnice je $c = 90$ mm. Tloušťka $t = 2,5$ mm. Štíhlost pásnice je $c / t = 36$, což je méně než mezní štíhlost tlačné pásnice 38 pro S235 => průřez kategorie 2.

Plastický modul mezipodporového průřezu $W_{y,pl} = 1/4 \times 100^2 \times 95 - 1/4 \times 95^2 \times 90 = 34,43 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$.

Moment setrvačnosti $I_y = 1/12 \times 100^3 \times 95 - 1/12 \times 95^3 \times 90 = 1,486 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$.

Smyková plocha v místě podpory $A_{vz} = 2,5 \times 50 \times 2 = 250 \text{ mm}^2$.

5.2.1 Původní zatížení

Charakteristická vlastní tíha $g_k = 0,08 \text{ kN/m}$.

Charakteristická síla od stálého zatížení je $G_k = (1,17 \text{ kNm}^{-2} + 0,06 \text{ kNm}^{-2}) \times 2,88 \text{ m}^2 = 3,55 \text{ kN}$.

Charakteristická síla od sněhu $Q_k = 0,7 \text{ kNm}^{-2} \times 2,88 \text{ m}^2 = 2,02 \text{ kN}$.

Charakteristická síla $F_k = G_k + Q_k = 3,55 + 2,02 = 5,57 \text{ kN}$.

Součinitel zatížení je pro stálé $\gamma_g = 1,2$ a nahodilé $\gamma_q = 1,4$.

Návrhová síla $F_d = G_k \times \gamma_g + Q_k \times \gamma_q = 3,55 \times 1,2 + 2,02 \times 1,4 = 7,09 \text{ kN}$.

Návrhový moment $M_{Ed} = 1/8 \times l^2 \times g_k \times \gamma_g + 1/4 \times F_d \times l = 1/8 \times 2,4^2 \times 0,08 \times 1,2 + 1/4 \times 7,09 \text{ kN} \times 2,4 \text{ m} = 4,33 \text{ kNm}$.

Návrhová smyková síla $V_{Ed} = 1/2 \times l \times g_k \times \gamma_g + F_d / 2 = 1/2 \times 2,4 \times 0,08 \times 1,2 + 7,09 / 2 = 3,67 \text{ kN}$.

MSU

Mez kluzu oceli $f_y = 235 \text{ MPa}$, součinitel materiálu $\gamma_{M0} = 1,15$.

Momentová únosnost $M_{Rd} = W_{y,pl} \times f_y / \gamma_{M0} = 34,43 \cdot 10^3 \times 235 / 1,15 = 7,03 \text{ kNm}$, což je více než návrhový moment $M_{Ed} = 4,33 \text{ kNm}$, vyhovuje.

Smyková únosnost $V_{Rd} = A_{vz} \times f_y / (\gamma_{M0} \times \sqrt{3}) = 250 \times 235 / (1,15 \times \sqrt{3}) = 29,4 \text{ kN}$, což je více než návrhová smyková síla $V_{Ed} = 3,67 \text{ kN}$, vyhovuje.

MSP

$$\delta = \frac{1}{48} \times \frac{5,57 \cdot 10^3 \times 2400^3}{210 \cdot 10^3 \times 1,486 \cdot 10^6} = 5,15 \text{ mm}$$

Dovolené deformace jsou $2400 / 200 = 12,0$ mm, což vyhovuje.

5.2.2 Aktuální zatížení

Charakteristická vlastní tíha $g_k = 0,08 \text{ kN/m}$.

Charakteristická síla od stálého zatížení je $G_k = (1,17 \text{ kNm}^{-2} + 0,06 \text{ kNm}^{-2}) \times 2,88 \text{ m}^2 = 3,55 \text{ kN}$.

Charakteristická síla od sněhu $Q_k = 1,2 \text{ kNm}^{-2} \times 2,88 \text{ m}^2 = 3,46 \text{ kN}$.

Charakteristická síla $F_k = G_k + Q_k = 3,55 + 3,46 = 7,01 \text{ kN}$.

Součinitel zatížení je pro stálé $\gamma_g = 1,35$ a nahodilé $\gamma_q = 1,5$.

Návrhová síla $F_d = G_k \times \gamma_g + Q_k \times \gamma_q = 3,55 \times 1,35 + 3,46 \times 1,5 = 10,0 \text{ kN}$.

Návrhový moment $M_{Ed} = 1/8 \times l^2 \times g_k \times \gamma_g + 1/4 \times F_d \times l = 1/8 \times 2,4^2 \times 0,08 \times 1,35 + 1/4 \times 10,0 \text{ kN} \times 2,4 \text{ m} = 6,08 \text{ kNm}$.

Návrhová smyková síla $V_{Ed} = 1/2 \times l \times g_k \times \gamma_g + F_d / 2 = 1/2 \times 2,4 \times 0,08 \times 1,35 + 10,0 / 2 = 5,2 \text{ kN}$.

MSU

Mez kluzu oceli $f_y = 235 \text{ MPa}$, součinitel materiálu $\gamma_{M0} = 1,0$.

Momentová únosnost $M_{Rd} = W_{y,pl} \times f_y / \gamma_{M0} = 34,43 \cdot 10^3 \times 235 / 1,0 = 8,09 \text{ kNm}$, což je více než návrhový moment $M_{Ed} = 6,08 \text{ kNm}$, vyhovuje.

Smyková únosnost $V_{Rd} = A_{vz} \times f_y / (\gamma_{M0} \times \sqrt{3}) = 250 \times 235 / (1,0 \times \sqrt{3}) = 33,9 \text{ kN}$, což je více než návrhová smyková síla $V_{Ed} = 5,02 \text{ kN}$, vyhovuje.

MSP

$$\delta = \frac{1}{48} \times \frac{7,01 \cdot 10^3 \times 2400^3}{210 \cdot 10^3 \times 1,486 \cdot 10^6} = 6,47 \text{ mm}$$

Dovolené deformace jsou $2400 / 200 = 12,0 \text{ mm}$, což vyhovuje.

5.2.3 Přetížení střechy 50 kgm^{-2}

Charakteristická vlastní tíha $g_k = 0,08 \text{ kN/m}$.

Charakteristická síla od stálého zatížení je $G_{k,1} = (1,17 \text{ kNm}^{-2} + 0,06 \text{ kNm}^{-2}) \times 2,88 \text{ m}^2 = 3,55 \text{ kN}$.

Charakteristická síla od přetížení je $G_{k,2} = 0,5 \text{ kNm}^{-2} \times 2,88 \text{ m}^2 = 1,44 \text{ kN}$.

Charakteristická síla od sněhu $Q_k = 1,2 \text{ kNm}^{-2} \times 2,88 \text{ m}^2 = 3,46 \text{ kN}$.

Charakteristická síla $F_k = G_{k,1} + G_{k,2} + Q_k = 3,55 + 1,44 + 3,46 = 8,45 \text{ kN}$.

Součinitel zatížení je pro stálé $\gamma_g = 1,35$ a nahodilé $\gamma_q = 1,5$.

Návrhová síla $F_d = (G_{k,1} + G_{k,2}) \times \gamma_g + Q_k \times \gamma_q = (3,55 + 1,44) \times 1,35 + 3,46 \times 1,5 = 12,0 \text{ kN}$.

Návrhový moment $M_{Ed} = 1/8 \times l^2 \times g_k \times \gamma_g + 1/4 \times F_d \times l = 1/8 \times 2,4^2 \times 0,08 \times 1,35 + 1/4 \times 12,0 \text{ kN} \times 2,4 \text{ m} = 7,28 \text{ kNm}$.

Návrhová smyková síla $V_{Ed} = 1/2 \times l \times g_k \times \gamma_g + F_d / 2 = 1/2 \times 2,4 \times 0,08 \times 1,35 + 12,0 / 2 = 6,2 \text{ kN}$.

MSU

Mez kluzu oceli $f_y = 235 \text{ MPa}$, součinitel materiálu $\gamma_{M0} = 1,0$.

Momentová únosnost $M_{Rd} = W_{y,pl} \times f_y / \gamma_{M0} = 34,43 \cdot 10^3 \times 235 / 1,0 = 8,09 \text{ kNm}$, což je více než návrhový moment $M_{Ed} = 7,28 \text{ kNm}$, vyhovuje.

Smyková únosnost $V_{Rd} = A_{vz} \times f_y / (\gamma_{M0} \times \sqrt{3}) = 250 \times 235 / (1,0 \times \sqrt{3}) = 33,9 \text{ kN}$, což je více než návrhová smyková síla $V_{Ed} = 6,02 \text{ kN}$, vyhovuje.

MSP

$$\delta = \frac{1}{48} \times \frac{8,46 \cdot 10^3 \times 2400^3}{210 \cdot 10^3 \times 1,486 \cdot 10^6} = 7,81 \text{ mm}$$

Dovolené deformace jsou $2400 / 200 = 12,0$ mm, což vyhovuje.

5.3 Posudek příhradové střešní konstrukce

V programu Scia Engineer 2009 byl proveden model střešní konstrukce.

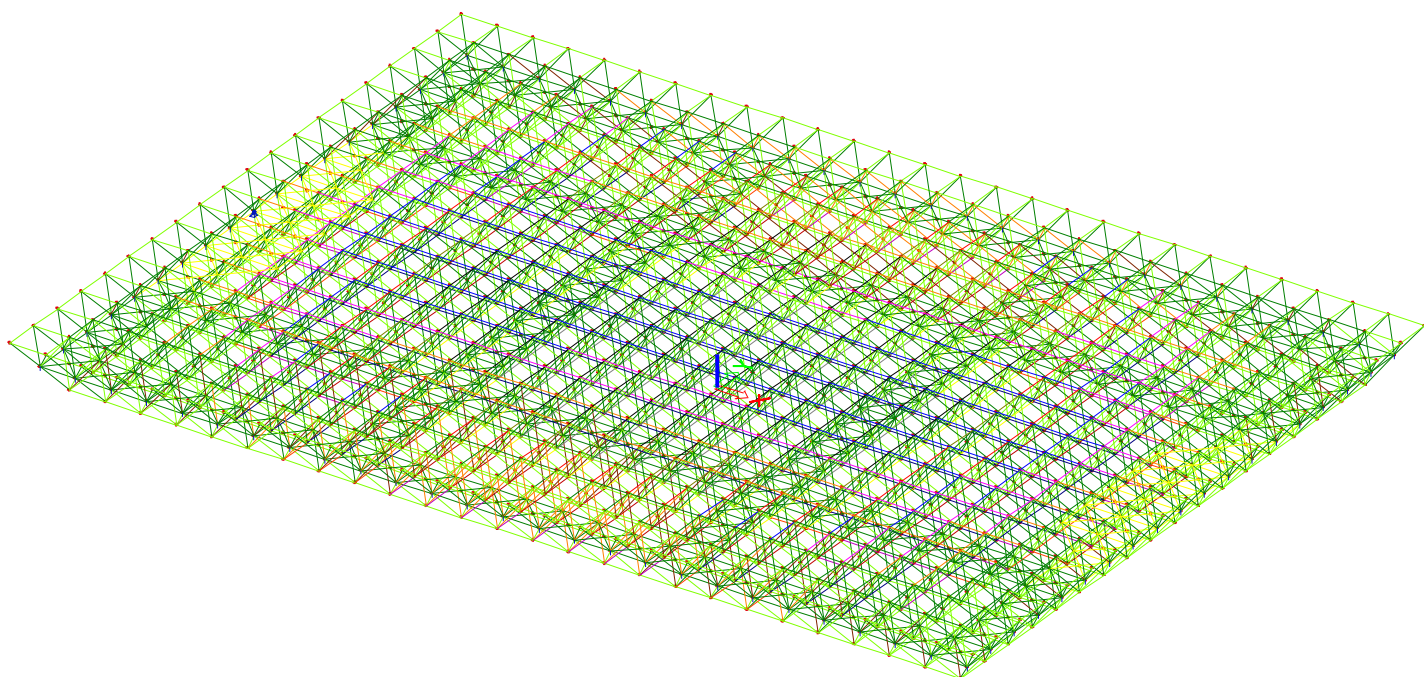
Model byl vytvořen ze 7054 prvků a 1709 uzlů. Prvky odpovídají předaným podkladům (2).

Naklonění střešní roviny 1,5 % bylo v modelu zanedbáno.

Připoje pro výpočet vnitřních sil jsou uvažovány jako kloubové (součinitel vzpěrné délky je ale uvažován 0,5 – přivaření styčníků).

Podpory jsou v prostřední vrstvě po celém obvodu (podepřeno ocelovými sloupy), a jsou uvažovány jako kloubové, posuvné v obou směrech. V místě připojení na železobetonovou ztužující část jsou podpory uvažovány jako kloubové neposuvné ve směru obvodu haly, kolmo na obvod je jedna podpora uvažována posuvná a druhá tuhá.

Schéma modelu konstrukce je pro ilustraci na následujícím obrázku:



5.3.1 Původní zatížení

Součinitel zatížení je pro stálé zatížení $\gamma_g = 1,2$ a $\gamma_q = 1,4$ pro nahodilé.

Mez kluzu oceli $f_y = 355$ MPa, součinitel materiálu $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,15$.

Tento postup odpovídá dříve platnému systému norem ČSN 73 0035 Zatížení stavebních konstrukcí a ČSN 73 1401 Navrhování ocelových konstrukcí (tj. normám platným v době návrhu střechy).

Zkrácený výpis z řešené úlohy je v příloze č. 4.

MSU

Maximální využití konstrukce je 82 % pevnosti a 96 % stability, což vyhovuje.

MSP

Maximální celkové svislé deformace jsou 112,1 mm, což je méně než $43 \cdot 200 / 300 = 144,0$ mm. Svislé deformace přibližně odpovídají montážnímu nadvýšení konstrukce.

Konstrukce dle norem platných v době návrhu vyhovuje.

5.3.2 Aktuální zatížení

Posudek je proveden dle aktuálně platného systému norem ČSN EN.

Součinitel zatížení je pro stálé zatížení $\gamma_g = 1,35$ a $\gamma_q = 1,5$ pro nahodilé.

Mez kluzu oceli $f_y = 355$ MPa, součinitel materiálu $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,0$.

Zkrácený výpis z řešené úlohy je v příloze č. 5.

MSU

Část prutů horní roviny je nevyhovující (16 prvků z TR60/3) je využito na 83 % pevnosti a 112 % stability.

Maximální využití ostatní konstrukce je 96 % pevnosti a 94 % stability, což vyhovuje.

MSP

Maximální celkové svislé deformace pro aktuální zatížení jsou 135,1 mm, což je méně než $43\,200 / 300 = 144,0$ mm.

5.3.3 Aktuální zatížení se zesílením

Je navržena stabilizace nevyhovujících prutů (viz kap. 5.3.2) krajních příčných prutů horní roviny z TR60/3 (2x8 prostředních) uprostřed délky pomocí připojení 32 nových diagonál TR38/2,6 z oceli S235, které jsou přivařeny i do navazujících styčníků. Schéma zesílení je v příloze č. 7. Celkové množství oceli pro trubky je 151 kg.

Toto řešení umožňuje i částečné zvýšení stálého zatížení o 12 kgm^{-2} .

Posudek je proveden dle aktuálně platného systému norem ČSN EN.

Součinitel zatížení je pro stálé zatížení $\gamma_g = 1,35$ a $\gamma_q = 1,5$ pro nahodilé.

Mez kluzu oceli $f_y = 355$ MPa pro S355 a $f_y = 235$ MPa pro S235, součinitel materiálu $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,0$.

Zkrácený výpis z řešené úlohy je v příloze č. 6.

Aktuální zatížení po zesílení

MSU

Maximální využití konstrukce pro aktuální zatížení je 96% pevnost a 94% stabilita.

MSP

Maximální celkové svislé deformace pro aktuální zatížení jsou 135,1 mm, což je méně než $43\,200 / 300 = 144,0$ mm. Svislé deformace přibližně odpovídají montážnímu nadvýšení konstrukce.

Přetížení 12 kgm^{-2} po zesílení

MSU

Při přetížení konstrukce stálým zatížením 12 kgm^{-2} je využití konstrukce 99% pevnost a 97% stabilita.

MSP

Maximální celkové svislé deformace jsou 140,7 mm, což je méně než $43\,200 / 300 = 144,0$ mm. Svislé deformace přibližně odpovídají montážnímu nadvýšení konstrukce.

Přetížení 50 kgm^{-2} po zesílení

MSU

Při přetížení konstrukce stálým zatížením 50 kgm^{-2} je využití konstrukce 111% pevnost a 109% stabilita.

Prvky nevyhovující na pevnost jsou příčné prvky ve spodním pásu příhradového vazníku průřezu TR76/12. Celkem 36 ks délky 2,4 m. Využití prvků je maximálně 111% pevnost a 1% stabilita.

Prvky nevyhovující na stabilitu jsou příčné prvky horního pásu poblíž podpor. Průřez je TR 60/3. Celkem 8 ks na každé straně délky 2,4 m. Využití prvků je maximálně 103% pevnost a 109% stabilita.

MSP

Maximální celkové svislé deformace jsou 158,1 mm, což je více než $43 \cdot 200 / 300 = 144,0$ mm, ale přibližně velikost nadvýšení (160 mm). Deformace tak neovlivňují použitelnost.

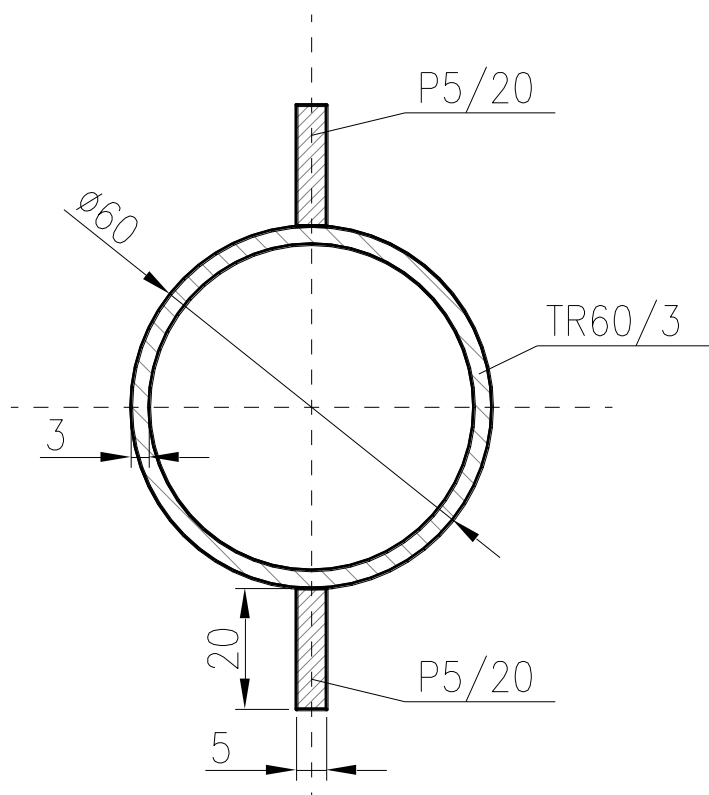
5.3.4 Přetížení střechy 50 kgm^{-2}

Je uvažováno přetížení konstrukce 50 kgm^{-2} stálým zatížením.

Zesílení části prvků je navrženo pomocí přivaření dvojice plechů z S355. Neuvažuje se podepření šikmými diagonálami, které je uvažováno v bodě 5.3.3.

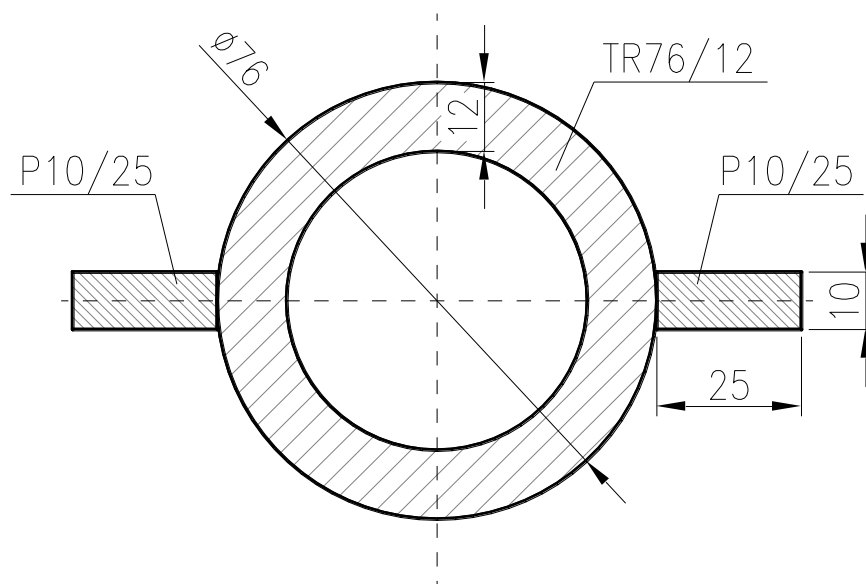
Celkem 20 prvků TR60/3 je zesíleno pomocí dvou plechů P5/20 ve svislém směru (zesilované prvky jsou v příloze č. 9). Celková hmotnost plechů P5/20 pro zesílení je přibližně 76 kg.

Schéma zesílení je na následujícím obrázku:



Celkem 44 prvků TR76/12 je zesíleno pomocí dvou plechů P10/25 ve vodorovném směru (zesilované prvky jsou v příloze č. 10). Celková hmotnost plechů P10/25 je přibližně 415 kg.

Schéma zesílení je na následujícím obrázku:



Posudek je proveden dle aktuálně platného systému norem ČSN EN.

Součinitel zatížení je pro stálé zatížení $\gamma_g = 1,35$ a $\gamma_q = 1,5$ pro nahodilé.

Mez kluzu oceli $f_y = 355$ MPa, součinitel materiálu $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,0$.

Zkrácený výpis z řešené úlohy je v příloze č. 8.

MSU

Maximální využití konstrukce pro aktuální zatížení je 99% pevnost a 98% stabilita.

MSP

Maximální celkové svislé deformace jsou 152,9 mm, což je sice více než $43 \cdot 200 / 300 = 144,0$ mm, ale přibližně odpovídají velikosti nadvýšení (160 mm). Deformace tak neovlivňují použitelnost.

5.4 Podpěrné sloupy

Podepření střešní konstrukce je tvořeno ocelovými sloupky. V podélných stěnách jsou sloupky tvořeny dvojicí U240 svařenými do krabice. V příčných stěnách jsou sloupky tvořeny dvojicí U180 svařenými do krabice.

Rozteč sloupů je 2,4 m. Délka sloupu je 12,8 m. Sloup je maximálně 12,08 m nad úroveň podlahy a terén je 0,45 m pod úrovní podlahy. Kotvení je 0,7 m pod úrovní podlahy. Sloupy jsou orientovány tužší osou ve směru stěny. Pro vzpěr se předpokládá držení na vzdálenost 12,6 m kolmo na stěnu. V rovině stěny jsou rozepřeny ve výšce 8,0 m.

Použitý materiál ocel je S235.

Charakteristiky sloupů

U240

Plocha průřezu $A = 2 \times 4230 = 8460 \text{ mm}^2$.

Výška průřezu $h = 240 \text{ mm}$.

Šířka průřezu $b = 2 \times 85 = 170 \text{ mm}$.

Moment setrvačnosti kolem tuhé osy $I_y = 2 \times 36 \cdot 10^6 = 72 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$.

Moment setrvačnosti kolem měkké osy $I_z = 2 \times 2,48 \cdot 10^6 + 2 \times 4230 \times (85 - 22,3)^2 = 38,3 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$.

$$\text{Poloměr setrvačnosti } i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{72 \cdot 10^6}{8460}} = 92,2 \text{ mm}$$

$$\text{Poloměr setrvačnosti } i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{38,3 \cdot 10^6}{8460}} = 67,2 \text{ mm}$$

$$\text{Modul průřezu elastický } W_{y,el} = I_y / (h / 2) = 72 \cdot 10^6 / (240 / 2) = 600 \cdot 10^3 \text{ mm}^3.$$

$$\text{Modul průřezu plastický } W_{y,pl} = 2 \times 358 \cdot 10^3 = 716 \cdot 10^3 \text{ mm}^3.$$

$$\text{Modul průřezu elastický } W_{z,el} = I_z / (b / 2) = 38,3 \cdot 10^6 / (170 / 2) = 450 \cdot 10^3 \text{ mm}^3.$$

$$L_{cr,y} = 12\,600 \times 1,0 = 12\,600 \text{ mm.}$$

$$\lambda_y = 12\,600 / 92,2 = 136,7$$

$$\underline{\lambda}_y = 136,7 / 93,9 = 1,456 \rightarrow \chi_y = 0,359$$

$$L_{cr,z} = 8\,000 \times 0,7 = 5\,600 \text{ mm.}$$

$$\lambda_z = 5\,600 / 67,2 = 83,4$$

$$\underline{\lambda}_z = 83,4 / 93,9 = 0,89 \rightarrow \chi_z = 0,668$$

U180

$$\text{Plocha průřezu } A = 2 \times 2800 = 5600 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Výška průřezu } h = 180 \text{ mm.}$$

$$\text{Šířka průřezu } b = 2 \times 70 = 140 \text{ mm.}$$

$$\text{Moment setrvačnosti kolem tuhé osy } I_y = 2 \times 13,5 \cdot 10^6 = 27 \cdot 10^6 \text{ mm}^4.$$

$$\text{Moment setrvačnosti kolem měkké osy } I_z = 2 \times 0,627 \cdot 10^6 + 2 \times 2800 \times (70 - 19,2)^2 = 15,7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4.$$

$$\text{Poloměr setrvačnosti } i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{27 \cdot 10^6}{5600}} = 69,4 \text{ mm}$$

$$\text{Poloměr setrvačnosti } i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{15,7 \cdot 10^6}{5600}} = 52,9 \text{ mm}$$

$$\text{Modul průřezu elastický } W_{y,el} = I_y / (h / 2) = 27 \cdot 10^6 / (180 / 2) = 300 \cdot 10^3 \text{ mm}^3.$$

$$\text{Modul průřezu plastický } W_{y,pl} = 2 \times 179 \cdot 10^3 = 358 \cdot 10^3 \text{ mm}^3.$$

$$\text{Modul průřezu elastický } W_{z,el} = I_z / (b / 2) = 15,7 \cdot 10^6 / (140 / 2) = 224 \cdot 10^3 \text{ mm}^3.$$

$$L_{cr,y} = 12\,600 \times 1,0 = 12\,600 \text{ mm.}$$

$$\lambda_y = 12\,600 / 69,4 = 181,6$$

$$\underline{\lambda}_y = 181,6 / 93,9 = 1,934 \rightarrow \chi_y = 0,222$$

$$L_{cr,z} = 8\,000 \times 0,7 = 5\,600 \text{ mm.}$$

$$\lambda_z = 5\,600 / 52,9 = 105,9$$

$$\underline{\lambda}_z = 105,9 / 93,9 = 1,128 \rightarrow \chi_z = 0,518$$

5.4.1 Původní zatížení

Součinitel zatížení je pro stálé $\gamma_g = 1,2$ a nahodilé $\gamma_q = 1,4$.

Síly jsou v příloze č. 4.

Mez kluzu oceli $f_y = 235 \text{ MPa}$, součinitel materiálu $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,15$.

U240

Normálová únosnost $N_{b,Rd} = \chi_{\min} \times A \times f_y / \gamma_{M1} = 0,359 \times 8460 \times 235 / 1,15 = 620,6 \text{ kN.}$

Momentová únosnost $M_{y,Rd} = W_{y,pl} \times f_y / \gamma_{M0} = 716 \cdot 10^3 \times 235 / 1,15 = 146,3 \text{ kNm.}$

Maximální normálová síla ve sloupu od střechy je $F_{Ed} = 198,9 \text{ kN}$.

Hmotnost konstrukce je $F_{Ed} = 2 \times 0,332 \times 12,53 \times 1,2 = 10,0 \text{ kN}$.

Výsledná normálová síla je $N_{Ed} = 198,9 + 10,0 = 208,0 \text{ kN}$.

Moment od větru $M_{Ed} = 1/8 \times 0,27 \text{ kNm}^{-2} \times 1,4 \times 2,4 \text{ m} \times (12,8 \text{ m})^2 = 18,6 \text{ kNm}$.

Pevnost

Využití je $N_{Ed} / (A \times f_y / \gamma_{M0}) + M_{y,Ed} / M_{y,Rd} = 208,0 / 1728,7 + 18,6 / 146,3 = 0,12 + 0,13 = 0,25 < 1,0 \Rightarrow$ vyhovuje.

Stabilita

$C_{my} = 0,95$.

Interakční součinitel $k_{yy} = \min (C_{my} \times (1 + 0,6 \times N_{Ed} / N_{b,Rd}); C_{my} \times (1 + 0,6 \times \lambda_{y} \times N_{Ed} / N_{b,Rd})) = \min (1,142; 1,229) = 1,142$.

Využití je $N_{Ed} / N_{b,Rd} + k_{yy} \times M_{y,Ed} / M_{y,Rd} = 208,0 / 620,6 + 1,142 \times 18,6 / 146,3 = 0,34 + 0,15 = 0,49 < 1,0 \Rightarrow$ vyhovuje.

U180

Normálová únosnost $N_{b,Rd} = \chi_{min} \times A \times f_y / \gamma_{M1} = 0,222 \times 5600 \times 235 / 1,15 = 254,0 \text{ kN}$.

Momentová únosnost $M_{y,Rd} = W_{y,pl} \times f_y / \gamma_{M0} = 358 \cdot 10^3 \times 235 / 1,15 = 73,1 \text{ kNm}$.

Maximální normálová síla ve sloupu od střechy je $F_{Ed} = 97,7 \text{ kN}$.

Hmotnost konstrukce je $F_{Ed} = 2 \times 0,22 \times 12,53 \times 1,2 = 6,7 \text{ kN}$.

Výsledná normálová síla je $N_{Ed} = 97,7 + 6,7 = 104,4 \text{ kN}$.

Moment od větru $M_{Ed} = 1/8 \times 0,27 \text{ kNm}^{-2} \times 1,4 \times 2,4 \text{ m} \times (12,8 \text{ m})^2 = 18,6 \text{ kNm}$.

Pevnost

Využití je $N_{Ed} / (A \times f_y / \gamma_{M0}) + M_{y,Ed} / M_{y,Rd} = 104,4 / 1144,3 + 18,6 / 73,1 = 0,10 + 0,26 = 0,36 < 1,0 \Rightarrow$ vyhovuje.

Stabilita

$C_{my} = 0,95$.

Interakční součinitel $k_{yy} = \min (C_{my} \times (1 + 0,6 \times N_{Ed} / N_{b,Rd}); C_{my} \times (1 + 0,6 \times \lambda_{y} \times N_{Ed} / N_{b,Rd})) = \min (1,185; 1,404) = 1,185$.

Využití je $N_{Ed} / N_{b,Rd} + M_{y,Ed} / M_{y,Rd} = 104,4 / 254,0 + 1,185 \times 18,6 / 73,1 = 0,42 + 0,31 = 0,73 < 1,0 \Rightarrow$ vyhovuje.

5.4.2 Aktuální zatížení

Součinitel zatížení je pro stálé $\gamma_g = 1,35$ a nahodilé $\gamma_q = 1,5$. S ohledem na sousedící stromy (vyšší než stavba) není uvažováno zvýšené zatížení v nároží stavby.

Síly jsou v příloze č. 5.

Mez kluzu oceli $f_y = 235 \text{ MPa}$, součinitel materiálu $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,0$.

U240

Normálová únosnost $N_{b,Rd} = \chi_{min} \times A \times f_y / \gamma_{M1} = 0,359 \times 8460 \times 235 / 1,0 = 713,7 \text{ kN}$.

Momentová únosnost $M_{y,Rd} = W_{y,pl} \times f_y / \gamma_{M0} = 716 \cdot 10^3 \times 235 / 1,0 = 168,2 \text{ kNm}$.

Maximální normálová síla ve sloupu od střechy je $F_{Ed} = 270,0 \text{ kN}$.

Hmotnost konstrukce je $F_{Ed} = 2 \times 0,332 \times 12,8 \times 1,35 = 11,5 \text{ kN}$.

Výsledná normálová síla je $N_{Ed} = 270,0 + 11,5 = 281,5 \text{ kN}$.

Moment od větru $M_{Ed} = 1/8 \times 0,38 \text{ kNm}^{-2} \times 1,5 \times 2,4 \text{ m} \times (12,8 \text{ m})^2 = 28,1 \text{ kNm}$.

Pevnost

Využití je $N_{Ed} / (A \times f_y / \gamma_{M0}) + M_{y,Ed} / M_{y,Rd} = 281,5 / 1988,1 + 28,1 / 168,2 = 0,15 + 0,17 = 0,32 < 1,0 \Rightarrow$ vyhovuje.

Stabilita

$$C_{my} = 0,95.$$

$$\text{Interakční součinitel } k_{yy} = \min (C_{my} \times (1 + 0,6 \times N_{Ed} / N_{b,Rd}); C_{my} \times (1 + 0,6 \times \lambda_{y} \times N_{Ed} / N_{b,Rd})) = \min (1,175; 1,28) = 1,175.$$

$$\text{Využití je } N_{Ed} / N_{b,Rd} + k_{yy} \times M_{y,Ed} / M_{y,Rd} = 281,5 / 713,7 + 1,175 \times 28,1 / 168,2 = 0,40 + 0,20 = 0,60 < 1,0 \Rightarrow \text{vyhovuje.}$$

U180

$$\text{Normálová únosnost } N_{b,Rd} = \chi_{min} \times A \times f_y / \gamma_{M1} = 0,222 \times 5600 \times 235 / 1,0 = 292,1 \text{ kN.}$$

$$\text{Momentová únosnost } M_{y,Rd} = W_{y,pl} \times f_y / \gamma_{M0} = 358 \cdot 10^3 \times 235 / 1,0 = 84,1 \text{ kNm.}$$

$$\text{Maximální normálová síla ve sloupu od střechy je } F_{Ed} = 133,0 \text{ kN.}$$

$$\text{Hmotnost konstrukce je } F_{Ed} = 2 \times 0,22 \times 12,8 \times 1,35 = 7,7 \text{ kN.}$$

$$\text{Výsledná normálová síla je } N_{Ed} = 133,0 + 7,7 = 140,7 \text{ kN.}$$

$$\text{Moment od větru } M_{Ed} = 1/8 \times 0,38 \text{ kNm}^{-2} \times 1,5 \times 2,4 \text{ m} \times (12,8 \text{ m})^2 = 28,1 \text{ kNm.}$$

Pevnost

$$\text{Využití je } N_{Ed} / (A \times f_y / \gamma_{M0}) + M_{y,Ed} / M_{y,Rd} = 140,7 / 1316,0 + 28,1 / 84,1 = 0,12 + 0,34 = 0,46 < 1,0 \Rightarrow \text{vyhovuje.}$$

Stabilita

$$C_{my} = 0,95.$$

$$\text{Interakční součinitel } k_{yy} = \min (C_{my} \times (1 + 0,6 \times N_{Ed} / N_{b,Rd}); C_{my} \times (1 + 0,6 \times \lambda_{y} \times N_{Ed} / N_{b,Rd})) = \min (1,235; 1,500) = 1,235.$$

$$\text{Využití je } N_{Ed} / N_{b,Rd} + k_{yy} \times M_{y,Ed} / M_{y,Rd} = 140,7 / 292,1 + 1,235 \times 28,1 / 84,3 = 0,50 + 0,42 = 0,92 < 1,0 \Rightarrow \text{vyhovuje.}$$

5.4.3 Přetížení střechy 50 kgm⁻²

Součinitel zatížení je pro stálé $\gamma_g = 1,35$ a nahodilé $\gamma_q = 1,5$. S ohledem na sousedící stromy (vyšší než stavba) není uvažováno zvýšené zatížení v nároží stavby.

Síly jsou v příloze č. 8.

Mez kluzu oceli $f_y = 235 \text{ MPa}$, součinitel materiálu $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,0$.

U240

$$\text{Normálová únosnost } N_{b,Rd} = \chi_{min} \times A \times f_y / \gamma_{M1} = 0,359 \times 8460 \times 235 / 1,0 = 713,7 \text{ kN.}$$

$$\text{Momentová únosnost } M_{y,Rd} = W_{y,pl} \times f_y / \gamma_{M0} = 716 \cdot 10^3 \times 235 / 1,0 = 168,2 \text{ kNm.}$$

$$\text{Maximální normálová síla ve sloupu od střechy je } F_{Ed} = 320,0 \text{ kN.}$$

$$\text{Hmotnost konstrukce je } F_{Ed} = 2 \times 0,332 \times 12,8 \times 1,35 = 11,5 \text{ kN.}$$

$$\text{Výsledná normálová síla je } N_{Ed} = 320,0 + 11,5 = 331,5 \text{ kN.}$$

$$\text{Moment od větru } M_{Ed} = 1/8 \times 0,38 \text{ kNm}^{-2} \times 1,5 \times 2,4 \text{ m} \times (12,8 \text{ m})^2 = 28,1 \text{ kNm.}$$

Pevnost

$$\text{Využití je } N_{Ed} / (A \times f_y / \gamma_{M0}) + M_{y,Ed} / M_{y,Rd} = 331,5 / 1988,1 + 28,1 / 168,2 = 0,17 + 0,17 = 0,34 < 1,0 \Rightarrow \text{vyhovuje.}$$

Stabilita

$$C_{my} = 0,95.$$

$$\text{Interakční součinitel } k_{yy} = \min (C_{my} \times (1 + 0,6 \times N_{Ed} / N_{b,Rd}); C_{my} \times (1 + 0,6 \times \lambda_{y} \times N_{Ed} / N_{b,Rd})) = \min (1,215; 1,336) = 1,215.$$

$$\text{Využití je } N_{Ed} / N_{b,Rd} + k_{yy} \times M_{y,Ed} / M_{y,Rd} = 331,5 / 713,7 + 1,215 \times 28,1 / 168,2 = 0,47 + 0,21 = 0,68 < 1,0 \Rightarrow \text{vyhovuje.}$$

U180

$$\text{Normálová únosnost } N_{b,Rd} = \chi_{min} \times A \times f_y / \gamma_{M1} = 0,222 \times 5600 \times 235 / 1,0 = 292,1 \text{ kN.}$$

Momentová únosnost $M_{y,Rd} = W_{y,pl} \times f_y / \gamma_{M0} = 358 \cdot 10^3 \times 235 / 1,0 = 84,1 \text{ kNm}$.

Maximální normálová síla ve sloupu od střechy je $F_{Ed} = 155,1 \text{ kN}$.

Hmotnost konstrukce je $F_{Ed} = 2 \times 0,22 \times 12,8 \times 1,35 = 7,6 \text{ kN}$.

Výsledná normálová síla je $N_{Ed} = 155,1 + 7,6 = 162,7 \text{ kN}$.

Moment od větru $M_{Ed} = 1/8 \times 0,38 \text{ kNm}^{-2} \times 1,5 \times 2,4 \text{ m} \times (12,8 \text{ m})^2 = 28,1 \text{ kNm}$.

Pevnost

Využití je $N_{Ed} / (A \times f_y / \gamma_{M0}) + M_{y,Ed} / M_{y,Rd} = 162,7 / 1316,0 + 28,1 / 84,1 = 0,13 + 0,34 = 0,47 < 1,0 \Rightarrow$ vyhovuje.

Stabilita

$C_{my} = 0,95$.

Interakční součinitel $k_{yy} = \min (C_{my} \times (1 + 0,6 \times N_{Ed} / N_{b,Rd}); C_{my} \times (1 + 0,6 \times \lambda_{y} \times N_{Ed} / N_{b,Rd})) = \min (1,268; 1,565) = 1,268$.

Využití je $N_{Ed} / N_{b,Rd} + k_{yy} \times M_{y,Ed} / M_{y,Rd} = 162,7 / 292,1 + 1,268 \times 28,1 / 84,3 = 0,56 + 0,43 = 0,99 < 1,0 \Rightarrow$ vyhovuje.

5.5 Základy

Základové pasy jsou zatíženy sloupy po 2,4 m, stěnou a přilehlou částí tribuny.

Předpokládá se přenášení vodorovných sil do železobetonové konstrukce podlahy a připojených pasů.

Stěna je uvažována plná z CPP tl. 300 mm s omítkou 30 mm, celkové výšky 11,8 m. Věnce jsou uvažovány železobetonové 4x 250 mm.

Charakteristická tíha stěny na běžný metr je $g_{1,k} = (0,3 \text{ m} \times 18 \text{ kNm}^{-3} + 0,03 \text{ m} \times 21 \text{ kNm}^{-3}) \times 11,8 \text{ m} + (0,3 \text{ m} \times 25 \text{ kNm}^{-3} + 0,03 \text{ m} \times 21 \text{ kNm}^{-3}) \times 4 \times 0,25 \text{ m} = 77,2 \text{ kN/m} + 8,2 \text{ kN/m} = 85,4 \text{ kN/m}$.

Předpokládá se zatížení 1 m tribuny. Deska je uvažována železobetonová tloušťky 0,2 m. Užité zatížení je uvažováno 5 kNm^{-2} .

Liniové charakteristické zatížení od tribuny stálé je $g_{2,k} = 0,2 \text{ m} \times 25 \text{ kNm}^{-3} \times 1,0 \text{ m} = 5,0 \text{ kN/m}$.

Liniové charakteristické zatížení od tribuny užité je $q_{2,k} = 5,0 \text{ kNm}^{-2} \times 1,0 \text{ m} = 5,0 \text{ kN/m}$.

5.5.1 Podélný základový pas

Charakteristické bodové zatížení od střechy je:

Zatížení	Síla 1	Síla 2	Síla 3	Síla 4	Síla 5	Síla 6	Síla 7
stálé	-1,0	19,1	31,6	42,4	51,1	65,1	76,8
sníh – původní	2,4	9,0	14,6	19,1	22,7	28,5	33,3
sníh – aktuální	4,0	15,4	24,9	32,6	38,7	48,6	56,8

Zatížení	Síla 8	Síla 9	Síla 10	Síla 11	Síla 12	Síla 13	Síla 14
stálé	85,0	92,7	99,7	108,6	111,0	110,9	110,6
sníh – původní	36,5	39,7	42,4	46,0	46,9	46,8	46,7
sníh – aktuální	62,3	67,7	72,3	78,5	80,1	80,0	79,7

Zatížení vlastní tíhou sloupů je 8,5 kN bodově.

Základový pas je stupňovitý. Rozměry spodního stupně jsou 2,5 m šířka a 1,4 m výška, horní stupeň má šířku 1,0 m a výšku 1,2 m.

Vlastní tíha základu je uvažována 25 kNm^{-3} .

Liniové charakteristické stálé zatížení pasu je $85,4 + 5,0 = 90,4 \text{ kN}$.

V programu Scia Engineer byl vypracován model základové konstrukce pomocí modulu Soilin. Není uvažováno roznášení zatížení pomocí smykových sil v zemině ($C_{2x} = C_{2y} = 0$), což je na straně bezpečnosti.

Skladba zeminy je brána ze stávající dokumentace (složení zeminy ve vrtu statického výpočtu základů) (3).

Výpis z úlohy je v příloze č. 11.

Původní zatížení

Součinitel zatížení je pro stálé $\gamma_g = 1,2$ a nahodilé $\gamma_q = 1,4$.

Návrhový maximální kontaktní tlak je $\sigma_{Ed} = 157$ kPa.

Návrhová smyková síla je $V_{Ed} = 78,2$ kN/m \times 2,5 m = 195,5 kN.

Návrhový ohybový moment je $M_{Ed} = 474,4$ kN/m \times 2,5 m = 1186 kNm.

Maximální deformace jsou 13,7 mm.

Aktuální zatížení

Součinitel zatížení je pro stálé $\gamma_g = 1,35$ a nahodilé $\gamma_q = 1,5$.

Návrhový maximální kontaktní tlak je $\sigma_{Ed} = 175$ kPa.

Návrhový ohybový moment je $M_{Ed} = 585,8$ kN/m \times 2,5 m = 1465 kNm.

Návrhová smyková síla je $V_{Ed} = 87,5$ kN/m \times 2,5 m = 218,8 kN.

Maximální deformace jsou 14,3 mm.

Posudek betonu

V příloze č. 12 je posudek konstrukce pro základový pas.

Je uvažována výška 2,6 m a šířka 1,0 m.

Beton je uvažován C10/12,5.

Výztuž je uvažována výztuž 10 A40 s mezí kluzu $f_y = 400$ MPa.

Součinitel materiálu je pro beton $\gamma_c = 1,5$ a oceli $\gamma_s = 1,15$.

Tahová výztuž je uvažována 9x Ø32, tlaková a smyková výztuž není uvažována.

Návrhová ohybová únosnost je $M_{Rd} = 3182$ kNm, což je více než maximální moment $M_{Ed} = 1465$ kNm.

Návrhová smyková únosnost je $V_{Rd} = 408$ kN, což je více než maximální smykovou sílu $V_{Ed} = 218,8$ kN.

5.5.2 Příčný základový pas

Charakteristické bodové zatížení od střechy je:

Zatížení	Síla 1	Síla 2	Síla 3	Síla 4	Síla 5	Síla 6	Síla 7
stálé	20,5	27,0	36,8	44,3	48,4	53,7	54,3
sníh – původní	9,6	12,6	16,8	19,8	21,3	23,2	23,3
sníh – aktuální	16,4	21,4	28,7	33,8	36,3	39,7	39,8

Zatížení vlastní tíhou sloupů je 5,7 kN bodově.

Základový pas je stupňovitý. Rozměry spodního stupně jsou 1,9 m šířka a 1,4 m výška, horní stupeň má šířku 1,0 m a výšku 1,2 m.

Vlastní tíha základu je uvažována 25 kNm⁻³.

Liniové charakteristické stálé zatížení pasu je 85,4 + 5,0 = 90,4 kN.

V programu Scia Engineer byl vypracován model základové konstrukce pomocí modulu Soilin. Není uvažováno rozdělení zatížení pomocí smykových sil v zemině ($C_{2x} = C_{2y} = 0$), což je na straně bezpečnosti.

Skladba zeminy je brána ze stávající dokumentace (složení zeminy ve vrtu statického výpočtu základů) (3).

Výpis z úlohy je v příloze č. 13.

Původní zatížení

Součinitel zatížení je pro stálé $\gamma_g = 1,2$ a nahodilé $\gamma_q = 1,4$.

Návrhový maximální kontaktní tlak je $\sigma_{Ed} = 219 \text{ kPa}$ (na okraji konstrukce) v běžné konstrukci je maximum $\sigma_{Ed} = 137 \text{ kPa}$.

Návrhový ohybový moment je $M_{Ed} = 101,8 \text{ kN/m} \times 1,9 \text{ m} = 193,5 \text{ kNm}$.

Návrhová smyková síla je $V_{Ed} = 45,9 \text{ kN/m} \times 1,9 \text{ m} = 87,3 \text{ kN}$.

Maximální deformace jsou 9,7 mm.

Aktuální zatížení

Součinitel zatížení je pro stálé $\gamma_g = 1,35$ a nahodilé $\gamma_q = 1,5$.

Návrhový maximální kontaktní tlak je $\sigma_{Ed} = 255 \text{ kPa}$ (na okraji konstrukce) v běžné konstrukci je maximum $\sigma_{Ed} = 158 \text{ kPa}$.

Návrhový ohybový moment je $M_{Ed} = 118,7 \text{ kN/m} \times 1,9 \text{ m} = 225,6 \text{ kNm}$.

Návrhová smyková síla je $V_{Ed} = 56,7 \text{ kN/m} \times 1,9 \text{ m} = 107,8 \text{ kN}$.

Maximální deformace jsou 10,0 mm.

Posudek betonu

V příloze č. 14 je posudek konstrukce pro základový pas.

Je uvažována výška 2,6 m a šířka 1,0 m.

Beton je uvažován C10/12,5.

Výztuž je uvažována výztuž 10 405 s mezí kluzu $f_y = 400 \text{ MPa}$.

Součinitel materiálu je pro beton $\gamma_c = 1,5$ a oceli $\gamma_s = 1,15$.

Tahová výztuž je uvažována 9x Ø20, tlaková a smyková výztuž není uvažována.

Návrhová ohybová únosnost je $M_{Rd} = 1362 \text{ kNm}$, což je více než maximální moment $M_{Ed} = 225,6 \text{ kNm}$.

Návrhová smyková únosnost je $V_{Rd} = 299 \text{ kN}$, což je více než maximální smykovou sílu $V_{Ed} = 107,8 \text{ kN}$.

5.5.3 Únosnost základové spáry

Pro výpočet je uvažován nekonečně dlouhý základový pas.

Hloubka založení je 2,25 m pod úroveň terénu.

Základová zemina je uvažována hlinito-kamenitá suť (F1), hloubka je 2,3 m (vliv podkladních materiálů). Předpokládané vlastnosti zeminy jsou charakteristický úhel vnitřního tření $\varphi_{ef} = 26^\circ$, součinitel soudržnosti $c_{ef} = 4 \text{ kPa}$, tíha $\gamma = 19 \text{ kNm}^{-3}$.

Součinitel vlastní zeminy je $\gamma_\phi = \gamma_c = 1,25$.

Úhel vnitřního tření $\varphi' = 26 / 1,25 = 20,8^\circ$

$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \times \tan^2 (45^\circ + \varphi' / 2) = 6,93$

$N_c = (N_q - 1) \times \cotg \varphi' = 15,6$

$N_\gamma = 2 \times (N_q - 1) \times \tan \varphi' = 4,5$

základová spára je vodorovně $b_c = b_q = 1,0$

základ je předpokládán nekonečně dlouhý $s_q = s_c = s_\gamma = 1,0$

vodorovně zatížení je zachycenou podlahou $i_q = i_c = i_\gamma = 1,0$

Tlak zeminy v nadloží základové spáry je $q = 2,25 \text{ m} \times 19 \text{ kNm}^{-3} = 42,7 \text{ kPa}$

Návrhová únosnost pro základ šířky 2,5 m

$$\begin{aligned}\sigma_{Rd} &= c' \times N_c \times b_c \times s_c \times i_c + q \times N_q \times b_q \times s_q \times i_q + 0,5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times b_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma = \\ &= 3,2 \times 15,61 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 + 42,7 \times 6,93 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 + 0,5 \times 19 \times 2,5 \times 4,5 \times \\ &1,0 \times 1,0 \times 1,0 = 49,9 + 295,9 + 106,8 = 452,6 \text{ kPa, což je více než maximální kontaktní tlak } 175 \text{ kPa.}\end{aligned}$$

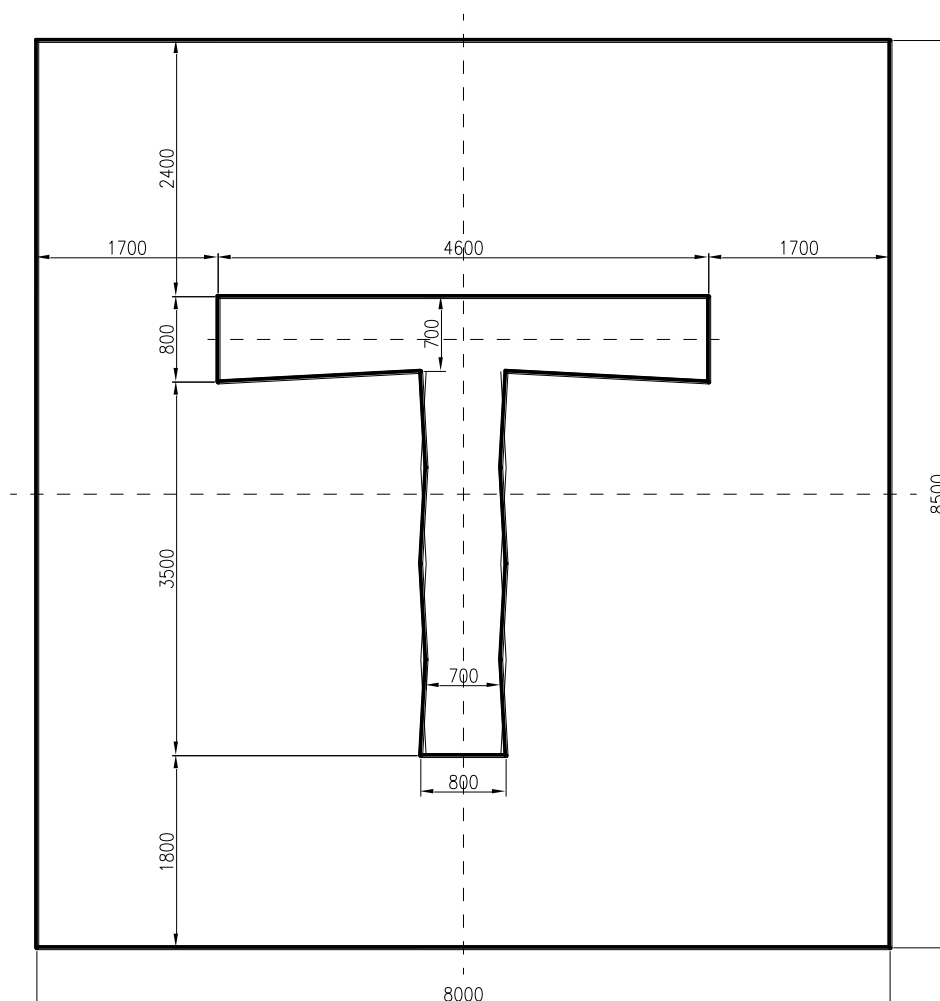
Návrhová únosnost pro základ šířky 1,9 m

$$\begin{aligned}\sigma_{Rd} &= c' \times N_c \times b_c \times s_c \times i_c + q \times N_q \times b_q \times s_q \times i_q + 0,5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times b_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma = \\ &= 3,2 \times 15,61 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 + 42,7 \times 6,93 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 + 0,5 \times 19 \times 1,9 \times 4,5 \times \\ &1,0 \times 1,0 \times 1,0 = 49,9 + 295,9 + 81,2 = 427,0 \text{ kPa, což je více než maximální kontaktní tlak } 255 \text{ kPa.}\end{aligned}$$

5.6 Ztužující stěna

Konstrukce obsahuje dvě ztužující železobetonové ztužující stěny tvaru T. Ztužující stěny jsou umístěny ve středu příčných stran haly. Tloušťka ztužujících stěn je 700–800 mm, délka pásnice je 4,6 m a délka stojiny je 3,5 m. Výška ztužující stěny je 13,6 m (účinky větru jsou brány na výšky 12,6 m). Pod ztužujícími stěnami je obdélníková základová deska o půdorysných rozměrech 8,0 x 8,5 m tloušťky 1,6 m. Ztužující stěny přenášejí zatížení větrem z poloviny stěn a střechy.

Půdorys ztužující stěny a základové desky je na následujícím obrázku:



Konstrukce je zatížena vlastní hmotností, střechou a větrem.

Zatížení střechou je od tří styčníků. Charakteristické zatížení od hmotnosti střechy je $G_{1,k} = 57,61 \times 2 + 58,74 = 174,0 \text{ kN}$.

Vlastní charakteristická tíha pásnice konstrukce je $G_{2,k} = 4,6 \text{ m} \times 0,75 \text{ m} \times 13,6 \text{ m} \times 25 \text{ kNm}^{-3} = 1173 \text{ kN}$.

Vlastní tíha stojiny konstrukce je $G_{3,k} = 3,5 \text{ m} \times 0,75 \text{ m} \times 13,6 \text{ m} \times 25 \text{ kNm}^{-3} = 893 \text{ kN}$.

Vlastní charakteristická tíha základové desky ztužující stěny je $G_{4,k} = 8,0 \text{ m} \times 8,5 \text{ m} \times 1,6 \text{ m} \times 25 \text{ kNm}^{-3} = 2720 \text{ kN}$.

Zdivo na základu je prodloužením pásnice ztužující stěny. Hmotnost zdiva na základu je $G_{5,k} = 90,4 \text{ kN/m} \times 3,4 \text{ m} = 308 \text{ kN}$.

5.6.1 Příčný vítr – původní zatížení

Klopení kolem vnitřní hrany

Vzdálenost styčníků střechy je $l_1 = 2,4 \text{ m} + 0,8 / 2 = 2,8 \text{ m}$.

Vzdálenost těžiště pásnice je $l_2 = 2,4 + 0,75 / 2 = 2,775 \text{ m}$.

Vzdálenost těžiště pásnice $l_3 = 2,4 + 0,7 + 3,6 / 2 = 4,95 \text{ m}$.

Vzdálenost těžiště desky $l_4 = 8,5 / 2 = 4,25 \text{ m}$.

Součinitel stálého zatížení $\gamma_g = 0,9$.

Výsledný stabilizující moment $M_s = (174 \times 2,8 + (1173 + 308) \times 2,775 + 893 \times 4,95 + 2720 \times 4,25) \times 0,9 = (487 + 4110 + 4420 + 11560) \times 0,9 = 18\,519 \text{ kNm}$.

Klopení kolem vnější hrany

Vzdálenost styčníků střechy je $l_1 = 8,5 - 2,8 = 5,7 \text{ m}$.

Vzdálenost těžiště pásnice je $l_2 = 8,5 - 2,775 = 5,725 \text{ m}$.

Vzdálenost těžiště pásnice $l_3 = 8,5 - 4,95 = 3,55 \text{ m}$.

Vzdálenost těžiště desky $l_4 = 4,25 \text{ m}$.

Součinitel stálého zatížení $\gamma_g = 0,9$.

Výsledný stabilizující moment $M_s = (174 \times 5,7 + (1173 + 308) \times 5,725 + 893 \times 3,55 + 2720 \times 4,25) \times 0,9 = (991 + 8478 + 3170 + 11\,560) \times 0,9 = 21\,779 \text{ kNm}$.

Zatížení ztužidla v podélném směru budovy je maximální pro návětrnou stranu.

Součinitel nahodilého vodorovného zatížení $\gamma_q = 1,4$.

Vodorovná síla od střechy je $F_{w1,d} = 3,4 \text{ m} \times 45,6 \text{ m} \times 0,27 \text{ kNm}^{-2} \times 1,4 = 58,7 \text{ kN}$.

Liniové zatížení je $f_{w2,d} = 43,2 \text{ m} \times 0,27 \text{ kNm}^{-2} \times 1,4 = 16,4 \text{ kN/m}$.

Výsledná vodorovná síla je $F_{w,Ed} = 58,7 \text{ kN} + 16,4 \text{ kN/m} \times 12,6 \text{ m} / 2 = 162,1 \text{ kN}$.

Výsledný moment kolem příčné osy od větru je $M_{w,Ed} = 162,1 \times (13,6 \text{ m} + 1,6 \text{ m}) = 2464 \text{ kNm}$, což je méně než stabilizující moment 18 519 kNm.

Moment k ose základu – maximální svislé zatížení

Vzdálenost styčníků střechy je $l_1 = 8,5 / 2 - 2,4 - 0,8 / 2 = 1,45 \text{ m}$.

Vzdálenost těžiště pásnice je $l_2 = 8,5 / 2 - 2,4 - 0,75 / 2 = 1,475 \text{ m}$.

Vzdálenost těžiště pásnice $l_3 = 8,5 / 2 - 2,4 - 0,7 - 3,6 / 2 = -0,65 \text{ m}$.

Vzdálenost těžiště desky $l_4 = 0 \text{ m}$.

Součinitel stálého zatížení $\gamma_g = 1,2$.

Součinitel svislého nahodilého zatížení $\gamma_q = 1,4$.

Návrhové zatížení od střechy je $F_{1,Ed} = 103,5 \times 2 + 105,5 = 312,5 \text{ kN}$.

Výsledné svislé zatížení je $N_{Ed} = 312,5 \text{ kN} + (1173 \text{ kN} + 308 \text{ kN} + 893 \text{ kN} + 2720 \text{ kN}) \times 1,2 = 6426 \text{ kN}$.

Výsledný moment od svislého zatížení $M_{1,Ed} = 312,5 \times 1,45 + (1173 + 308) \times 1,2 \times 1,475 - 893 \times 1,2 \times 0,65 = 453,2 + 2621,4 - 696,6 = 2378 \text{ kNm}$.

Výsledný celkový návrhový moment je $M_{Ed} = 2378 + 2464 = 4842 \text{ kNm}$.

Excentricita $e = M_{Ed} / N_{Ed} = 4842 \text{ kNm} / 6426 \text{ kN} = 0,754 \text{ m} < 8,5 \text{ m} / 6 = 1,41 \text{ m}$.

Kontaktní tlak je $\sigma_{Ed} = 6426 \text{ kN} / (8,0 \text{ m} \times (8,5 \text{ m} - 2 \times 0,754 \text{ m})) = 114,9 \text{ kPa}$.

Moment k ose základu – minimální svislé zatížení

Vzdálenost styčníků střechy je $l_1 = 1,45 \text{ m}$.

Vzdálenost těžiště pásnice je $l_2 = 1,475 \text{ m}$.

Vzdálenost těžiště pásnice $l_3 = -0,65 \text{ m}$.

Vzdálenost těžiště desky $l_4 = 0 \text{ m}$.

Součinitel stálého zatížení betonem $\gamma_g = 0,9$.

Součinitel svislého nahodilého zatížení $\gamma_q = 0$.

Návrhové zatížení od střechy je $F_{1,Ed} = 147 \times 0,9 = 132,3 \text{ kN}$.

Výsledné svislé zatížení je $N_{Ed} = 132,3 \text{ kN} + (1173 \text{ kN} + 308 \text{ kN} + 893 \text{ kN} + 2720 \text{ kN}) \times 0,9 = 4717 \text{ kN}$.

Výsledný moment od svislého zatížení $M_{1,Ed} = 132,3 \times 1,45 + (1173 + 308) \times 0,9 \times 1,475 - 893 \times 0,9 \times 0,65 = 191,9 + 1966,1 - 522,4 = 1636 \text{ kNm}$.

Výsledný celkový návrhový moment je $M_{Ed} = 1636 + 2464 = 4100 \text{ kNm}$.

Excentricita $e = M_{Ed} / N_{Ed} = 4100 \text{ kNm} / 4717 \text{ kN} = 0,870 \text{ m} < 8,5 \text{ m} / 6 = 1,41 \text{ m}$.

Kontaktní tlak je $\sigma_{Ed} = 4717 \text{ kN} / (8,0 \text{ m} \times (8,5 \text{ m} - 2 \times 0,870 \text{ m})) = 87,3 \text{ kPa}$.

5.6.2 Příčný vítr – aktuální zatížení

Klopení kolem vnitřní hrany

Vzdálenost styčníků střechy je $l_1 = 2,8 \text{ m}$.

Vzdálenost těžiště pásnice je $l_2 = 2,775 \text{ m}$.

Vzdálenost těžiště pásnice $l_3 = 4,95 \text{ m}$.

Vzdálenost těžiště desky $l_4 = 4,25 \text{ m}$.

Součinitel stálého zatížení $\gamma_g = 1,0$.

Výsledný stabilizující moment $M_s = 174 \times 2,8 + (1173 + 308) \times 2,775 + 893 \times 4,95 + 2720 \times 4,25 = 487 + 4110 + 4420 + 11560 = 20\,577 \text{ kNm}$.

Klopení kolem vnější hrany

Vzdálenost styčníků střechy je $l_1 = 5,7 \text{ m}$.

Vzdálenost těžiště pásnice je $l_2 = 5,725 \text{ m}$.

Vzdálenost těžiště pásnice $l_3 = 3,55 \text{ m}$.

Vzdálenost těžiště desky $l_4 = 4,25 \text{ m}$.

Součinitel stálého zatížení $\gamma_g = 1,0$.

Výsledný stabilizující moment $M_s = 174 \times 5,7 + (1173 + 308) \times 5,725 + 893 \times 3,55 + 2720 \times 4,25 = 991 + 8478 + 3170 + 11\,560 = 24\,199 \text{ kNm}$.

Zatížení ztužidla v podélném směru budovy je maximální pro návětrnou stranu.

Součinitel nahodilého vodorovného zatížení $\gamma_q = 1,5$.

Vodorovná síla od střechy je $F_{w1,d} = 3,4 \text{ m} \times 45,6 \text{ m} \times 0,38 \text{ kNm}^{-2} \times 1,5 = 88,4 \text{ kN}$.

Liniové zatížení je $f_{w2,d} = 43,2 \text{ m} \times 0,38 \text{ kNm}^{-2} \times 1,5 = 24,7 \text{ kN/m}$.

Výsledná vodorovná síla je $F_{w,Ed} = 88,4 \text{ kN} + 24,7 \text{ kN/m} \times 12,6 \text{ m} / 2 = 244,1 \text{ kN}$.

Výsledný moment kolem příčné osy od větru je $M_{w,Ed} = 244,1 \text{ kN} \times (13,6 \text{ m} + 1,6 \text{ m}) = 3\,711 \text{ kNm}$, což je méně než stabilizující moment $20\,577 \text{ kNm}$.

Moment k ose základu – maximální svislé zatížení

Vzdálenost styčníků střechy je $l_1 = 1,45 \text{ m}$.

Vzdálenost těžiště pásnice je $l_2 = 1,475 \text{ m}$.

Vzdálenost těžiště pásnice $l_3 = -0,65 \text{ m}$.

Vzdálenost těžiště desky $l_4 = 0$ m.

Součinitel stálého zatížení $\gamma_g = 1,35$.

Součinitel svislého nahodilého zatížení $\gamma_q = 1,5$.

Návrhové zatížení od střechy je $F_{1,Ed} = 140,7 \times 2 + 143,3 = 424,7$ kN.

Výsledné svislé zatížení je $N_{Ed} = 424,7$ kN + (1173 kN + 308 kN + 893 kN + 2720 kN) $\times 1,35 = 7302$ kN.

Výsledný moment od svislého zatížení $M_{1,Ed} = 424,7 \times 1,45 + (1173 + 308) \times 1,35 \times 1,475 - 893 \times 1,35 \times 0,65 = 616 + 2950 - 783 = 2783$ kNm.

Výsledný celkový návrhový moment je $M_{Ed} = 2783 + 3711 = 6494$ kNm.

Excentricita $e = M_{Ed} / N_{Ed} = 6494$ kNm / 7302 kN = $0,890$ m < $8,5$ m / $6 = 1,41$ m.

Kontaktní tlak je $\sigma_{Ed} = 7302$ kN / ($8,0$ m \times ($8,5$ m – $2 \times 0,890$ m)) = $135,9$ kPa.

Moment k ose základu – minimální svislé zatížení

Vzdálenost styčníků střechy je $l_1 = 1,45$ m.

Vzdálenost těžiště pásnice je $l_2 = 1,475$ m.

Vzdálenost těžiště pásnice $l_3 = -0,95$ m.

Vzdálenost těžiště desky $l_4 = 0$ m.

Součinitel stálého zatížení betonem $\gamma_g = 1,0$.

Součinitel svislého nahodilého zatížení $\gamma_q = 0$.

Návrhové zatížení od střechy je $F_{1,Ed} = 147$ kN.

Výsledné svislé zatížení je $N_{Ed} = 147$ kN + (1173 kN + 308 kN + 893 kN + 2720 kN) $\times 1,0 = 5241$ kN.

Výsledný moment od svislého zatížení $M_{1,Ed} = 147 \times 1,45 + (1173 + 308) \times 1,0 \times 1,475 - 893 \times 1,0 \times 0,65 = 214 + 2185 - 580 = 1819$ kNm.

Výsledný celkový návrhový moment je $M_{Ed} = 1819 + 3711 = 5530$ kNm.

Excentricita $e = M_{Ed} / N_{Ed} = 5530$ kNm / 5241 kN = $1,06$ m < $8,5$ m / $6 = 1,41$ m.

Kontaktní tlak je $\sigma_{Ed} = 5241$ kN / ($8,0$ m \times ($8,5$ m – $2 \times 1,06$ m)) = $102,7$ kPa.

Posudek

V příloze č. 15 je posudek konstrukce v místě horní roviny základové desky.

Je uvažována výška (délka) průřezu $4,3$ m a šířka $0,7$ m.

Beton je uvažován C10/12,5.

Výztuž je uvažována podélná výztuž 10 406 s mezí kluzu $f_y = 400$ MPa a rozdělovací výztuž 10338 s mezí kluzu $f_y = 325$ MPa.

Součinitel materiálu je pro beton $\gamma_c = 1,5$ a oceli $\gamma_s = 1,15$.

Tahová výztuž je Ø22, 4x Ø na konci a pak 2x Ø á 360 mm, tlaková ani smyková výztuž není uvažována. Při návrhu je uvažována tažená výztuž 4x na konci a dvě další řady v jejich celkové těžišti.

Návrhový ohybový moment od větru k horní rovině desky je $M_{w,Ed} = 244,1$ kN \times $13,6$ m = 3320 kNm

Návrhová smyková síla od větru je $V_{Ed} = 244,1$ kN.

Návrhová ohybová únosnost je $M_{Rd} = 4070,9$ kNm, což je více než zatěžovací moment $M_{Ed} = 3320$ kNm.

Návrhová smyková únosnost je $V_{Rd} = 420,2$ kN, což je více než zatěžovací smyková síla $V_{Ed} = 244,1$ kN.

5.6.3 Podélný vítr – původní zatížení

Klopení

Vzdálenost těžiště vlastní hmotnosti je $l = 8,0 / 2 = 4,0$ m.

Součinitel stálého zatížení $\gamma_g = 0,9$.

Výsledný stabilizující moment $M_s = (174 + 1173 + 308 + 893 + 2720) \times 0,9 \times 4,0 = 5268 \times 0,9 \times 4,0 = 18\,964 \text{ kNm}$.

Zatížení ztužidla v příčném směru budovy je pro polovinu délky návětrnou a závětrnou stranu.

Součinitel nahodilého vodorovného zatížení $\gamma_q = 1,4$.

Vodorovná síla od střechy je $F_{w1,d} = 3,4 \text{ m} \times 64,8 \text{ m} / 2 \times (0,27 \text{ kNm}^{-2} + 0,20 \text{ kNm}^{-2}) \times 1,4 = 72,5 \text{ kN}$.

Liniové zatížení je $f_{w2,d} = 62,4 \text{ m} / 2 \times (0,27 \text{ kNm}^{-2} + 0,2 \text{ kNm}^{-2}) \times 1,4 = 20,6 \text{ kN/m}$.

Výsledná vodorovná síla je $F_{w,Ed} = 72,5 \text{ kN} + 20,6 \text{ kN/m} \times 12,6 \text{ m} / 2 = 202,3 \text{ kN}$.

Výsledný moment kolem příčné osy od větru je $M_{w,Ed} = 202,3 \text{ kN} \times (12,6 \text{ m} + 1,6 \text{ m}) = 3091 \text{ kNm}$, což je méně než stabilizující moment $18\,964 \text{ kNm}$.

Moment k ose základu – maximální svislé zatížení

Součinitel stálého zatížení $\gamma_g = 1,2$.

Součinitel svislého nahodilého zatížení $\gamma_q = 1,4$.

Návrhové zatížení od střechy je $F_{1,Ed} = 103,5 \times 2 + 105,5 = 312,5 \text{ kN}$.

Výsledné svislé zatížení je $N_{Ed} = 312,5 + (1173 + 308 + 893 + 2720) \times 1,2 = 6425,3 \text{ kN}$.

Výsledný celkový návrhový moment je $M_{Ed} = 3091 \text{ kNm}$.

Excentricita $e = M_{Ed} / N_{Ed} = 3091 \text{ kNm} / 6425,3 \text{ kN} = 0,482 \text{ m} < 8,0 \text{ m} / 6 = 1,33 \text{ m}$.

Kontaktní tlak je $\sigma_{Ed} = 6425,3 \text{ kN} / (8,5 \text{ m} \times (8,0 \text{ m} - 2 \times 0,482 \text{ m})) = 107,5 \text{ kPa}$.

Moment k ose základu – minimální svislé zatížení

Součinitel stálého zatížení $\gamma_g = 0,9$.

Součinitel svislého nahodilého zatížení $\gamma_q = 0$.

Výsledné svislé zatížení je $N_{Ed} = (174 + 1173 + 308 + 893 + 2720) \times 0,9 = 4741,2 \text{ kN}$.

Výsledný celkový návrhový moment je $M_{Ed} = 3091 \text{ kNm}$.

Excentricita $e = M_{Ed} / N_{Ed} = 3091 \text{ kNm} / 4741,2 \text{ kN} = 0,652 \text{ m} < 8,0 \text{ m} / 6 = 1,33 \text{ m}$.

Kontaktní tlak je $\sigma_{Ed} = 4741,2 \text{ kN} / (8,5 \text{ m} \times (8,0 \text{ m} - 2 \times 0,652 \text{ m})) = 83,4 \text{ kPa}$.

5.6.4 Podélný vítr – aktuální zatížení

Klopení

Vzdálenost těžiště vlastní hmotnosti je $l = 8,5 / 2 = 4,25 \text{ m}$.

Součinitel stálého zatížení $\gamma_g = 1,0$.

Výsledný stabilizující moment $M_s = (174 + 1173 + 308 + 893 + 2720) \times 4,0 = 5268 \times 4,0 = 21\,072 \text{ kNm}$.

Zatížení ztužidla v příčném směru budovy je pro polovinu délky návětrnou a závětrnou stranu.

Součinitel nahodilého vodorovného zatížení $\gamma_q = 1,5$.

Vodorovná síla od střechy je $F_{w1,d} = 3,4 \text{ m} \times 64,8 \text{ m} / 2 \times (0,38 \text{ kNm}^{-2} + 0,24 \text{ kNm}^{-2}) \times 1,5 = 102,5 \text{ kN}$.

Liniové zatížení je $f_{w2,d} = (62,4 \text{ m} / 2 + 3,6) \times (0,38 \text{ kNm}^{-2} + 0,24 \text{ kNm}^{-2}) \times 1,5 = 32,4 \text{ kN/m}$.

Výsledná vodorovná síla je $F_{w,Ed} = 102,5 \text{ kN} + 32,4 \text{ kN/m} \times 12,6 \text{ m} / 2 = 306,7 \text{ kN}$.

Výsledný moment kolem příčné osy od větru je $M_{w,Ed} = 306,7 \text{ kN} \times (12,6 \text{ m} + 1,6 \text{ m}) = 4356 \text{ kNm}$, což je méně než stabilizující moment $21\,072 \text{ kNm}$.

Moment k ose základu – maximální svislé zatížení

Součinitel stálého zatížení $\gamma_g = 1,35$.

Součinitel svislého nahodilého zatížení $\gamma_q = 1,5$.

Návrhové zatížení od střechy je $F_{1,Ed} = 140,7 \times 2 + 143,3 = 424,7 \text{ kN}$.

Výsledné svislé zatížení je $N_{Ed} = 424,7 + (1173 + 308 + 893 + 2720) \times 1,35 = 7302 \text{ kN}$.

Výsledný celkový návrhový moment je $M_{Ed} = 4356 \text{ kNm}$.

Excentricita $e = M_{Ed} / N_{Ed} = 4356 \text{ kNm} / 7302 \text{ kN} = 0,597 \text{ m} < 8,0 \text{ m} / 6 = 1,33 \text{ m}$.

Kontaktní tlak je $\sigma_{Ed} = 7302 \text{ kN} / (8,5 \text{ m} \times (8,0 \text{ m} - 2 \times 0,597 \text{ m})) = 126,3 \text{ kPa}$.

Moment k ose základu – minimální svislé zatížení

Součinitel stálého zatížení $\gamma_g = 1,0$.

Součinitel svislého nahodilého zatížení $\gamma_q = 0$.

Výsledné svislé zatížení je $N_{Ed} = 174 + 1173 + 308 + 893 + 2720 = 5268 \text{ kN}$.

Výsledný celkový návrhový moment je $M_{Ed} = 4356 \text{ kNm}$.

Excentricita $e = M_{Ed} / N_{Ed} = 4356 \text{ kNm} / 5268 \text{ kN} = 0,827 \text{ m} < 8,0 \text{ m} / 6 = 1,33 \text{ m}$.

Kontaktní tlak je $\sigma_{Ed} = 5268 \text{ kN} / (8,5 \text{ m} \times (8,0 \text{ m} - 2 \times 0,827 \text{ m})) = 97,7 \text{ kPa}$.

Posudek

V příloze č. 16 je posudek konstrukce v místě horní roviny základové desky.

Je uvažována výška (délka) průřezu 4,6 m a šířka 0,7 m.

Beton je uvažován C10/12,5.

Výztuž je uvažována podélná výztuž 10 406 s mezí kluzu $f_y = 400 \text{ MPa}$ a rozdělovací výztuž 10338 s mezí kluzu $f_y = 325 \text{ MPa}$.

Součinitel materiálu je pro beton $\gamma_c = 1,5$ a oceli $\gamma_s = 1,15$.

Tahová výztuž je Ø22, 4x Ø na konci a pak 2x Ø á 315 mm, tlaková a smyková výztuž není uvažována. Při návrhu je uvažována tažená výztuž 4x na konci (100 mm od vnější roviny) a dvě další řady v jejich celkové těžišti.

Návrhový ohybový moment od větru k horní rovině desky je $M_{w,Ed} = 306,7 \text{ kN} \times 13,6 \text{ m} = 4172 \text{ kNm}$

Návrhová smyková síla od větru je $V_{Ed} = 306,7 \text{ kN}$.

Návrhová ohybová únosnost je $M_{Rd} = 4378,5 \text{ kNm}$, což je více než zatěžovací moment $M_{Ed} = 4172 \text{ kNm}$.

Návrhová smyková únosnost je $V_{Rd} = 3547,6 \text{ kN}$, což je více než zatěžovací smyková síla $V_{Ed} = 306,7 \text{ kN}$.

6 Závěr

Konstrukce je posouzena na původní zatížení dle ČSN 73 0035, a aktuální zatížení dle ČSN EN 1991-1 (stávající stálé zatížení a zatížení sněhem dle aktuálně platné normy). Vlivem změny norem došlo ke zvýšení zatížení bez změny konstrukce (zvětšení zatížení sněhem a větrem).

Dřevěné hranoly střešní konstrukce vyhovují pro aktuální zatížení i pro plošné přitížení 12 kgm^{-2} (pro dřevo C20). V případě zvýšení zatížení střechy o 50 kgm^{-2} již nevyhovují; je třeba toto přitížení roznést tak, aby zatěžovalo přímo vaznice a nikoli hranoly.

Ocelové vaznice vyhovují pro původní zatížení, aktuální zatížení i plošné přitížení 50 kgm^{-2} .

Ocelová příhradová střešní konstrukce vyhovuje pro původní zatížení; pro aktuální zatížení nevyhovuje na stabilitu 16 prvků. Po jejich stabilizaci v jejich středu

(viz příloha č. 6) je rezerva v celé konstrukci ve stálém zatížení přibližně 12 kgm^{-2} ($0,12 \text{ kNm}^{-2}$). Celková hmotnost přidaných trubek je cca 200 kg. Při uvažování měrných nákladů na výrobu, montáž a nátěr cca 120 Kč/kg lze odhadnout celkové náklady na cca 24 000,- Kč (bez DPH).

Při přetížení střešní konstrukce stálým zatížením $0,50 \text{ kNm}^{-2}$ je nutné provést zesílení konstrukce ve větším rozsahu. Navrženo je přivaření pasoviny v celé délce prvků až ke styčnickovým koulím (viz 5.3.4 a přílohy č. 8 a 9). Celková hmotnost přidaných ocelových prvků je cca 500 kg. Při uvažování měrných nákladů na výrobu, montáž a nátěr cca 120 Kč/kg lze odhadnout celkové náklady na cca 60 000,- Kč (bez DPH).

Podpěrné sloupky vyhovují pro aktuální zatížení i plošné přetížení 50 kgm^{-2} (stupeň využití až 99%).

Základové konstrukce jsou vyhovující i po plošné přetížení 50 kgm^{-2} . Maximální kontaktní tlak je 255 kPa na okraji pasu, což je méně než únosnost předpokládané hlinito-kamenité zeminy 427 kPa.

Železobetonové ztužující stěny tvaru T mají dostatečnou zásobu stability.

Celková hmotnost skladby střechy je 117 kgm^{-2} , z toho modřínová prkna tl. 25 mm váží 16 kgm^{-2} . Pokud se skladba pláště změní tak, že nebude překročena celková hmotnost 117 kgm^{-2} (včetně případných FV panelů), konstrukce bude v souladu s ČSN ISO vyhovující, neboť zatížení zůstane v souladu s původním návrhem. V tomto případě není nutno konstrukci dále přepočítávat, ani dle platných norem; platí původní statický výpočet. Pokud se ponechají modřínová prkna, pak na tepelnou izolaci, hydroizolaci a případné FV panely zbývá cca 100 kgm^{-2} .

7 Doporučení

Provedené výpočty prokazují několik možných variant řešení skladby ze statického hlediska:

- 1) Bez změny skladby a zatížení – není nutno přijímat žádná opatření.
- 2) Sejmutí stávající hydroizolační vrstvy tl. 2 cm (sejmutí svrchních vrstev lepenky, tj. snížení stálého měrného zatížení o 30 kgm^{-2}) a přidání nových tepelněizolačních a hydroizolačních vrstev s menší celkovou měrnou hmotností, než těchto 30 kgm^{-2} , pak není nutno přijímat žádná další opatření.
- 3) Sejmutí stávajících tepelněizolačních a hydroizolačních vrstev o celkové měrné hmotnosti 100 kgm^{-2} (modřínová prkna budou ponechána) a přidání nových tepelněizolačních a hydroizolačních vrstev s menší celkovou měrnou hmotností, než těchto 100 kgm^{-2} , pak není nutno přijímat žádná další opatření.
- 4) Přidání tepelněizolační a hydroizolační vrstvy ke stávající skladbě do měrné hmotnosti 12 kgm^{-2} , v tomto případě je nutno stabilizovat 16 prvků ocelové příhradové konstrukce pomocí 32 ks přidaných vzpěr o celkové hmotnosti cca 200 kg.

- 5) Sejmутí stávající hydroizolační vrstvy tl. 2 cm (tj. snížení stálého měrného zatížení o 30 kgm^{-2}) a stabilizace 16 prvků ocelové příhradové konstrukce pomocí 32 ks přidaných vzpěr o celkové hmotnosti cca 200 kg umožňuje přidání nových tepelněizolačních a hydroizolačních vrstev s celkovou měrnou hmotností do $30+12=42 \text{ kgm}^{-2}$.
- 6) Sejmутí stávajících tepelněizolačních a hydroizolačních vrstev o celkové měrné hmotnosti 100 kgm^{-2} (budou ponechána pouze modřínová prkna), stabilizace 16 prvků ocelové příhradové konstrukce pomocí 32 ks přidaných vzpěr o celkové hmotnosti cca 200 kg umožňuje přidání nových tepelněizolačních a hydroizolačních vrstev s celkovou měrnou hmotností do $100+12=112 \text{ kgm}^{-2}$.
- 7) Přetížení střešní konstrukce stálým zatížením 50 kgm^{-2} ($0,50 \text{ kNm}^{-2}$) - je nutné provést zesílení ocelové příhradové konstrukce, např. přivařením pasoviny v celé délce 64 ks nevyhovujících prvků až ke styčnickovým koulím (viz 5.3.4 a přílohy č. 8 a 9). Celková hmotnost přidaných ocelových prvků je cca 500 kg. Přidané zatížení 50 kgm^{-2} musí být rozneseno do konstrukce tak, aby nezatěžovalo dřevěné trámy.
- 8) Sejmутí stávajících tepelněizolačních a hydroizolačních vrstev o celkové měrné hmotnosti 100 kgm^{-2} (budou ponechána pouze modřínová prkna), zesílení ocelové příhradové konstrukce, např. přivařením pasoviny v celé délce 64 ks nevyhovujících prvků až ke styčnickovým koulím (viz 5.3.4 a přílohy č. 8 a 9) umožňuje přidání nových tepelněizolačních a hydroizolačních vrstev s celkovou měrnou hmotností $100+50=150 \text{ kgm}^{-2}$. Přidané zatížení 50 kgm^{-2} musí být rozneseno do konstrukce tak, aby nezatěžovalo dřevěné trámy.

Je třeba, aby byl zaveden systém kontrol konstrukce v souladu s ČSN 73 2604 – Ocelové konstrukce – kontrola a údržba ocelových konstrukcí pozemních a inženýrských staveb.

Případné zesílení ocelové střešní příhradové konstrukce (vzpěry nebo pasovina) je nutno provést pokud možno v odlehčeném stavu (bez přetížení sněhem, novou skladbou či FV panely).