



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí

Silniční most přes řeku Jizeru v Mladé Boleslavi

Road bridge over Jizera River in Mladá Boleslav

Bakalářská práce

Příloha 1: Statický výpočet

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Vedoucí práce: prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc., FEng.

Lukáš Boháček

Praha 2016

| | | |
|----------|---|-----------|
| 1 | ÚVOD | 5 |
| 2 | MATERIÁLY | 5 |
| 2.1 | Beton | 6 |
| 2.2 | Předpínací výztuž | 6 |
| 2.3 | Betonářská výztuž | 7 |
| 2.4 | Ocel | 8 |
| 3 | ZATÍŽENÍ..... | 8 |
| 3.1 | Zatížení stálé..... | 8 |
| 3.1.1 | Zatížení vlastní tíhou konstrukce | 8 |
| 3.1.2 | Ostatní stálé zatížení | 8 |
| 3.2 | Proměnné zatížení | 9 |
| 3.2.1 | Zatížení dopravou..... | 9 |
| 3.2.1.1 | Rozdělení na zatěžovací pruhy..... | 9 |
| 3.2.1.2 | Model zatížení 1 (LM1)..... | 9 |
| 3.2.1.3 | Model zatížení 2 (LM2)..... | 10 |
| 3.2.1.4 | Model zatížení 4 (LM4)..... | 10 |
| 3.2.1.5 | Zatížení chodníků..... | 10 |
| 3.2.1.6 | Brzdné a rozjezdové síly – podélný směr | 11 |
| 3.2.1.7 | Brzdné a rozjezdové síly – příčný směr..... | 11 |
| 3.2.2 | Zatížení teplotou..... | 11 |
| 3.2.2.1 | Rovnoměrná složka teploty | 11 |
| 3.2.2.2 | Nerovnoměrná složka | 12 |
| 3.2.2.3 | Rozdíly v rovnoměrné složce teploty mezi různými nosnými prvky..... | 12 |
| 3.2.3 | Zatížení větrem | 12 |
| 3.2.3.1 | Zatížení na mostovku | 13 |
| 3.2.3.2 | Zatížení na oblouk..... | 13 |
| 3.3 | Sestavy zatížení | 13 |
| 3.4 | Zatěžovací stavy a posuzované řezy | 14 |
| 3.4.1 | Pole 1..... | 14 |
| 3.4.2 | Pole 2..... | 14 |
| 3.5 | Kombinace..... | 15 |
| 4 | PŘEDPĚTÍ..... | 16 |
| 4.1 | Ztráty předpětí | 16 |
| 4.2 | Pole 1 | 16 |
| 4.2.1 | Ztráty postupným napínáním | 16 |
| 4.3 | Pole 2 | 17 |
| 4.3.1 | Ztráty postupným napínáním | 17 |
| 4.4 | Závěsy | 18 |
| 5 | POSOUZENÍ HLAVNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE – MSP..... | 18 |
| 5.1 | Pole 1 | 18 |
| 5.1.1 | Normálová napětí..... | 18 |
| 5.1.1.1 | Řez 1 – nad ložiskem | 18 |
| 5.1.1.2 | Řez 4 – uprostřed rozpětí..... | 20 |
| 5.1.2 | Smyková napětí | 21 |

| | | |
|----------|---|-----------|
| 5.1.2.1 | Řez 2 – 0.2 m od ložiska | 21 |
| 5.1.2.2 | Řez 3 – konec náběhu | 23 |
| 5.1.3 | Omezení trhlin | 23 |
| 5.1.4 | Omezení průhybů | 24 |
| 5.2 | Pole 2 | 24 |
| 5.2.1 | Normálová napětí | 24 |
| 5.2.2 | Smyková napětí | 27 |
| 5.2.3 | Posouzení šířky trhlin | 29 |
| 5.2.4 | Omezení průhybů | 29 |
| 6 | POSOUZENÍ HLAVNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE – MSÚ | 30 |
| 6.1 | Pole 1 – ohyb a normálová síla | 30 |
| 6.2 | Pole 1 – křehký lom | 31 |
| 6.3 | Pole 1 – smyk | 32 |
| 6.3.1 | Řez 2 – 0.2 m od ložiska | 32 |
| 6.3.2 | Průřez 4 – konec náběhu | 33 |
| 6.4 | Pole 2 – ohyb a normálová síla | 34 |
| 6.5 | Pole 2 – křehký lom | 36 |
| 6.6 | Pole 2 – smyk | 37 |
| 6.7 | Pole 2 – oblouk | 38 |
| 6.7.1 | Výpočet stability | 39 |
| 6.7.2 | Posouzení | 40 |
| 6.8 | Pole 2 – spřažení | 41 |
| 6.8.1 | Únosnost spřahovacích prvků | 41 |
| 6.8.2 | Analýza spolupůsobení oblouku a mostovky | 41 |
| 6.8.3 | Návrh spřažení | 42 |
| 6.9 | Závěsy | 42 |
| 7 | NÁVRH A POSOUZENÍ LOKÁLNÍCH ČÁSTÍ KONSTRUKCE | 43 |
| 7.1 | Příčnický | 43 |
| 7.1.1 | Pole 1 – příčník | 43 |
| 7.1.1.1 | Zatížení | 43 |
| 7.1.1.2 | Posouzení MSÚ | 44 |
| 7.1.1.3 | Posouzení MSP | 46 |
| 7.1.2 | Pole 2 – příčník | 48 |
| 7.1.2.1 | Zatížení | 48 |
| 7.1.2.2 | Posouzení MSÚ | 48 |
| 7.1.2.3 | Posouzení MSP | 51 |
| 7.2 | Ložiska | 52 |
| 7.2.1 | Pole 1 | 52 |
| 7.2.1.1 | Svislá reakce | 52 |
| 7.2.1.2 | Vodorovné reakce – kolmo na most | 52 |
| 7.2.1.3 | Vodorovné reakce – ve směru osy mostu | 53 |
| 7.2.1.4 | Celkové reakce | 53 |
| 7.2.2 | Pole 2 | 53 |
| 7.2.2.1 | Svislá reakce | 53 |
| 7.2.2.2 | Vodorovné reakce – kolmo na most | 53 |
| 7.2.2.3 | Vodorovné reakce – ve směru osy mostu | 54 |

| | | |
|-----------|---------------------------------------|-----------|
| 7.2.2.4 | Celkové reakce..... | 54 |
| 7.3 | Mostní závěry..... | 54 |
| 7.3.1 | Pole 1..... | 54 |
| 7.3.2 | Pole 2..... | 55 |
| 8 | SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY..... | 56 |
| 9 | SEZNAM TABULEK..... | 57 |
| 10 | SEZNAM OBRÁZKŮ | 58 |
| 11 | SEZNAM POUŽITÝCH ZNAČEK..... | 59 |

1 ÚVOD

Výpočetní model byl namodelován v program SCIA Engineer 15.3. Pro výpočet byl použit modul časově závislé analýzy (TDA), který zohledňuje postup výstavby, ale ve 2D rámové konstrukci počítá i smršťování a dotvarování betonu, čehož bylo využito pro globální posouzení konstrukce. V program byly využity moduly pro automatické mostní kombinace a pohyblivé zatížení. Pomocí automaticky generovaných kombinací byly hledány extrémní namáhání konstrukce. Kombinace pro dané řezy byly vytvořeny ručně, aby bylo ověřeno, zda automaticky vytvořené kombinace jsou správně. Dále také bylo nutné znát průběh ohybových momentů pro stanovení spolupůsobící šířky.

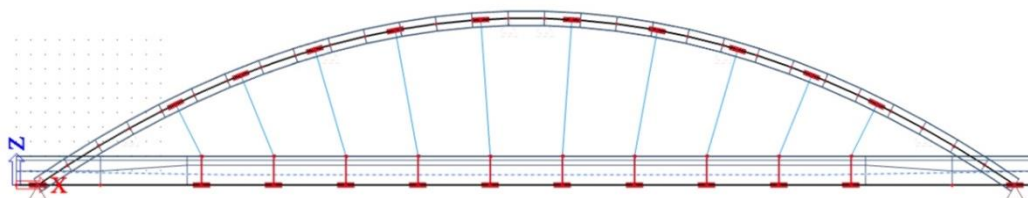
Vždy byla modelována jen polovina příčného řezu, a na tu bylo aplikováno větší proměnné zatížení, které vyšlo z rozboru zatížení dopravou.

Model pole 1 je prostý nosník s přesahem a proměnným průřezem. Předpínací lana v poli 1 (viz Obrázek 1.1) byla modelována jako 2 ideální kabely, kde každý odpovídal dané vrstvě předpínacích lan.



Obrázek 1.1 Prutový model pole 1

Model pole 2 má (viz Obrázek 1.2) pouze jeden ideální kabel. Protože oblouk jde až k ložiskům, byl tak i namodelován. Mostovka byla modelována v úrovni své spodní hrany a excentricita pro uchycení závěsů byly vytvořeny pomocí tuhých ramen.



Obrázek 1.2 Prutový model pole 2

Poslední modely byly vytvořeny ke zjištění posunů v mostních závěrech. Tyto modely jsou uloženy v ložiskách přes tuhé prvky na excentricitách a ještě jsou na koncích prvky, jejichž konce jsou v úrovni horní desky mostovky. Deformace v těchto koncích reprezentují posuny v mostních závěrech.

2 MATERIÁLY

2.1 Beton

Nosná konstrukce je navržena z betonu C40/50 – XF4 + XD3 + XC4

Vlastnosti této třídy betonu pro stáří 28 dní a více podle ČSN EN 1992-1-1 [7] a ČSN EN 1992-2 [5]:

- charakteristická válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 40.00$ MPa,
- průměrná hodnota válcové pevnosti v tlaku $f_{cm} = 48.00$ MPa,
- dílčí součinitel pro mezní stavy únosnosti pro trvalé a dočasné návrhové situace $\gamma_c = 1.5$
- návrhová pevnost betonu v tlaku
$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot 40.00 / 1.5 = 22.67 \text{ MPa},$$
$$\alpha_{cc} = 0.85 \text{ je doporučená hodnota}$$
- dolní hodnota charakteristické pevnosti betonu v dostředném tahu $f_{ctk,0.05} = 2.50$ MPa,
- horní hodnota charakteristické pevnosti betonu v dostředném tahu $f_{ctk,0.95} = 4.60$ MPa,
- průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu $f_{ctm} = 3.50$ MPa,
- sečnový modul pružnosti betonu $E_{cm} = 35.0$ GPa.

Vlastnosti této třídy betonu pro stáří 7 dní, kdy bude provedeno předeptnutí:

- vlastnosti budou stanoveny pomocí součinitele $\beta_{cc}(t)$, který závisí na stáří betonu t
$$\beta_{cc}(7) = \exp \{s \cdot (1 - (28/t)^{1/2})\} = \exp \{0.20 \cdot (1 - (28/7)^{1/2})\} = 0.819,$$
$$s = 0.20 \text{ pro rychle tvrdnoucí vysokopevnostní cementy CEM 42.5 R, CEM 52.5 N}$$
$$\text{a CEM 52.5 R}$$
- pevnost v tlaku
$$f_{cm}(7) = \beta_{cc}(7) \cdot f_{cm} = 0.819 \cdot 48.00 = 39.31 \text{ MPa},$$
$$f_{ck}(7) = f_{cm}(7) - 8.0 \text{ MPa} = 39.31 - 8.00 = 31.31 \text{ MPa},$$
- pevnost betonu v tahu
$$f_{ctm}(7) = (\beta_{cc}(7))^\alpha \cdot f_{ctm} = 0.819^1 \cdot 3.50 = 2.87 \text{ MPa},$$
$$\alpha = 1 \text{ pro } t < 28 \text{ dní}$$
- modul pružnosti
$$E_{cm}(7) = (f_{cm}(7)/f_{cm})^{0.3} E_{cm} = (39.31/48.00)^{0.3} \cdot 35.0 = 32.96 \text{ GPa}.$$

Pro posuzování napětí v betonu v MSP je nutné znát limitní hodnoty napětí při napnutí konstrukce a po 28 dnech podle [7].

Limitní hodnoty po 7 dnech:

- kvazistálá kombinace: $0.45 \cdot f_{ck}(7) = 0.45 \cdot 31.31 = 14.10$ MPa,
- charakteristická kombinace: $0.60 \cdot f_{ck}(7) = 0.60 \cdot 31.31 = 18.79$ MPa.

Limitní hodnoty po 28 dnech:

- kvazistálá kombinace: $0.45 \cdot f_{ck} = 0.45 \cdot 40.0 = 18.0$ MPa,
- charakteristická kombinace: $0.60 \cdot f_{ck} = 0.60 \cdot 40.0 = 24.0$ MPa.

2.2 Předpínací výztuž

Dle ČSN EN 1992-2 [5] je agresivita prostředí hodnocena jako vysoká. Trámy nejsou shora chráněny izolací, ale zároveň se předpínací výztuž nachází poměrně daleko od přímého působení chemických vlivů z vozovky. Stupeň protikorozní ochrany předpínací výztuže bude

tedy uvažován PL2, což znamená, že lana budou v plastových kanálcích a výztuž bude povlakovaná.

Jsou použity kabely z lan o průměru 15.7 mm. Dle relaxačního chování jsou lana uvažována jako třída 2. Jejich vlastnosti podle [7] jsou:

- plocha jednoho lana $A_{p1} = 150 \text{ mm}^2$,
- charakteristická pevnost předpínací oceli v tahu $f_{pk} = 1860.00 \text{ MPa}$,
- charakteristická smluvní mez kluzu 0.1% předpínací oceli
 $f_{p0.1k} = 0.88 \cdot f_{pk} = 0.88 \cdot 1860.0 = 1636.80 \text{ MPa}$,
- dílčí součinitel předpínací výztuže pro trvalé a dočasné návrhové situace $\gamma_s = 1.15$,
- návrhová hodnota napětí v předpínací oceli
 $f_{pd} = f_{p0.1k} / \gamma_s = 1636.80 / 1.15 = 1423.30 \text{ MPa}$,
- návrhová hodnota modulu pružnosti předpínací ocel $E_p = 195.0 \text{ GPa}$.

Napínací napětí

Napínat se bude na maximální dovolené napětí ve výztuži, které je podle [7]

$$\sigma_{p,max} = \min(0.8 f_{pk}; 0.9 f_{p0.1k}) = \min(0.8 \cdot 1860.0; 0.9 \cdot 1636.8) = 1473.12 \text{ MPa}$$

Lana tedy budou napínána na napětí $\sigma_{p,0} = 1473.0 \text{ MPa}$.

Krytí předpínací výztuže

Podle [7]:

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\} = \\ = \max\{80; 60 + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm}\} = 80 \text{ mm},$$

$c_{min,b}$ se pro předpínací výztuž rovná průměru kanálku, ale nemusí se uvažovat větší hodnota než 80 mm,

$\Delta c_{dur,\gamma}$, $\Delta c_{dur,st}$, $\Delta c_{dur,add}$ jsou pro ČR 0 mm,

$c_{min,dur} = 60 \text{ mm}$ podle tabulky 4.5N z [7] pro životnost 100 let se zajištěnou zvláštní kontrolou kvality výroby betonu

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 80 + 10 = 90 \text{ mm}.$$

2.3 Betonářská výztuž

Bude použita betonářská výztuž B500B. Její vlastnosti podle [7] jsou:

- charakteristická mez kluzu $f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$,
- dílčí součinitel betonářské výztuže pro trvalé a dočasné návrhové situace $\gamma_s = 1.15$,
- návrhová mez kluzu betonářské výztuže
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500.00 / 1.15 = 434.78 \text{ MPa}$,
- návrhová hodnota modulu pružnosti betonářské oceli $E_s = 200.0 \text{ GPa}$.

Krytí betonářské výztuže v místech vystavených postřiku

Uvažovány třídy prostředí XC4, XD3, XF4

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\} = \\ = \max\{\emptyset; 50 + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm}\} = 50 \text{ mm},$$

$c_{min,b}$ pro betonářskou výztuž se rovná průměru prutu,

$\Delta c_{dur,\gamma}$, $\Delta c_{dur,st}$, $\Delta c_{dur,add}$ jsou pro ČR 0 mm,

$c_{min,dur} = 50 \text{ mm}$ podle tabulky 4.4N z [7] pro životnost 100 let se zajištěnou zvláštní kontrolou kvality výroby betonu,

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 50 + 10 = 60 \text{ mm}.$$

Krytí betonářské výztuže v místech pod izolací a spodní hrana

Uvažovány třídy prostředí XC4, XD1, XF2

$$c_{\min} = \max \{c_{\min,b}; c_{\min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\} = \\ = \max \{\emptyset; 35 + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm}\} = 35 \text{ mm},$$

$c_{\min,b}$ pro betonářskou výztuž se rovná průměru prutu,

$\Delta c_{dur,\gamma}$, $\Delta c_{dur,st}$, $\Delta c_{dur,add}$ jsou pro ČR 0 mm,

$c_{\min,dur} = 35 \text{ mm}$ podle tabulky 4.4N z [7] pro životnost 100 let se zajištěnou zvláštní kontrolou kvality výroby betonu,

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev} = 35 + 10 = 45 \text{ mm}.$$

2.4 Ocel

Pro konstrukci oblouku bude využita ocel S355 J2+N.

$$f_{yak} = 355 \text{ MPa}$$

$$f_{yad} = 355 \text{ MPa}$$

Spráhovací lišty jsou podle [8] z oceli S235.

$$f_{yak} = 235 \text{ MPa}$$

$$f_{yad} = 235 \text{ MPa}$$

3 ZATÍŽENÍ

3.1 Zatížení stálé

3.1.1 Zatížení vlastní tíhou konstrukce

Vlastní tíha konstrukce je počítána vždy automaticky výpočtním softwarem.

3.1.2 Ostatní stálé zatížení

Zahrnuje tíhu dodatečně prováděných částí mostu. U vozovkových vrstev je podle [9] nutné uvažovat odchylky od projektované tloušťky +40% a -20%, proto je počítáno více hodnot zatížení (střední hodnota, horní a dolní kvantil)

Střední hodnota zatížení

Výpočet střední hodnoty zatížení viz Tabulka 3.1.

Tabulka 3.1: Stálé zatížení

| Zatížení od | Plocha v příčném řezu | | Objemová tíha [kN/m ³] | Zatížení [kN/m] |
|----------------------|-----------------------|-------|---------------------------------------|--------------------|
| | [m ²] | | | |
| ŽB římsy | 0.51 | | 25 | 12.78 |
| | tloušťka | šířka | | |
| | [m] | [m] | | |
| Vodotěsná izolace | 0.005 | 11 | 23 | 1.27 |
| Ochrana izolace | 0.04 | 8.5 | 25 | 8.5 |
| Kryt vozovky | 0.04 | 8.5 | 25 | 8.5 |
| 2 x zábradlí (odhad) | | | | 1 |
| Součet | | | $(g-g_0)_m =$ | 32.04 |

Horní charakteristická hodnota zatížení (+40%)

$$(g-g_0)_{k,sup} = 12.78 + 1.4 \cdot (1.27 + 8.5 + 8.5) + 1 = 39.36 \text{ kN/m}$$

Dolní charakteristická hodnota zatížení (-20%)

$$(g-g_0)_{k,inf} = 12.78 + 0.8 \cdot (1.27 + 8.5 + 8.5) + 1 = 28.40 \text{ kN/m}$$

Je uvažováno, že každý nosník přenese 50% ostatního stálého zatížení, takže zatížení na jeden nosník jsou poloviční:

$$(g-g_0)_{k,m,1} = 16.02 \text{ kN/m,}$$

$$(g-g_0)_{k,sup,1} = 19.68 \text{ kN/m,}$$

$$(g-g_0)_{k,inf,1} = 14.20 \text{ kN/m.}$$

3.2 Proměnné zatížení

3.2.1 Zatížení dopravou

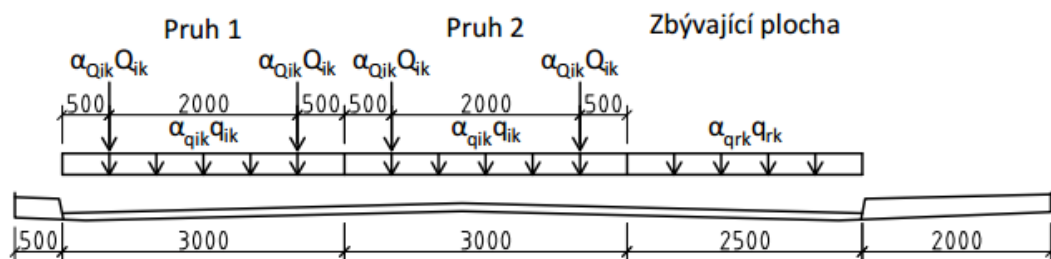
Jako zatížení dopravou jsou uvažovány modely dle ČSN EN 1991-2 [10]. Jelikož se jedná o místní komunikaci, je zde vynechán model zatížení LM3.

3.2.1.1 Rozdělení na zatěžovací pruhy

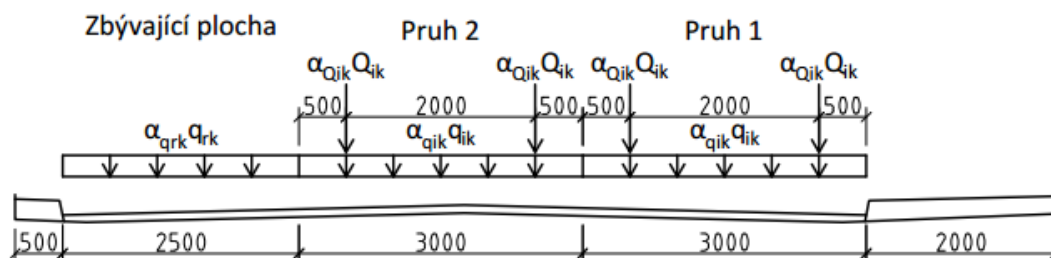
Šířka vozovky mezi obrubníky je 8.5 m, takže vozovka se rozdělí na dva pruhy o šířce 3.0 m a zbývající plochu 2.5 m.

3.2.1.2 Model zatížení 1 (LM1)

Soustředěná zatížení od dvounáprav – TS a rovnoměrné spojité zatížení – UDL mají dvě varianty rozložení zatížení v příčném směru, které mohou dát extrémní účinek. Pro globální analýzu celé konstrukce jsou uvažovány obě možnosti rozmístění zatížení na konstrukci (viz Obrázek 3.1 a Obrázek 3.2)



Obrázek 3.1 Schéma zatížení modelem LM1 pro globální posouzení – možnost 1



Obrázek 3.2 Schéma zatížení modelem LM1 pro globální posouzení – možnost 2

Tabulka 3.2 uvádí hodnoty zatížení na pruhy a regulační součinitelé těchto zatížení.

Tabulka 3.2 Zatížení pruhů dopravou a regulační součinitelé

| | Dvounáprava (TS) | Rovnoměrné zatížení (UDL) | Regulační součinitelé | |
|------------------|------------------------------|--|-----------------------|---------------|
| | nápravové síly Q_{ik} [kN] | q_{ik} (q_{rk}) [kN/m ²] | α_{Qi} | α_{qi} |
| Pruh č. 1 | 300.0 | 9.0 | 1.0 | 1.0 |
| Pruh č. 2 | 200.0 | 2.5 | 1.0 | 2.4 |
| Zbývající plocha | 0.0 | 2.5 | - | 1.2 |

Tato zatížení jsou dále rozdělena do nosníků. Velikosti spojitých zatížení a osamělých břemen u dvounáprav, které přenášejí nosníky, viz Tabulka 3.3.

Tabulka 3.3 Zatížení dopravou na trámy od modelu LM1

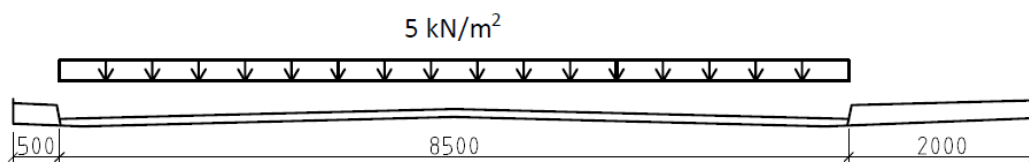
| Zatížení možnost 1 | Zatížení na levý nosník | Zatížení na pravý nosník |
|--------------------|-------------------------|--------------------------|
| UDL | 33.47 kN/m | 19.03 kN/m |
| TS | 691.67 kN | 308.33 kN |
| Zatížení možnost 2 | Zatížení na levý nosník | Zatížení na pravý nosník |
| UDL | 25.59 kN/m | 26.91 kN/m |
| TS | 433.33 kN | 566.67 kN |

3.2.1.3 Model zatížení 2 (LM2)

Zatížení nápravou, která má kola vzdálená od sebe 2.0 m. Zatížení na nápravu je $\beta_Q Q_{ak}$, kde $Q_{ak} = 400$ kN a $\beta_Q = \alpha_{Q1} = 1.0$. Zatížení na nápravu je tedy $400 \cdot 1.0 = 400$ kN. Jelikož jsou zatížení dvounápravami z modelu LM1 spojeny do jedné nápravy, nápravové zatížení z pruhu 1 je 600 kN. Zatížení modelem LM2, které je 400 kN na nápravu, tedy není použito pro většinu posudků. Jediné, kde se uplatní je pro výpočet sprážen (viz kapitola 6.8).

3.2.1.4 Model zatížení 4 (LM4)

Zatížení davem lidí 5 kN/m². Schéma tohoto zatížení ukazuje Obrázek 3.3.



Obrázek 3.3 Schéma zatížení modelem LM4

Tabulka 3.4 uvádí hodnoty zatížení na trámy při aplikaci modelu LM4.

Tabulka 3.4 Zatížení dopravou na trámy od modelu LM4

| Zatížení | Zatížení na levý nosník | Zatížení na pravý nosník |
|----------|-------------------------|--------------------------|
| LM4 | 23.91 kN/m | 18.59 kN/m |

3.2.1.5 Zatížení chodníků

Zatížení chodníků je dle normy 5 kN/m². Protože se ale v sestavě zatížení gr1a uvažuje kombináčn hodnota zatížení 3kN/m², je i tato hodnota analyzována. Hodnoty zatížení na trámy viz Tabulka 3.5.

Tabulka 3.5 Zatížení na trámy od chodníků

| Zatížení chodníku | Zatížení na levý nosník [kN/m] | Zatížení na pravý nosník [kN/m] |
|---------------------|--------------------------------|---------------------------------|
| 5 kN/m ² | 1.25 | 8.75 |
| 3 kN/m ² | 0.75 | 5.25 |

3.2.1.6 Brzdné a rozjezdové síly – podélný směr

Výpočet proveden dle vzorce $Q_{jk} = 0.6 \alpha_{Q1} (2 Q_{1k}) + 0.10 \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L$,
za podmínky, že $180 \alpha_{Q1} \text{ (kN)} \leq Q_{jk} \leq 900 \text{ (kN)}$.

Pro pole 1 platí:

$$Q_{jk1} = 0.6 \cdot 1.0 \cdot (2 \cdot 300) + 0.10 \cdot 1.0 \cdot 9.0 \cdot 3.0 \cdot 31.0 = 443.7 \text{ kN.}$$

Pro pole 2 platí:

$$Q_{jk2} = 0.6 \cdot 1.0 \cdot (2 \cdot 300) + 0.10 \cdot 1.0 \cdot 9.0 \cdot 3.0 \cdot 71.0 = 551.7 \text{ kN.}$$

Obě hodnoty splňují podmínku $180 \alpha_{Q1} \text{ (kN)} \leq Q_{jk} \leq 900 \text{ (kN)}$.

3.2.1.7 Brzdné a rozjezdové síly – příčný směr

Jsou uvažovány boční síly od šikmých brzdných a rozjezdových sil. Tyto síly se rovnají 25% podélné brzdné nebo rozjezdové síly Q_{jk} .

Pole 1:

$$Q_{tk1} = 0.25 \cdot Q_{jk1} = 0.25 \cdot 443.7 = 110.93 \text{ kN.}$$

Pole 2:

$$Q_{tk2} = 0.25 \cdot Q_{jk2} = 0.25 \cdot 551.7 = 137.93 \text{ kN,}$$

Jelikož je most půdorysně přímý, není zatížen odstředivými silami od dopravy.

3.2.2 Zatížení teplotou

3.2.2.1 Rovnoměrná složka teploty

Z mapy izoterm z ČSN EN 1991-1-5 [11] platí pro Mladou Boleslav hodnoty teploty vzduchu ve stínu:

$$T_{\max} = + 40 \text{ }^{\circ}\text{C,}$$

$$T_{\min} = - 32 \text{ }^{\circ}\text{C.}$$

Výchozí teplota při zabudování konstrukce je uvažována 10.0 °C.

Pro betonovou nosnou konstrukci (3. typ) platí, že rovnoměrné složky teploty jsou:

$$T_{e,\max} = T_{\max} + 1.5 \text{ }^{\circ}\text{C} = 40.0 + 1.5 = 41.5 \text{ }^{\circ}\text{C,}$$

$$T_{e,\min} = T_{\min} + 8.0 \text{ }^{\circ}\text{C} = -32.0 + 8.0 = -24.0 \text{ }^{\circ}\text{C.}$$

Rozsahy rovnoměrné složky teploty pro výpočet prodloužení a zkrácení jsou:

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min} = 10.0 - (-24.0) = 34.0 \text{ }^{\circ}\text{C,}$$

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = 41.5 - 10.0 = 31.5 \text{ }^{\circ}\text{C.}$$

Pro ocelovou nosnou konstrukci (1. typ) platí, že rovnoměrné složky teploty jsou:

$$T_{e,\max} = T_{\max} + 16.0 \text{ }^{\circ}\text{C} = 40.0 + 16.0 = 56.0 \text{ }^{\circ}\text{C,}$$

$$T_{e,\min} = T_{\min} + 8.0 \text{ }^{\circ}\text{C} = -32.0 - 3.0 = -35.0 \text{ }^{\circ}\text{C.}$$

Rozsahy rovnoměrné složky teploty pro výpočet prodloužení a zkrácení jsou:

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min} = 10.0 - (-32.0) = 42.0 \text{ }^{\circ}\text{C,}$$

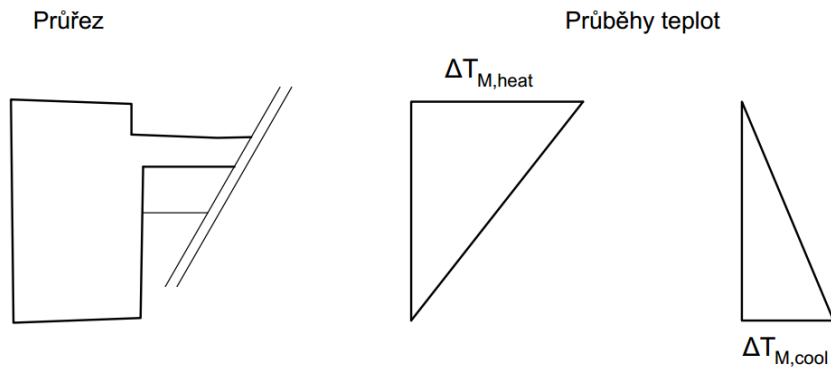
$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = 56.0 - 10.0 = 46.0 \text{ }^{\circ}\text{C.}$$

3.2.2.2 Nerovnoměrná složka

Pro účely tohoto výpočtu je použit postup 1 podle [11]. Průběh teplot je pro 3. typ: betonová nosná konstrukce – betonový nosník následující:

- horní povrch teplejší než dolní – $\Delta T_{M,heat} = 15 \text{ }^\circ\text{C}$,
- dolní povrch teplejší než horní – $\Delta T_{M,cool} = -8 \text{ }^\circ\text{C}$.

Tyto průběhy teplot schematicky znázorňuje Obrázek 3.4.



Obrázek 3.4 Průběhy teplot při nerovnoměrném ohřátí nebo ochlazení mostovky

Součinitelé k_{sur} jsou pro 3. typ konstrukce bez mostního svršku (trámy nejsou schované vozovkovými vrstvami):

- horní povrch teplejší než dolní – $k_{sur} = 0.8$,
- dolní povrch teplejší než horní – $k_{sur} = 1.1$.

Výsledné rozdílové teploty tedy jsou:

$$k_{sur} \cdot \Delta T_{M,heat} = 15 \cdot 0.8 = 12 \text{ }^\circ\text{C},$$

$$k_{sur} \cdot \Delta T_{M,cool} = (-8) \cdot 1.1 = -8.8 \text{ }^\circ\text{C}.$$

Vzhledem k rozměrům oblouku a tomu, že je přímo vystaven všem vlivům, je zanedbána jeho nerovnoměrná změna teplot.

3.2.2.3 Rozdíly v rovnoměrné složce teploty mezi různými nosnými prvky

Doporučené hodnoty rozdílů v rovnoměrné složce teploty podle [11] jsou:

- $15 \text{ }^\circ\text{C}$ mezi hlavními nosnými prvky – v tomto případě mezi ocelovým obloukem a betonovou mostovkou,
- $10 \text{ }^\circ\text{C}$ pro světlé barvy mezi závěsy a nosnou konstrukcí.

3.2.3 Zatížení větrem

Pro zatížení větrem platí podle [12] následující hodnoty:

- Kategorie terénu v okolí mostu: II,
- Větrná oblast pro Mladou Boleslav: II,
- Výchozí základní rychlost větru $v_{b,0} = 25.0 \text{ m/s}$.

Základní rychlost větru

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0} = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 25.0 = 25.0 \text{ m/s}.$$

Podle ČSN EN 1991-1-4 [12] obloukové mosty vyžadují individuální odborné posouzení. Pro účely této bakalářské práce je zatížení větrem na pole 2 uvažováno jako zatížení větrem na most (kap. 8 z [12]) na mostovku a jako zatížení větrem na nosný prvek s pravouhlym průřezem (kap. 7.6 z [12]) na oblouk.

3.2.3.1 Zatížení na mostovku

Mostovka je ve výšce 9.0 m nad terénem, takže z obrázku 4.2 podle [12] vychází hodnota součinitele $c_e = 2.1$.

Poměr $b/d_{tot} = 13.1/3.85 = 3.40$, z obrázku 8.3 v [12] vychází hodnota součinitele $c_{fx,0} = 1.45$

Součinitel C je tedy:

$$C = c_e \cdot c_{fx,0} = 2.1 \cdot 1.45 = 3.05.$$

Z toho plyne, že celkové spojitě zatížení na pole 1 je

$$f_w = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot d_{tot} = 1/2 \cdot 1.25 \cdot 25^2 \cdot 3.05 \cdot 3.85 = 4.59 \text{ kN/m}.$$

3.2.3.2 Zatížení na oblouk

Zatížení větrem na oblouk je počítáno podle [12] jako zatížení na nosné prvky s obdélníkovými průřezy. Průřez oblouku má výšku 0.95 m a šířku 0.70 m.

$$\text{Poměr } d/b = 0.7/0.95 = 0.74.$$

Z obrázku 7.23 v [12] vychází hodnota součinitele síly pro obdélníkové průřezy s ostrými rohy a bez uvažování vlivu koncových vírů podle $c_{f,0} = 2.35$.

Hodnota součinitele síly je:

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda = 2.35 \cdot 1.0 \cdot 1.0 = 2.35,$$

součinitel ψ_r je pro ostré rohy 1.0,

součinitel ψ_λ je 1.0 v případě konstrukce bez volných konců.

V ČSN EN 1990 [13] je uvedeno, že při kombinaci zatížení větrem s modelem zatížení LM1 se nemá uvažovat větší hodnota než je nižší z F_w^* nebo $\psi_0 F_{wk}$. Výpočet dynamického tlaku bude tedy proveden pro dvě rychlosti větru, 25 m/s a 23 m/s.

Maximální dynamický tlak ve vrcholu oblouku (je uvažován pro celou délku oblouku):

$$q_p = 1/2 \cdot c_e \cdot \rho \cdot v_b^2 = 1/2 \cdot 2.70 \cdot 1.25 \cdot 23.0^2 = 0.89 \text{ kN/m}^2,$$

$$q_p = 1/2 \cdot c_e \cdot \rho \cdot v_b^2 = 1/2 \cdot 2.70 \cdot 1.25 \cdot 25.0^2 = 1.05 \text{ kN/m}^2,$$

součinitel c_e ve výšce 17.5 m je 2.70.

Liniové zatížení na oblouk je potom:

$$f_w^* = c_s \cdot c_d \cdot c_f \cdot q_p \cdot b = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 2.35 \cdot 0.89 \cdot 0.95 = 1.99 \text{ kN/m},$$

$$f_w = c_s \cdot c_d \cdot c_f \cdot q_p \cdot b = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 2.35 \cdot 1.05 \cdot 0.95 = 2.34 \text{ kN/m},$$

c_s a c_d uvažováno 1.0,

b je výška průřezu oblouku: 0.95 m.

Jelikož $f_w^* = 1.99 \text{ kN/m} > \psi_0 f_w = 0.60 \cdot 2.34 = 1.40 \text{ kN/m} \Rightarrow$ bude tedy uvažována hodnota f_w se součinitelem ψ_0 .

3.3 Sestavy zatížení

Jsou uvažovány sestavy zatížení dle ČSN EN 1991-2 [10]. Tabulka 3.3 a Tabulka 3.4 ukazují, že větší zatížení vyvodí model LM1 (33.47 kN/m bez zatížení na chodníky), než zatížení modelem LM4 (18.59 + 8.75 = 27.34 kN/m). Z tohoto důvodu bude vynechána sestava zatížení gr4. Z podobného důvodu je zanedbána i sestava zatížení gr3, protože se jedná jen o zatížení chodníků. Pro posouzení spřažení je použita sestava zatížení gr1b.

Další sestavy zatížení nejsou pro návrh rozhodující nebo nejsou počítány v této fázi projektu (např. gr2, protože nejsou blíže analyzovány působení brzdových a rozjezdových sil na konstrukci).

3.4 Zatěžovací stavy a posuzované řezy

3.4.1 Pole 1

Pole 1 je zatíženo těmito zatěžovacími stavy:

- Vlastní tíha – vlastní tíha betonové konstrukce,
- Ostatní stálé zatížení – vrstvy vozovky, zábradlí, římsy,
- LM1 – UDL – spojitě zatížení z modelu LM1,
- LM1 – TS – zatížení dvounápravou z modelu LM1,
- Chodníky – zatížení na chodníky, v kombinační hodnotě pro LM1, tedy 3 kN/m^2 ,
- Předpětí – předpětí konstrukce.

Proměnná zatížení jsou na konstrukci umísťována tak, aby vyvodila co nejextrémnější požadovanou vnitřní sílu.

V poli 1 budou posuzovány čtyři řezy:

- řez 1 – nad ložiskem – ohyb,
- řez 2 – 0.2 m od ložiska – smyk,
- řez 3 – kde končí náběh, tedy 3.3 m od ložiska – smyk,
- řez 4 – uprostřed rozpětí – ohyb,

Z programu Scia Engineer byly získány hodnoty vnitřních sil a poté kombinovány ručně.

3.4.2 Pole 2

Pole 1 je zatíženo těmito zatěžovacími stavy:

- Vlastní tíha – vlastní tíha betonové konstrukce,
- Ostatní stálé zatížení – vrstvy vozovky, zábradlí, římsy,
- LM1 – UDL – spojitě zatížení z modelu LM1,
- LM1 – TS – zatížení dvounápravou z modelu LM1,
- Chodníky – zatížení na chodníky, v kombinační hodnotě pro LM1, tedy 3 kN/m^2 ,
- Předpětí 1 – předpětí konstrukce po betonáži,
- Předpětí 2 – předpětí po montáži oblouku,
- Předpětí 3 – předpětí po odstranění bednění,
- Předpětí závěsů – předpětí závěsů na předepsané napětí,
- Teplota 1 – maximální teploty prvků – oblouk: $+46 \text{ }^\circ\text{C}$, mostovka: $+31,5 \text{ }^\circ\text{C}$, závěsy: $+41,5 \text{ }^\circ\text{C}$,
- Teplota 2 – maximální teplota mostovky: $31,5 \text{ }^\circ\text{C}$, oblouk o $15 \text{ }^\circ\text{C}$ chladnější: $16,5 \text{ }^\circ\text{C}$, závěsy: $21,5 \text{ }^\circ\text{C}$,
- Teplota 3 – minimální teplota mostovky: $-34 \text{ }^\circ\text{C}$, oblouk o $15 \text{ }^\circ\text{C}$ teplejší: $-19 \text{ }^\circ\text{C}$, závěsy: $-24 \text{ }^\circ\text{C}$,
- Teplota 4 – minimální teplota mostovky: $-34 \text{ }^\circ\text{C}$, minimální teplota oblouku: $-45 \text{ }^\circ\text{C}$, závěsy: $-44 \text{ }^\circ\text{C}$,
- Teplota 5 – mostovka o $15 \text{ }^\circ\text{C}$ teplejší než oblouk: $-30 \text{ }^\circ\text{C}$, minimální teplota oblouku: $-45 \text{ }^\circ\text{C}$, závěsy: $-40 \text{ }^\circ\text{C}$,
- Teplota 6 – horní povrch mostovky $0 \text{ }^\circ\text{C}$, dolní povrch o $12 \text{ }^\circ\text{C}$ chladnější: $-12 \text{ }^\circ\text{C}$,
- Teplota 7 – horní povrch mostovky $-8,8 \text{ }^\circ\text{C}$, dolní povrch o $8 \text{ }^\circ\text{C}$ teplejší: $0 \text{ }^\circ\text{C}$,
- Teplota 8 – horní povrch mostovky $12 \text{ }^\circ\text{C}$, dolní povrch o $12 \text{ }^\circ\text{C}$ chladnější: $0 \text{ }^\circ\text{C}$,
- Teplota 9 – horní povrch mostovky $0 \text{ }^\circ\text{C}$, dolní povrch o $8 \text{ }^\circ\text{C}$ teplejší: $8,8 \text{ }^\circ\text{C}$.

Proměnná zatížení jsou na konstrukci umisťována tak, aby vyvolala co nejextrémnější požadovanou vnitřní sílu.

Teplotní účinky jsou uvažovány jak každý samostatně, tak i v kombinacích. Nerovnoměrné složky teploty (teplota 6 – 9) se kombinují s rovnoměrnými (teplota 1 – 5) tak, že k rovnoměrným složkám změny teploty (teplota 1 - 5) jsou nerovnoměrné složky (teplota 6 – 9) přiřazeny následujícím způsobem:

- teplota 1 + teplota 6,
- teplota 2 + teplota 7,
- teplota 3 + teplota 8,
- teplota 4 + teplota 9,
- teplota 5 + teplota 9.

Toto opatření je provedeno z důvodu maximálních teplot konstrukcí, tedy aby nedošlo ke snížení teploty, která je stanovena jako nejnižší. Například ve stavu teplota 1 je již dosaženo maximální teploty mostovky a přidáním stavu teplota 6, dojde ke snížení teploty spodního povrchu a nedojde ke zvýšení teploty horního povrchu nad maximální stanovenou hodnotu. Rovnoměrné a nerovnoměrné účinky teploty jsou kombinovány dle pravidla v kapitole 6.1.5 v ČSN EN 1991-1-5 [11] (uvažování součinitelů ω_N a ω_M).

V poli 2 budou posuzovány tři řezy na mostovce:

- řez 1 – vzdálenost 19.35 m od ložiska – maximální ohyb,
- řez 2 – pod závěsem č. 9 – minimální ohyb,
- řez 3 – pod závěsem č. 10 – smyk,

a jeden řez na oblouku,

- řez 4 – přichycení závěsu č. 2 – interakce ohybových momentů a normálové síly.

Tyto řezy byly vybrány jako extrémy při zatížení konstrukce automaticky vygenerovanou obálkou charakteristických kombinací.

Kombinace zatížení pro tyto řezy poté byly vytvořeny manuálně v programu Scia Engineer.

3.5 Kombinace

Kombinace zatížení pro MSÚ jsou uvažovány dle ČSN EN 1990 [13], rovnic 6.10a a 6.10b.

$$6.10a - \sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$6.10b - \sum \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Kombinace zatížení pro MSP byly uvažovány dle ČSN EN 1990 [13].

$$\text{charakteristická} - \sum G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$\text{častá} - \sum G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

$$\text{kvazistálá} - \sum G_{k,j} + P + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Zatěžovací stavy a jejich součinitelé do kombinací viz Tabulka 3.6.

Tabulka 3.6 Kombinace zatížení

| Kombinace zatížení | Rozhodující proměnné z. | Vl. tíha | Ostatní stálé | Předpětí | Teplota | Doprava - gr1a | | |
|-----------------------|-------------------------|----------|---------------|----------|---------|----------------|----|----------|
| | | | | | | UDL | TS | Chodníky |
| Mezní stavy únosnosti | | | | | | | | |

| | | | | | | | | |
|---------------------------|---------|-----------|-----------|------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| 6.10a | Doprava | 1.35 | 1.35 | 1.00 | 1.50-0.60 | 1.35-0.40 | 1.35-0.75 | 1.35-0.40 |
| | Teplota | 1.35 | 1.35 | 1.00 | 1.50-0.60 | 1.35-0.40 | 1.35-0.75 | 1.35-0.40 |
| 6.10b | Doprava | 0.85-1.35 | 0.85-1.35 | 1.00 | 1.50-0.60 | 1.35 | 1.35 | 1.35 |
| | Teplota | 0.85-1.35 | 0.85-1.35 | 1.00 | 1.50 | 1.35-0.40 | 1.35-0.75 | 1.35-0.40 |
| Mezní stavy použitelnosti | | | | | | | | |
| Chrakteris- tická | Doprava | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| | Teplota | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.40 | 0.75 | 0.40 |
| Častá | Doprava | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 0.40 | 0.75 | 0.40 |
| | Teplota | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Kvazsitálá | - | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

4 PŘEDPĚTÍ

Dle ČSN EN 1992-1-1 [7] je uvažován součinitel tření mezi kanálkem a předpínacím lanem $\mu = 0.19$. Nezamýšlený úhlový posun vnitřní předpínací vložky je uvažován v polovině intervalu z uvedené normy, $k = 0.0075/m$.

Prokluz v kotvě uvažován 5 mm.

Doba podržení napětí při předpínání je počítána 5 minut.

4.1 Ztráty předpětí

Software SCIA Engineer automaticky počítá krátkodobé ztráty předpětím – ztráta třením a pokluz v kotvě. Při použití fází výstavby a modulu TDA počítá i ztráty relaxací předpínací výztuže, dotvarováním a smršťováním betonu. Protože jsou ale lana přidána v jedné fázi, program nepočítá ztráty postupným předpínáním. Tato ztráta tedy byla vypočítána a napětí v kabelech je zadáno rovnou s touto ztrátou.

4.2 Pole 1

V poli 1 je navrženo 6 kabelových kanálků s počtem 22 lan do každého trámu, které budou napínány od opěry. Plocha předpínací výztuže v jednom trámu je tedy

$$A_p = 6 \cdot 22 \cdot A_{p1} = 6 \cdot 22 \cdot 150 = 19800 \text{ mm}^2.$$

Vzhledem ke snaze nepřesáhnout v charakteristické kombinaci pevnost betonu v tahu f_{ctm} , bylo potřeba optimalizovat tvar průřezu a vedení kabelů. Vedení kabelů je tedy navrženo tak, že tři kabelové kanálky jsou při spodním povrchu trámu (pro únosnost při MSÚ) a zbylé tři jsou umístěny tak, aby vycházela optimálně napětí v betonu.

4.2.1 Ztráty postupným napínáním

Napínání kabelů je plánované v obou trámech současně, bude tedy 6 fází napínání. Ztráty třením a pokluzem byly získány z programu SCIA Engineer a jsou přibližně 70 MPa.

Ztráta postupným předpětím je tedy podle [14]:

$$\Delta\sigma = (1 - H) \cdot \sigma_{p0} = (1 - 0.974) \cdot 1403.0 = 36.3 \text{ MPa}$$

Kde

$$H = \frac{2 \cdot \frac{m}{\psi} + \frac{m-1}{m}}{2 \cdot \frac{m}{\psi} + m - 1} = \frac{2 \cdot \frac{6}{0.0768} + \frac{6-1}{6}}{2 \cdot \frac{6}{0.0768} + 6 - 1} = 0.974$$

$$\psi = \frac{E_p}{E_c} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \left(\frac{e_p}{i} \right)^2 \right) = \frac{195.0}{32.9} \cdot \frac{0.0396}{7.54} \cdot \left(1 + \left(\frac{0.627}{0.517} \right)^2 \right) = 0.0768$$

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{2.02}{7.54}} = 0.517 \text{ m}$$

E_c je modul pružnosti betonu v čase $t = 7$ dní,
 m je počet předpínání.

Napětí po ztrátě postupným napínáním

$$\sigma_p = 1473.0 - 36.6 = 1436.7 \text{ MPa.}$$

4.3 Pole 2

V poli 1 je navrženo 10 kabelů z 22 lan do každého trámu, které budou napínány od opěry. Plocha předpínací výztuže v jednom trámu je tedy

$$A_p = 10 \cdot 22 \cdot A_{p1} = 10 \cdot 22 \cdot 150 = 33000 \text{ mm}^2.$$

Vedení kabelů v tomto poli bylo nutné přizpůsobit ocelovému oblouku, který je spřažený s mostovkou. Některé kabely tedy budou kotveny skrz oblouk. Kabely jsou vedeny pod střednicí průřezu, protože pak vycházelo příznivější namáhání mostovky během provozu.

Předpínání pole 2 má tři fáze:

- 7 dní po začátku betonáže – 300 MPa – Aby došlo ke stlačení betonu a nedocházelo ke vzniku smršťovacích trhlin. Toto napětí ale nezpůsobí nadzvedávání konstrukce z bednění,
- Po dokončení oblouku – 750 MPa – Dojde ke spolupůsobení oblouku s mostovkou, možnost odhalení poruch ve svarech,
- Po odstranění skruže a bednění – 1473 MPa – Definitivní napnutí, poté již dojde k za-injektování kabelových kanálků.

4.3.1 Ztráty postupným napínáním

Napínání kabelů je plánované v obou trámech současně, bude tedy 10 fází napínání. Ztráty třením a pokluzem byly získány z programu SCIA Engineer a jsou zhruba 70 MPa.

Ztráta postupným předpětím je podle [14]:

$$\Delta\sigma = (1 - H) \cdot \sigma_{p0} = (1 - 0.969) \cdot 1403.0 = 42.9 \text{ MPa}$$

Kde

$$H = \frac{2 \cdot \frac{m}{\psi} + \frac{m-1}{m}}{2 \cdot \frac{m}{\psi} + m - 1} = \frac{2 \cdot \frac{10}{0.0781} + \frac{10-1}{10}}{2 \cdot \frac{10}{0.0781} + 10 - 1} = 0.969$$

$$\psi = \frac{E_p}{E_c} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \left(\frac{e_p}{i} \right)^2 \right) = \frac{195.0}{35.0} \cdot \frac{0.0660}{8.89} \cdot \left(1 + \left(\frac{0.488}{0.517} \right)^2 \right) = 0.0781$$

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{2.38}{8.89}} = 0.517 \text{ m}$$

E_c je modul pružnosti betonu,
 m je počet předpínání,

Napětí po ztrátě postupným napínáním

$$\sigma_p = 1473.0 - 42.9 = 1430.1 \text{ MPa.}$$

4.4 Závěsy

Závěsy jsou navrženy z Locked coil lan o průměru 48 mm. Únosnost těchto lan je podle [15]

$$F_{R,d} = 1403 \text{ kN.}$$

5 POSOUZENÍ HLAVNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE – MSP

5.1 Pole 1

5.1.1 Normálová napětí

V poli 1 byla všechna zatížení separována zvlášť, takže je v posouzení oddělen moment od zatížení a moment od předpětí. Posouzení normálových napětí je provedeno v řezech 1 a 4, tedy na ložiskem a uprostřed rozpětí. Posouzeno je v časech těsně po předepnutí, kdy může vzniknout tah u horních vláken, v čase uvedení do provozu, kdy je do modelu přidáno zatížení ostatním stálým zatížením a dopravou a na konci životnosti, tedy po 100 letech.

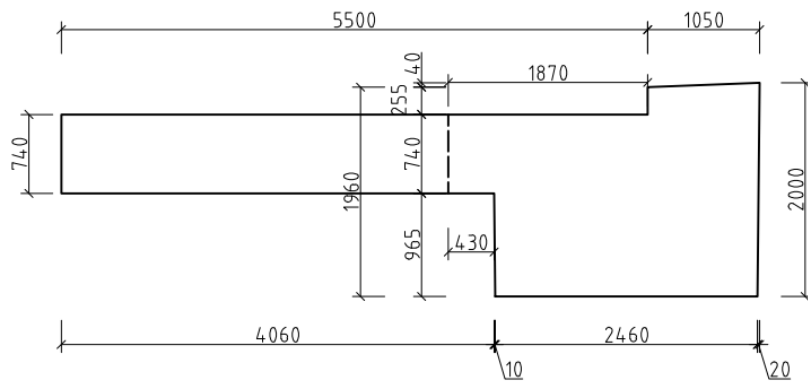
Pro výpočet je stanoven průřez, ve kterém je uvažováno smykové ochabnutí.

Vzdálenost trámů od sebe je 10.8 m, takže šířka pro jeden trám $b = 5.4 \text{ m}$, vzdálenost nulových momentů je uvažována jako rozpětí konstrukce, takže $l_0 = 27.7 \text{ m}$. Pak je $b_{\text{eff},i} = 0.2 \cdot b_i + 0.1 \cdot l_0 = 0.2 \cdot 5.4 + 0.1 \cdot 27.7 = 3.85 \text{ m}$.

5.1.1.1 Řez 1 – nad ložiskem

Průřez

Obrázek 5.1 ukazuje průřez nad ložiskem. Při započítání smykového ochabnutí zůstane celý průřez. Pro napětí od normálové síly je ale průřez menší (ohraničení přerušovanou čarou), protože je uvažováno roznoš normálové síly pod úhlem 45°.



Obrázek 5.1 Koncový příčník v poli 1 – normálová napětí

Průřezové charakteristiky:

$A_c = 4.83 \text{ m}^2$ (ohraničené čerchovanou čarou),

$I_y = 1.7395 \text{ m}^4$ (plný průřez),

$c_z = 1084 \text{ mm}$ (výška těžiště od spodních vláken),

$W_h = -1.899 \text{ m}^3$,

$W_d = 1.605 \text{ m}^3$.

Napětí

Napětí jsou počítána podle postupu níže, který je proveden jako vzorový, a zbylé hodnoty napětí jsou uvedené v tabulce. Vzorový výpočet je proveden těsně po napnutí, kdy je nosník zatížen jen vlastní tíhou.

$$\sigma_{c,h} = \frac{N_p}{A_c} + \frac{M_p}{W_h} + \frac{M_z}{W_h} = \frac{-20485.40}{4.83} + \frac{-6092.21}{-1.899} + \frac{-213.07}{-1.899} = -0.92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,d} = \frac{N_p}{A_c} + \frac{M_p}{W_d} + \frac{M_z}{W_d} = \frac{-20485.40}{4.83} + \frac{-6092.21}{1.605} + \frac{-213.07}{1.605} = -8.17 \text{ MPa}$$

σ_c jsou napětí v krajních vláknech betonu (horních/dolních)

N_p je normálová síla od předpětí,

M_p je ohybový moment od předpětí,

M_z je ohybový moment od zatížení.

Tabulka 5.1 Pole 1 - normálová napětí v řezu 1

| čas | kombi-nace | N_p | M_p | M_z | σ_h | σ_d | σ_{lim} | $ \sigma_h < \sigma_{lim}$ | $ \sigma_d < \sigma_{lim}$ |
|-----|----------------------|-----------|----------|----------|------------|------------|----------------|-----------------------------|-----------------------------|
| | | [kN] | [kNm] | [kNm] | [MPa] | [MPa] | [MPa] | [-] | [-] |
| | po napnutí, vl. tíha | -20485.40 | -6092.21 | -213.07 | -0.92 | -8.17 | 14.09 | ano | ano |
| UP | kvazistálá | -19186.48 | -5761.72 | -235.21 | -0.82 | -7.71 | 18.00 | ano | ano |
| | častá | -19186.48 | -5761.72 | -1028.04 | -0.40 | -8.21 | - | - | - |
| | charakte-ristická | -19186.48 | -5761.72 | -1309.48 | -0.25 | -8.38 | 24.00 | ano | ano |
| KŽ | kvazistálá | -17539.13 | -5359.74 | -235.21 | -0.69 | -7.12 | 18.00 | ano | ano |
| | častá | -17539.13 | -5359.74 | -1028.04 | -0.27 | -7.61 | - | - | - |
| | charakte-ristická | -17539.13 | -5359.74 | -1309.48 | -0.12 | -7.79 | 24.00 | ano | ano |

Ověření

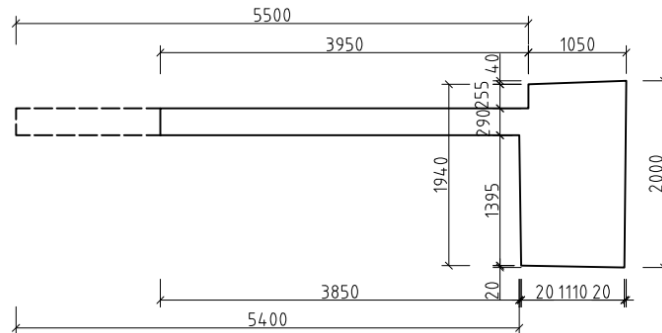
Všechny hodnoty normálových tlakových napětí splňují limitní hodnoty napětí

=> **Vyhovuje**

Zároveň je důležité, že žádné tahové napětí překračuje hodnotu $f_{ctm} = 3.50$ MPa.

5.1.1.2 Řez 4 – uprostřed rozpětí

Průřez



Obrázek 5.2 Průřez v poli 1 – normálová napětí

Průřezové charakteristiky:

$A_c = 3.77 \text{ m}^2$ (plný průřez, bez smykového ochabnutí, včetně čerchované oblasti)

$I_y = 0.9492 \text{ m}^4$ (se smykovým ochabnutím)

$c_z = 1182 \text{ mm}$ (výška těžiště od spodních vláken)

$W_d = -1.160 \text{ m}^3$

$W_h = 0.803 \text{ m}^3$

Napětí

Tabulka 5.2 Pole 1 – normálová napětí v řezu 4

| čas | kombi- nace | N_p | M_p | M_z | σ_h | σ_d | σ_{lim} | $ \sigma_h < \sigma_{lim}$ | $ \sigma_d < \sigma_{lim}$ |
|-------------------------|-----------------------|-----------|-----------|----------|------------|------------|----------------|-----------------------------|-----------------------------|
| | | [kN] | [kNm] | [kNm] | [MPa] | [MPa] | [MPa] | [-] | [-] |
| po napnutí. vl. tíha | | -24253.79 | -17040.04 | 10380.52 | -0.69 | -13.73 | 14.09 | ano | ano |
| UP | kvazistálá | -21962.84 | -15513.41 | 12246.35 | -3.01 | -9.89 | 18.00 | ano | ano |
| | častá | -21962.84 | -15513.41 | 17140.04 | -7.23 | -3.80 | - | - | - |
| | charakte- ristická | -21962.84 | -15513.41 | 20289.48 | -9.94 | 0.12 | 24.00 | ano | ano |
| KŽ | kvazistálá | -20298.37 | -14465.36 | 12246.35 | -3.47 | -8.15 | 18.00 | ano | ano |
| | častá | -20298.37 | -14465.36 | 17140.04 | -7.69 | -2.05 | - | - | - |
| | charakte- ristická | -20298.37 | -14465.36 | 20289.48 | -10.40 | 1.87 | 24.00 | ano | ano |

Ověření

Všechny hodnoty normálových tlakových napětí splňují limitní hodnoty napětí.

=> **Vyhovuje**

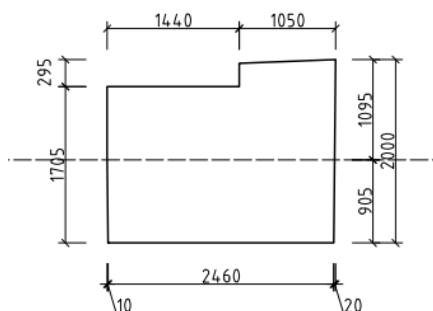
Zároveň je důležité, že žádné tahové napětí překračuje hodnotu $f_{ctm} = 3.50$ MPa.

5.1.2 Smyková napětí

Interakce smyku a normálové síly je počítána pomocí hlavních napětí. Je uvažováno, že posouvající sílu přeneše pouze trám, normálovou sílu od předpětí opět plocha, která odpovídá úhlu roznosu 45° a zatížení od momentu bude přenášeno průřezem se započítáním smykového ochabnutí. Výpočet je proveden podle postupu v [1].

5.1.2.1 Řez 2 – 0.2 m od ložiska

Průřez



Obrázek 5.3 Koncový příčný v poli 1 - smyková napětí

Průřezové charakteristiky:

$$A_c = 4.83 \text{ m}^2 \text{ (viz kap. 5.1.1.1)}$$

$$I_y = 1.7395 \text{ m}^4 \text{ (viz kap. 5.1.1.1)}$$

$$c_z = 1084 \text{ mm (výška těžiště od spodních vláken)}$$

$$W_h = -1.899 \text{ m}^3$$

$$W_d = 1.605 \text{ m}^3$$

$$S_y = 1.037 \text{ m}^3$$

Napětí

Jako vzor je vyřešen stav od vlastní tíhy těsně po napnutí lan. Zbytek případů ukazuje Tabulka 5.3. V této tabulce je také uvedeno posouzení.

Nejdřív jsou vypočítána normálová napětí v krajních vláknech, která jsou zprůměrována a toto zprůměrované napětí je uvažováno jako normálové napětí v průřezu

$$\sigma_{c,h} = \frac{N_p}{A_c} + \frac{M_p}{W_h} + \frac{M_z}{W_h} = \frac{-20483.00}{4.95} + \frac{-6268.06}{-1.899} + \frac{148.63}{-1.899} = -0.92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,d} = \frac{N_p}{A_c} + \frac{M_p}{W_d} + \frac{M_z}{W_d} = \frac{-20483.00}{4.95} + \frac{-6268.06}{1.605} + \frac{148.63}{1.605} = -7.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_x = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_{c,d} + \sigma_{c,h}) = \frac{1}{2} \cdot (-7.95 + -0.92) = -4.43 \text{ MPa}$$

Smykové napětí se vypočítá jako

$$\tau = \frac{V \cdot S_y}{b \cdot I_y} = \frac{1028.77 \cdot 1.037}{2.48 \cdot 1.740} = 0.25 \text{ MPa}$$

Následně se vypočítají hlavní napětí

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2} = \frac{-4.43}{2} + \sqrt{\left(\frac{-4.43}{2}\right)^2 + 0.25^2} = 0.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_x}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2} = \frac{-4.43}{2} - \sqrt{\left(\frac{-4.43}{2}\right)^2 + 0.25^2} = -4.45 \text{ MPa}$$

Pevnost betonu v tahu před vznikem trhlin je

$$f_{ctb} = \left(1 - \frac{0.8 \cdot \text{abs}(\sigma_2)}{f_{c,k}}\right) \cdot f_{ctk0.05} = \left(1 - \frac{0.8 \cdot \text{abs}(-4.45)}{31.31}\right) \cdot 2.01 = 1.78 \text{ MPa}$$

Tabulka 5.3 Pole 1 - hlavní napětí v řezu 2

| Čas | Kombi-nace | N [kN] | V [kN] | M [kNm] | σ_1 [MPa] | σ_2 [MPa] | f_{ctb} [MPa] | σ_{lim} [MPa] | $\sigma_1 < f_{ctb}$ [-] | $ \sigma_2 < \sigma_{lim}$ [-] |
|----------------------|------------------|-----------|-----------|------------|---------------------|---------------------|--------------------|-------------------------|-----------------------------|------------------------------------|
| po napnutí. vl. tíha | | 20483.00 | -1028.77 | 6119.43 | 0.01 | -4.45 | 1.78 | 14.09 | ano | ano |
| UP | kvazistálá | 19182.68 | -1052.83 | 5780.50 | 0.02 | -4.17 | 2.29 | 18.00 | ano | ano |
| | častá | 19182.68 | -1755.24 | 5655.41 | 0.04 | -4.19 | 2.29 | - | - | - |
| | charakteristická | 19182.68 | -2208.03 | 5587.94 | 0.07 | -4.21 | 2.29 | 24.00 | ano | ano |
| KŽ | kvazistálá | 17536.42 | -1082.23 | 5368.36 | 0.02 | -3.82 | 2.31 | 18.00 | ano | ano |
| | častá | 17536.42 | -1784.65 | 5243.27 | 0.05 | -3.84 | 2.31 | - | - | - |
| | charakteristická | 17536.42 | -2237.43 | 5175.80 | 0.07 | -3.87 | 2.31 | 24.00 | ano | ano |

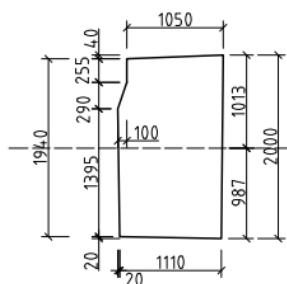
Ověření

Tlaková napětí v tabulce splňují podmínky maximálního tlakového napětí a všechna tahová napětí jsou menší než hodnoty f_{ctb} , takže není nutné navrhovat výztuž speciálně na smykové trhliny.

=> **Vyhovuje**

5.1.2.2 Řez 3 – konec náběhu

Průřez



Obrázek 5.4 Průřez v poli 1 - smyková napětí

Průřezové charakteristiky

$$A = 3.77 \text{ m}^2 \text{ (viz kap. 5.1.1.2)}$$

$$I_y = 0.9492 \text{ m}^4 \text{ (viz kap.5.1.1.2)}$$

$$c_z = 1182 \text{ mm}$$

$$W_d = -1.160 \text{ m}^3$$

$$W_h = 0.803 \text{ m}^3$$

$$S_y = 0.530 \text{ m}^3$$

Napětí

Výpočet napětí je totožný jako v kapitole 5.1.2.1, pouze s rozdílnými průřezovými charakteristikami, takže zde jsou uvedeny jen výsledky v tabulce.

Tabulka 5.4 Pole 1 - hlavní napětí v řezu 3

| Čas | Kombinace | N | V | M | σ_1 | σ_2 | f_{ctb} | σ_{lim} | $\sigma_1 < f_{ctb}$ | $ \sigma_2 < \sigma_{lim}$ |
|----------------------|------------------|----------|----------|---------|------------|------------|-----------|----------------|----------------------|-----------------------------|
| | | [kN] | [kN] | [kNm] | [MPa] | [MPa] | [MPa] | [MPa] | [-] | [-] |
| po napnutí. vl. tíha | | 23334.02 | -496.37 | 7508.97 | 0.01 | -6.86 | 1.66 | 14.09 | ano | ano |
| UP | kvazistálá | 21198.51 | -538.57 | 6398.95 | 0.01 | -6.20 | 2.19 | 18.00 | ano | ano |
| | častá | 21198.51 | -1143.24 | 4419.19 | 0.04 | -6.05 | 2.20 | - | ano | ano |
| | charakteristická | 21198.51 | -1517.08 | 3208.73 | 0.07 | -5.97 | 2.20 | 24.00 | ano | ano |
| KŽ | kvazistálá | 19513.62 | -565.26 | 5559.23 | 0.01 | -5.68 | 2.22 | 18.00 | ano | ano |
| | častá | 19513.62 | -1169.92 | 3579.47 | 0.04 | -5.54 | 2.22 | - | ano | ano |
| | charakteristická | 19513.62 | -1543.76 | 2369.01 | 0.08 | -5.46 | 2.23 | 24.00 | ano | ano |

Ověření

Tlaková napětí v tabulce splňují podmínky maximálního tlakového napětí a všechna tahová napětí jsou menší než hodnoty f_{ctb} , takže není nutné navrhovat výztuž speciálně na smykové trhliny.

=> **Vyhovuje**

5.1.3 Omezení trhlin

V normě je uvedeno pro dodatečně předpjatý beton, stupeň protikorozní ochrany předpínací výztuže PL2, častou kombinací a stupeň vlivu prostředí XD maximální šířka trhliny 0.2 mm.

Při tomto návrhu ale v konstrukci nevznikají v charakteristické kombinaci zatížení tahová napětí větší než f_{ctm} , takže nevzniknou žádné významné trhliny. Posouzení na trhliny tedy není třeba provádět.

=> Vyhovuje

5.1.4 Omezení průhybů

Jelikož vyšlo, že průřez nebude porušen trhlinou, je počítáno s plným betonovým průřezem. Průhyb bude omezen hodnotou $L/600$ dle [1]. Průhyby mostu od zatížení modelem LM1 vycházejí:

- průhyb od zatížení LM1 - UDL je 6.9 mm
- průhyb od zatížení LM1 - TS je 8.3 mm

Celkový průhyb od zatížení dopravou při časté kombinaci je

$$v = 0.4 \cdot 6.9 + 0.75 \cdot 8.3 = 9.0 \text{ mm.}$$

$$v = 9.0 \text{ mm} < v_{lim} = L/600 = 27700/600 = 46.2 \text{ mm}$$

=> Vyhovuje

5.2 Pole 2

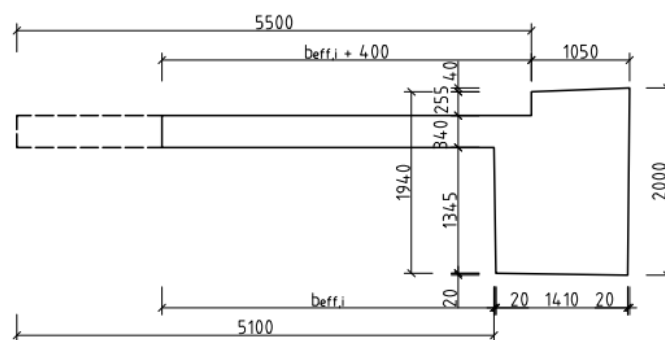
5.2.1 Normálová napětí

Protože tato konstrukce nemá tak jednoznačné chování, jsou pro ověření normálových napětí uvažovány i součinitelé předpínací výztuže r_{inf} a r_{sup} , jejichž hodnoty pro dodatečně napínané soudržné předpínací kabely jsou $r_{inf} = 0.9$ a $r_{sup} = 1.1$.

Pro přehlednost je opět vypočítána vzorově jedna hodnota normálových napětí a zbytek uveden v tabulkách. Vzhledem k použití součinitelů r_{inf} a r_{sup} jsou tabulky strukturované trochu odlišně od výpočtu normálových napětí v poli 1.

Průřez

Při výpočtu je vždy počítána spolupůsobící šířka v závislosti na vzdálenosti nulových momentů, z tohoto důvodu se mírně liší hodnoty průřezových modulů W_h a W_d . Plocha průřezu pro přenos normálového napětí je uvažována jako plný profil.



Obrázek 5.5 Průřez pole 2 pro výpočet normálových napětí

Průřezové charakteristiky

$$A = 4.447 \text{ m}^2$$

I_y, C_z, W_d, W_h závisí na $b_{eff,i}$

Napětí

Normálová napětí při kvazistálé kombinaci s uvažováním součinitele $r_{inf} = 0.9$ při uvedení do provozu:

$$\sigma_h = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_h} = \frac{-34105.97}{4.45} + \frac{1468.65}{-1.35} = -8.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_d = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_d} = \frac{-34105.97}{4.45} + \frac{1468.65}{0.98} = -6.17 \text{ MPa}$$

Všechny hodnoty uvádí Tabulka 5.5, Tabulka 5.6, Tabulka 5.7 a Tabulka 5.8.

Tabulka 5.5 Normálová napětí v řezu 1 při uvedení do provozu

| r | Kombinace | N | M | A | W _h | W _d | σ _h | σ _d |
|-----|------------------|-----------|---------|-------------------|-------------------|-------------------|----------------|----------------|
| | | [kN] | [kNm] | [m ²] | [m ³] | [m ³] | [Mpa] | [Mpa] |
| 0.9 | Kvazistálá | -34105.97 | 1468.65 | 4.45 | -1.35 | 0.98 | -8.76 | -6.18 |
| | Častá | -33293.72 | 5740.98 | 4.45 | -1.46 | 1.00 | -11.43 | -1.75 |
| | Charakteristická | -32665.60 | 8822.48 | 4.45 | -1.46 | 1.00 | -13.40 | 1.48 |
| 1.0 | Kvazistálá | -38648.48 | 1074.69 | 4.45 | -1.35 | 0.98 | -9.49 | -7.60 |
| | Častá | -37836.23 | 5347.02 | 4.45 | -1.46 | 1.00 | -12.18 | -3.16 |
| | Charakteristická | -37208.11 | 8428.52 | 4.45 | -1.46 | 1.00 | -14.15 | 0.06 |
| 1.1 | Kvazistálá | -43190.99 | 680.73 | 4.45 | -1.35 | 0.98 | -10.22 | -9.02 |
| | Častá | -42378.74 | 4953.06 | 4.45 | -1.46 | 1.00 | -12.93 | -4.58 |
| | Charakteristická | -41750.62 | 8034.56 | 4.45 | -1.46 | 1.00 | -14.90 | -1.36 |

Tabulka 5.6 Normálová napětí v řezu 2 při uvedení do provozu

| r | Kombinace | N | M | A | W _h | W _d | σ _h | σ _d |
|-----|------------------|-----------|----------|-------------------|-------------------|-------------------|----------------|----------------|
| | | [kN] | [kNm] | [m ²] | [m ³] | [m ³] | [Mpa] | [Mpa] |
| 0.9 | Kvazistálá | -36096.55 | -454.16 | 4.45 | -1.46 | 1.00 | -7.81 | -8.57 |
| | Častá | -35251.65 | -4141.63 | 4.45 | -1.35 | 0.98 | -4.86 | -12.14 |
| | Charakteristická | -34502.83 | -5521.30 | 4.45 | -1.35 | 0.98 | -3.67 | -13.37 |
| 1.0 | Kvazistálá | -40844.57 | -1145.22 | 4.45 | -1.46 | 1.00 | -8.40 | -10.33 |
| | Častá | -39999.67 | -4832.69 | 4.45 | -1.35 | 0.98 | -5.41 | -13.91 |
| | Charakteristická | -39250.85 | -6212.36 | 4.45 | -1.35 | 0.98 | -4.22 | -15.14 |
| 1.1 | Kvazistálá | -45592.59 | -1836.28 | 4.45 | -1.46 | 1.00 | -9.00 | -12.09 |
| | Častá | -44747.69 | -5523.75 | 4.45 | -1.35 | 0.98 | -5.97 | -15.68 |
| | Charakteristická | -43998.87 | -6903.42 | 4.45 | -1.35 | 0.98 | -4.78 | -16.91 |

Tabulka 5.7 Normálová napětí v řezu 1 na konci životnosti

| r | Kombinace | N | M | A | W _h | W _d | σ _h | σ _d |
|-----|------------------|-----------|----------|-------------------|-------------------|-------------------|----------------|----------------|
| | | [kN] | [kNm] | [m ²] | [m ³] | [m ³] | [Mpa] | [Mpa] |
| 0.9 | Kvazistálá | -33776.03 | -1090.52 | 4.45 | -1.46 | 1.00 | -6.85 | -8.68 |
| | Častá | -32963.79 | 3181.82 | 4.45 | -1.33 | 0.98 | -9.81 | -4.17 |
| | Charakteristická | -32335.66 | 6263.32 | 4.45 | -1.35 | 0.98 | -11.91 | -0.90 |
| 1.0 | Kvazistálá | -38318.54 | -1484.48 | 4.45 | -1.46 | 1.00 | -7.60 | -10.10 |
| | Častá | -37506.30 | 2787.86 | 4.45 | -1.33 | 0.98 | -10.54 | -5.59 |
| | Charakteristická | -36878.17 | 5869.36 | 4.45 | -1.35 | 0.98 | -12.64 | -2.33 |
| 1.1 | Kvazistálá | -42861.05 | -1878.44 | 4.45 | -1.46 | 1.00 | -8.36 | -11.51 |
| | Častá | -42048.81 | 2393.90 | 4.45 | -1.33 | 0.98 | -11.26 | -7.01 |
| | Charakteristická | -41420.68 | 5475.40 | 4.45 | -1.35 | 0.98 | -13.37 | -3.75 |

Tabulka 5.8 Normálová napětí v řezu 2 na konci životnosti

| r | Kombinace | N | M | A | W _h | W _d | σ _h | σ _d |
|-----|------------------|-----------|----------|-------------------|-------------------|-------------------|----------------|----------------|
| | | [kN] | [kNm] | [m ²] | [m ³] | [m ³] | [Mpa] | [Mpa] |
| 0.9 | Kvazistálá | -35770.39 | -2665.66 | 4.45 | -1.46 | 1.00 | -6.22 | -10.71 |
| | Častá | -34925.50 | -6353.13 | 4.45 | -1.46 | 1.00 | -3.52 | -14.20 |
| | Charakteristická | -34176.67 | -7732.79 | 4.45 | -1.31 | 0.98 | -1.80 | -15.59 |
| 1.0 | Kvazistálá | -40518.41 | -3356.72 | 4.45 | -1.46 | 1.00 | -6.82 | -12.46 |
| | Častá | -39673.52 | -7044.19 | 4.45 | -1.46 | 1.00 | -4.11 | -15.96 |
| | Charakteristická | -38924.69 | -8423.85 | 4.45 | -1.31 | 0.98 | -2.35 | -17.37 |
| 1.1 | Kvazistálá | -45266.43 | -4047.78 | 4.45 | -1.46 | 1.00 | -7.42 | -14.22 |
| | Častá | -44421.54 | -7735.25 | 4.45 | -1.46 | 1.00 | -4.71 | -17.71 |
| | Charakteristická | -43672.71 | -9114.91 | 4.45 | -1.31 | 0.98 | -2.89 | -19.14 |

Ověření

Maximální hodnota tlakového napětí v kvazistálé kombinaci: $\sigma_c = -14.22$ MPa

$$|\sigma_c| = 14.22 \text{ MPa} < 0.45f_{ck} = 18.00 \text{ MPa}$$

Maximální hodnota tlakového napětí v charakteristické kombinaci: $\sigma_c = -19.14$ MPa

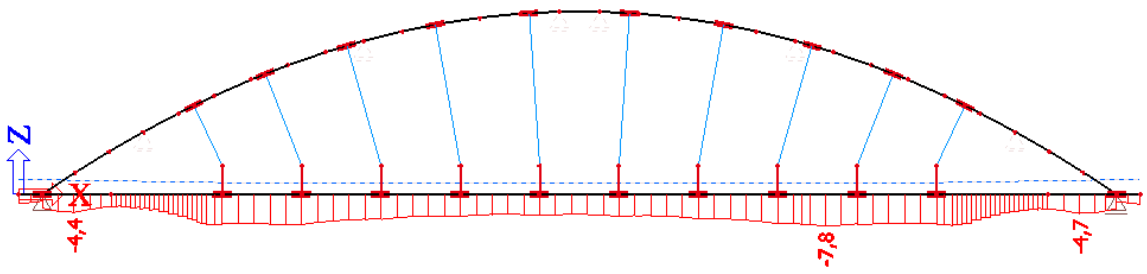
$$|\sigma_c| = 19.14 \text{ MPa} < 0.60f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$$

=> **Vyhovuje**

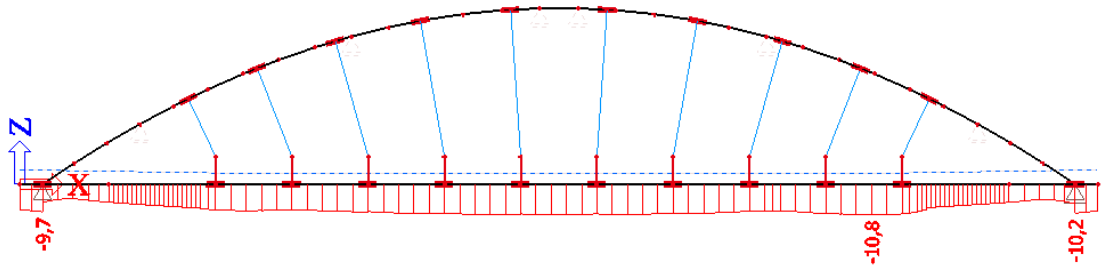
Zároveň je důležité, že žádné tahové napětí překračuje hodnotu $f_{ctm} = 3.50$ MPa.

Normálová napětí v celé mostovce

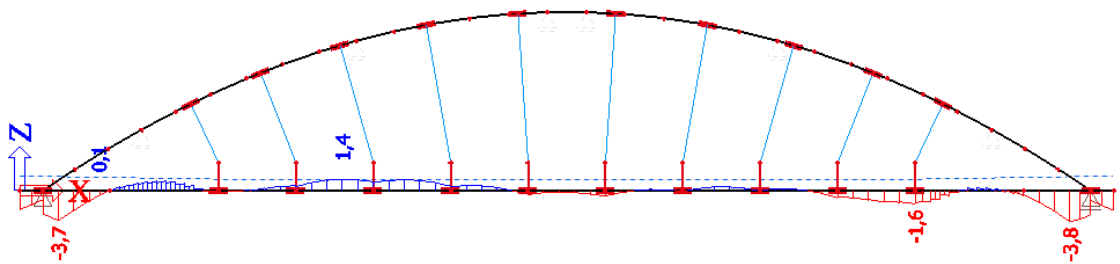
Na následujících je vykresleno napětí v mostovce po celé její délce bez počítání spolupůsobící šířky a bez použití součinitelů pro předpětí.



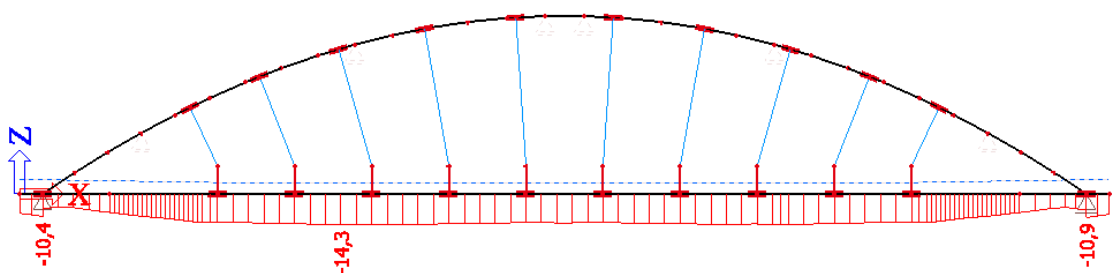
Obrázek 5.6 Kvazistálá kombinace - uvedení do provozu - maximální normálové napětí



Obrázek 5.7 Kvazistálá kombinace - uvedení do provozu - minimální normálové napětí



Obrázek 5.8 Charakteristická kombinace – uvedení do provozu - maximální normálové napětí

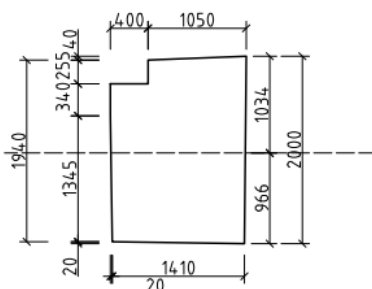


Obrázek 5.9 Charakteristická kombinace - uvedení do provozu - minimální normálové napětí

5.2.2 Smyková napětí

Jelikož vliv součinitelů r_{inf} a r_{sup} při posuzování normálových napětí nebyl výrazný a posouzení smykových napětí vychází velice příznivě, nejsou již tyto součinitele uvažovány.

Průřez



Obrázek 5.10 Průřez v poli 2 – smykové napětí

Pro výpočet smykového napětí je opět uvažován jen trám. Protože při posuzování normálových napětí většinou vychází spolupůsobící šířka jako plný průřez, je pro zjednodušení uvažován rovnou celý průřez, takže plocha a moment setrvačnosti jsou pro plný průřez (viz Obrázek 5.10).

Průřezové charakteristiky

$$A_c = 4.45 \text{ m}^2$$

$$I_y = 1.190 \text{ m}^4 \text{ (viz kap. 5.2.1)}$$

$$c_z = 1188 \text{ mm}$$

$$W_h = -1.465 \text{ m}^3$$

$$W_d = 1.002 \text{ m}^3$$

$$S_y = 0.644 \text{ m}^3$$

Napětí

Výpočet normálového napětí

$$\sigma_{c,h} = \frac{N}{A_c} + \frac{M}{W_h} = \frac{-41967.73}{4.45} + \frac{-3447.50}{-1.465} = -7.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,d} = \frac{N}{A_c} + \frac{M}{W_d} = \frac{-41967.73}{4.45} + \frac{-3447.50}{1.002} = -12.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_x = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_{c,d} + \sigma_{c,h}) = \frac{1}{2} \cdot (-12.88 + -7.08) = -9.98 \text{ MPa}$$

Smykové napětí v průřezu je

$$\tau = \frac{V \cdot S_y}{b \cdot I_y} = \frac{557.01 \cdot 0.644}{1.42 \cdot 1.190} = 0.21 \text{ MPa}$$

Hlavní napětí jsou

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2} = \frac{-9.98}{2} + \sqrt{\left(\frac{-9.98}{2}\right)^2 + 0.21^2} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_x}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2} = \frac{-9.98}{2} - \sqrt{\left(\frac{-9.98}{2}\right)^2 + 0.21^2} = -9.99 \text{ MPa}$$

Omezení smykového napětí pro vznik smykových trhlin

$$f_{ctb} = \left(1 - \frac{0.8 \cdot \text{abs}(\sigma_2)}{f_{c,k}} \right) \cdot f_{ctk0.05} = \left(1 - \frac{0.8 \cdot \text{abs}(-9.99)}{40.00} \right) \cdot 2.50 = 2.00 \text{ MPa}$$

V tabulce jsou shrnuty výsledky v dalších zatěžovacích stavech a časech.

Tabulka 5.9 Hlavní napětí v řezu 3

| Čas | Kombinace | N | V | M | σ_1 | σ_2 | f_{ctb} | σ_{lim} | $\sigma_1 < f_{ctb}$ | $ \sigma_2 < \sigma_{lim}$ |
|-----|------------------|----------|----------|---------|------------|------------|-----------|----------------|----------------------|-----------------------------|
| | | [kN] | [kN] | [kNm] | [MPa] | [MPa] | [MPa] | [MPa] | [-] | [-] |
| UP | Kvazistálá | 41967.73 | -557.01 | 3447.50 | 0.00 | 9.99 | -2.00 | 18 | ano | ano |
| | Častá | 41220.68 | -924.09 | 240.38 | -0.01 | 9.32 | -2.03 | - | - | - |
| | Charakteristická | 40403.23 | -1182.21 | -792.96 | -0.02 | 8.98 | -2.05 | 24 | ano | ano |
| KŽ | Kvazistálá | 41652.24 | -697.86 | 4990.00 | -0.01 | 10.16 | -1.99 | 18 | ano | ano |
| | Častá | 40905.18 | -1064.94 | 1782.88 | -0.02 | 9.50 | -2.03 | - | - | - |
| | Charakteristická | 40087.74 | -1323.06 | 749.53 | -0.03 | 9.16 | -2.04 | 24 | ano | ano |

Ověření

Tlaková napětí v tabulce splňují podmínky maximálního tlakového napětí a všechna tahová napětí jsou menší než hodnoty f_{ctb} , takže není nutné navrhovat výztuž speciálně na smykové trhliny.

=> **Vyhovuje**

5.2.3 Posouzení šířky trhlin

V normě je uvedeno pro dodatečně předpjatý beton, stupeň protikorozní ochrany předpínací výztuže PL2, častou kombinaci a stupeň vlivu prostředí XD maximální šířka trhliny 0.2 mm. Při tomto návrhu ale v konstrukci nevznikají v charakteristické kombinaci zatížení tahová napětí větší než f_{ctm} , takže nevzniknou žádné významné trhliny. Posouzení na trhliny tedy není třeba provádět.

=> **Vyhovuje**

5.2.4 Omezení průhybů

Jelikož vyšlo, že průřez nebude porušen trhlinou, bylo počítáno s plným betonovým průřezem. Průhyb bude omezen hodnotou $L/600$ dle [1]. Průhyby mostu od zatížení modelem LM1 vycházejí:

- průhyb od zatížení LM1 - UDL je 12.7 mm
- průhyb od zatížení LM1 - TS je 10.4 mm

Celkový průhyb při časté kombinaci je

$$v = 0.4 \cdot 12.7 + 0.75 \cdot 10.4 = 12.9 \text{ mm}$$

$$v = 12.9 \text{ mm} < v_{lim} = L/600 = 67700/600 = 112.8 \text{ mm}$$

=> **Vyhovuje**

6 POSOUZENÍ HLAVNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE – MSÚ

6.1 Pole 1 – ohyb a normálová síla

Posudek je proveden podle [1].

Maximální ohybový moment od zatížení vychází při použití kombinace 6.10.b v řezu 4, a to $M_{Ed} = 22094.76$ kNm. Při výpočtu je zanedbána betonářská výztuž.

Výpočet výchozí poměrného přetvoření předpínací výztuže vychází z napětí v průřezu na konci životnosti, od charakteristické kombinace zatížení. Napětí a přetvoření ve vláknech v tomto stavu ukazuje Obrázek 6.1. Napětí v předpínací výztuži jsou získány z výpočetního programu.

Napětí v předpínací výztuži 1: $\sigma_{p1} = 1182.96$ MPa

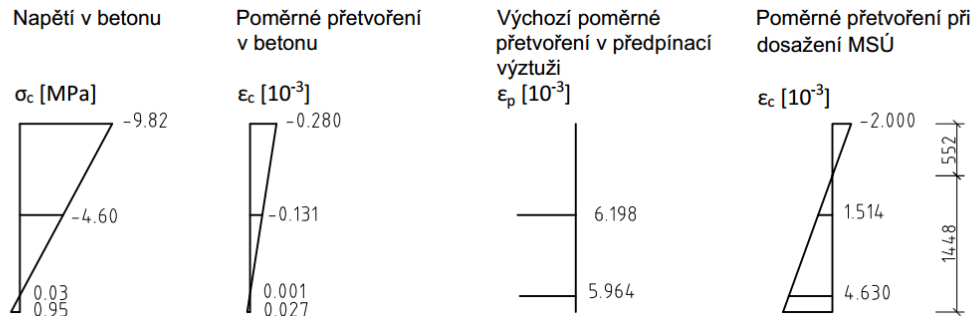
Napětí v předpínací výztuži 2: $\sigma_{p2} = 1163.18$ MPa

Základní poměrné přetvoření v předpínací výztuži je poté

$$\epsilon_{p,z1} = \frac{\sigma_{p1}}{E_p} - \frac{\sigma_{c1}}{E_c} = \frac{1182.96}{195000} - \frac{-4.60}{35000} = 6.198 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{p,z2} = \frac{\sigma_{p2}}{E_p} - \frac{\sigma_{c2}}{E_c} = \frac{1163.18}{195000} - \frac{0.03}{35000} = 5.964 \cdot 10^{-3}$$

Při dosažení MSÚ je poměrné přetvoření v horních vláknech betonového průřezu $\epsilon_{cu} = -2 \cdot 10^{-3}$. Za předpokladu plného zplastizování předpínací výztuže byla vypočítána výška tlačené zóny $x = 0.552$ m. Odpovídající poměrná přetvoření v předpínací výztuži zobrazuje Obrázek 6.1.



Obrázek 6.1 Pole 1 – MSÚ – napětí a přetvoření v průřezu

Celková poměrná přetvoření v předpínací výztuži jsou tedy:

$$\epsilon_{p1} = (6.198 + 1.514) \cdot 10^{-3} = 7.712 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{p2} = (5.964 + 4.630) \cdot 10^{-3} = 10.595 \cdot 10^{-3}$$

Obě tyto hodnoty jsou větší než plastické poměrné přetvoření, je tedy splněn předpoklad, že výztuž je zplastizována.

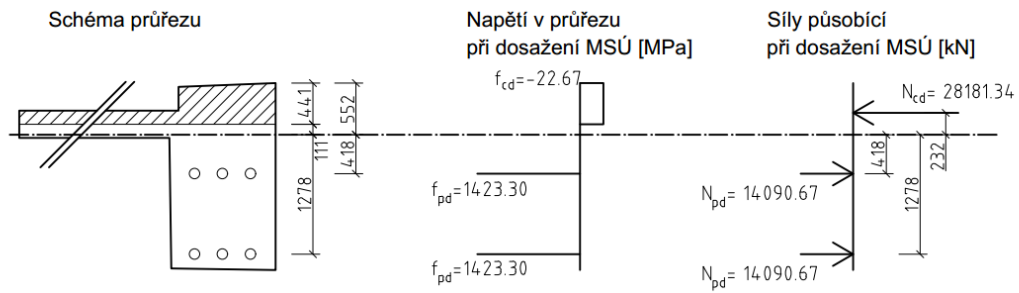
Výpočet momentu únosnosti

Tlačená plocha betonu $A_c = 1243112$ mm² a plocha předpínací výztuže v každé vrstvě je 9900 mm².

Síla v betonu: $N_{cd} = A_c \cdot f_{cd} = 1243112 \cdot 22.67 = 28181.34$ kN

Síla v jedné vrstvě předpínací výztuže: $N_{pd} = A_p \cdot f_{pd} = 9900 \cdot 1423.30 = 14090.67$ kN

Celková normálová síla je $N = 28181.34 - 2 \cdot 14090.67 = 0$ kN, síly jsou tedy skutečně v rovnováze.



Obrázek 6.2 Pole 1 - MSÚ - Rozložení napětí po průřezu

Rozložení napětí a výsledných sil v průřezu při dosažení MSÚ zobrazuje Obrázek 6.2. Výsledný moment únosnosti je tedy:

$$M_{Rd} = 28181.34 \cdot 0.232 + 14\,090.67 \cdot (0.418 + 1.278) = 30445.75 \text{ kNm.}$$

Ověření

$$M_{Rd} = 30445.75 \text{ kNm} > M_{Ed} = 22094.76 \text{ kNm}$$

=> Vyhovuje

6.2 Pole 1 – křehký lom

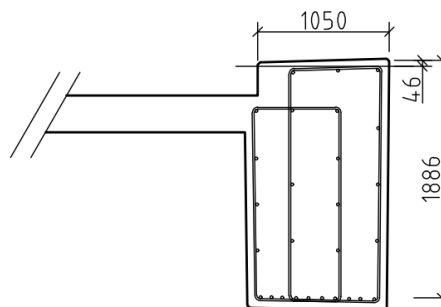
Pro návrh a posouzení je použita metoda, kdy se navrhne minimální plocha betonářské výztuže pro přenesení účinků, které by vznikly následkem snížení předpínací síly (podle [1]). Nejdříve se stanoví ohybový moment při vzniku trhlin, tedy kdy v dolních vláknech betonového průřezu bude hodnota tahové napětí v betonu $f_{ctm} = 3.50$ MPa. Odhadnuté rameno vnitřních sil $z_{s,0} = 1.85$ m, díky tomu je spočítána minimální plocha betonářské výztuže.

$$M_{rep} = W_d \cdot f_{ctm} = 0.822 \cdot 3.5 = 2878 \text{ kNm}$$

$$A_{s,min} = \frac{M_{rep}}{z_{s,0} \cdot f_{yk}} = \frac{2878}{1850 \cdot 500} = 3111 \text{ mm}^2$$

Návrh: 10 x Ø22, $A_s = 3801 \text{ mm}^2$

Schéma vyztuženého průřezu viz Obrázek 6.3.



Obrázek 6.3 Schéma vyztužení trámu v poli 1

Výpočet tlačené plochy betonu, výšky tlačené oblasti a ramena vnitřních sil

$$A_{cc} = \frac{A_s \cdot f_{yk}}{f_{ck}} = \frac{3801 \cdot 500}{40} = 47513 \text{ mm}^2$$

$$x_u = \frac{A_{cc}}{1.04} = \frac{47513}{1.04} = 46 \text{ mm}$$

$$z = d - 0.5 \cdot x_u = 1890 - 0.5 \cdot 46 = 1867 \text{ mm}$$

1.04 je horní šířka trám redukovaná o zkosení hran

Výsledný moment únosnosti je

$$M_{Rk} = A_s \cdot f_{yk} \cdot z = 3801 \cdot 500 \cdot 1867 = 3549 \text{ kNm}$$

Ověření

$$M_{Rk} = 3549 \text{ kNm} > M_{rep} = 2878 \text{ kNm}$$

=> Vyhovuje

6.3 Pole 1 – smyk

Smyková únosnost je posouzena v řezech 2 a 3. Vždy bude nejdříve ověřeno, zda je potřeba navrhnout smykovou výztuž, nebo stačí konstrukční smyková výztuž.

6.3.1 Řez 2 – 0.2 m od ložiska

V tomto řezu se nepředpokládá, že při zatížení návrhovým zatížením dojde ke vzniku ohybových trhlin. Tento řez je tedy posouzen jako řez bez trhlin.

Zatížení

$$V_{Ed} = 2502.17 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = -26128.12 \text{ kN}$$

Posouzení

Absolutní hodnoty napětí jsou:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_{cc}} = \frac{26128}{4.51} = 5.79 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cp} = \frac{k \cdot V_{Ed}}{A_{cc}} = \frac{1.5 \cdot 2502}{4.51} = 0.83 \text{ MPa}$$

$$k = 1.5 \text{ dle ČSN EN 1992-1-1}$$

Dále bude vypočítáno napětí $\sigma_{c,lim}$ a porovnáno s napětím σ_{cp} . V závislosti na tomto porovnání bude vypočítána hodnota napětí $f_{c,pl}$.

$$\sigma_{c,lim} = f_{cd,pl} - 2 \cdot \sqrt{f_{ctd,pl} \cdot (f_{ctd,pl} + f_{cd,pl})} = 22.7 - 2 \cdot \sqrt{1.67 \cdot (1.67 + 22.7)} = 9.92 \text{ MPa}$$

Protože $\sigma_{cp} < \sigma_{c,lim}$, $f_{c,pl}$ se stanoví jako

$$f_{c,pl} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd,pl}} = \sqrt{1.67^2 + 5.79 \cdot 1.67} = 3.53 \text{ MPa}$$

Pro posouzení železobetonového průřezu jsou uvažovány hodnoty $f_{ctd,pl} = f_{ctd}$ a $f_{cd,pl} = f_{cd}$.

Ověření

$$\tau_{cp} = 0.83 \text{ MPa} < f_{c,pl} = 3.53 \text{ MPa}$$

=> **Vyhovuje**
stačí navrhnout konstrukční smykovou výztuž.

Návrh: šestistřížné třmínky $\varnothing 14$ po 300 mm, $A_{sw} = 1078 \text{ mm}^2$

Stupeň vyztužení

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{1078}{2460 \cdot 300} = 1.46 \cdot 10^{-3}$$

Konstrukční zásady

$$\rho_{sw, \min} = \frac{0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0.08 \cdot \sqrt{40}}{500} = 1.01 \cdot 10^{-3}$$

$$\rho_{sw} = 1.46 \cdot 10^{-3} > \rho_{sw, \min} = 1.01 \cdot 10^{-3}$$

=> **Vyhovuje**
Konstrukční zásady jsou splněny

6.3.2 Průřez 4 – konec náběhu

Vnitřní síly

$$V_{Ed} = 1706.59 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = -26403.20 \text{ kN}$$

Posouzení

Únosnost betonového průřezu je:

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= \left(10^6 \cdot C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot 10^{-6} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \\ &= \left(10^6 \cdot 0.12 \cdot 1.38 \cdot \left(100 \cdot 0.0155 \cdot 40 \cdot 10^{-6} \right)^{\frac{1}{3}} + 0.15 \cdot 4.53 \right) \cdot 1110 \cdot 1353 = 2007.21 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

Pozn.: Použitý software pracuje se základními jednotkami, protože tyto vzorce jsou empirické, bylo nutné použít násobení 10⁶, aby software počítali s požadovanými jednotkami.

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c = 39184.34/4.45 = 8.81 \text{ MPa} > 0.2 f_{cd} = 0.2 \cdot 22.67 = 4.53 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{cp} = 4.53 \text{ MPa}$$

Stanovení d, A_{sl} a ρ_l

V průřezu jsou tři vrstvy výztuže – dvě vrstvy předpínací a jedna vrstva betonářské. Polohy předpínací výztuže v tomto průřezu je nutné vzít z výkresu předpínací výztuže. Rozměr d vždy vyjadřuje vzdálenost těžiště výztuže od horního povrchu. Celkové d je poté vypočítáno váženým průměrem z předpínací a betonářské výztuže.

- předpínací výztuž 1: d = 0.902 m, A = 9900 mm²

- předpínací výztuž 2: d = 1.618 m, A = 9900 mm²

- betonářská výztuž d = 1.894 m, A = 3421 mm²

$$A_{sl} = 9900 + 9900 + 3421 = 23221 \text{ mm}^2$$

$$d = (9900 \cdot (0.902 + 1.618) + 1.894 \cdot 3421) / (9900 \cdot 2 + 3421) = 1.353 \text{ m}$$

Poté je tedy:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{23221}{1110 \cdot 1353} = 0.0155$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d \cdot 1000}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{1.35 \cdot 1000}} = 1.38$$

b_w je nejmenší šířka trámu v tažené oblasti

Minimální únosnost průřezu je

$$v_{\min} = 10^6 \cdot 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(f_{ck} \cdot 10^{-6}\right)^{\frac{1}{2}} = 10^6 \cdot 0.035 \cdot 1.38^{\frac{3}{2}} \cdot \left(40 \cdot 10^{-6}\right)^{\frac{1}{2}} = 0.361 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c,\min} = \left(v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \cdot 10^{-6}\right) \cdot b_w \cdot d = \left(0.361 + 0.15 \cdot 4.53 \cdot 10^{-6}\right) \cdot 1110 \cdot 1353 = 541.56 \text{ kN}$$

Ověření

$$V_{Rd,c} = 2011.35 \text{ kN} > V_{Ed} = 1706.59 \text{ kN}$$

=> **Vyhovuje**

stačí navrhnout konstrukční smykovou výztuž.

Návrh: čtyřstržně třmínky $\emptyset 14$ po 400 mm, $A_{sw} = 616 \text{ mm}^2$

Stupeň vyztužení

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{616}{1110 \cdot 400} = 1.39 \cdot 10^{-3}$$

Konstrukční zásady

$$\rho_{sw,\min} = \frac{0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0.08 \cdot \sqrt{40}}{500} = 1.01 \cdot 10^{-3}$$

$$\rho_{sw} = 1.39 \cdot 10^{-3} > \rho_{sw,\min} = 1.01 \cdot 10^{-3}$$

=> **Vyhovuje**

Konstrukční zásady jsou splněny

6.4 Pole 2 – ohyb a normálová síla

Posudek je proveden podle [1].

V poli 2 vzniká zároveň ohybový moment i tahová normálová síla. Dále jsou vypsány hodnoty zatížení vnitřními silami, a poté sekundární účinky předpětí v čase uvedení do provozu a na konci životnosti.

Návrhové vnitřní síly od zatížení (kombinace 6.10.b) jsou:

$$N_{zat} = 8553.09 \text{ kN}$$

$$M_{zat} = 17727.79 \text{ kNm}$$

Sekundární účinky od předpětí v čase uvedení do provozu:

$$N_{sek,UP} = -2042.96 \text{ kN}$$

$$M_{sek,UP} = 15562.64 \text{ kNm}$$

Sekundární účinky od předpětí v čase na konci životnosti:

$$N_{sek,KZ} = -2022.53 \text{ kN}$$

$$M_{sek,KZ} = 12956.04 \text{ kNm}$$

Celková zatížení se získají sečtením vnitřních sil od zatížení a od sekundárních sil od předpětí.

Celková zatížení v čase uvedení do provozu jsou:

$$N_{Ed,UP} = 8553.09 - 2042.96 = 6510.13 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,UP} = 17727.79 + 15562.64 = 33290.43 \text{ kNm}$$

Celková zatížení v čase na konci životnosti:

$$N_{Ed,KZ} = 8553.09 - 2022.53 = 6530.56 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,KZ} = 17727.79 + 12956.04 = 30683.83 \text{ kNm}$$

Z těchto zatížení je tedy vidět, že rozhodující bude zatížení v čase uvedení do provozu.

Výpočet výchozí poměrného přetvoření předpínací výztuže vychází z napětí v průřezu v čase uvedení do provozu, od charakteristické kombinace zatížení. Napětí a přetvoření ve vláknech v tomto stavu ukazuje Obrázek 6.4. Napětí v předpínací výztuži jsou získány z výpočetního programu. Výztuž je modelována jako jeden ideální kabel, napětí v kabelech je tedy všude stejné a to $\sigma_p = 1255.28 \text{ MPa}$.

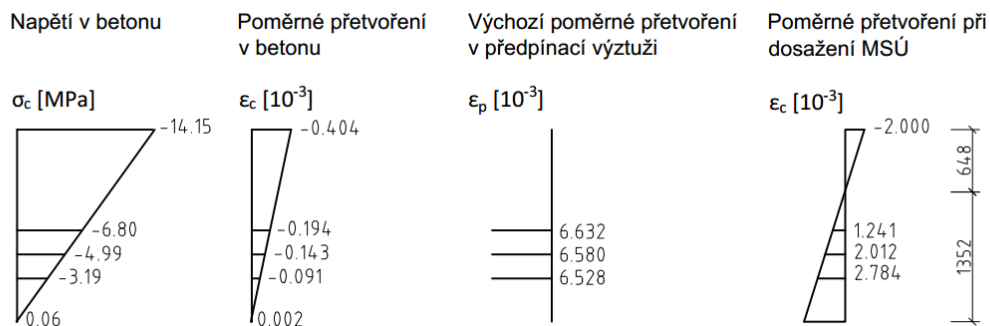
Základní poměrné přetvoření v předpínací výztuži je poté

$$\epsilon_{p,z1} = \frac{\sigma_{p1}}{E_p} - \frac{\sigma_{c1}}{E_c} = \frac{1255.28}{195000} - \frac{-6.80}{35000} = 6.632 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{p,z2} = \frac{\sigma_{p2}}{E_p} - \frac{\sigma_{c2}}{E_c} = \frac{1255.28}{195000} - \frac{-4.99}{35000} = 6.58 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{p,z3} = \frac{\sigma_{p3}}{E_p} - \frac{\sigma_{c3}}{E_c} = \frac{1255.28}{195000} - \frac{-3.19}{35000} = 6.528 \cdot 10^{-3}$$

Při dosažení MSÚ je napětí v horních vláknech betonového průřezu $\epsilon_{cu} = -2 \cdot 10^{-3}$. Iteračním postupem při zachování nulové normálové síly v průřezu (i se započítáním tahové normálové síly od zatížení) byla nalezena výška tlačené oblasti $x = 0.648 \text{ m}$. Odpovídající poměrná přetvoření v předpínací výztuži ukazuje Obrázek 6.4.



Obrázek 6.4 Pole 2 – MSÚ – napětí a přetvoření v průřezu

Celková poměrná přetvoření v předpínací výztuži jsou tedy

$$\epsilon_{p1} = (6.632 + 1.241) \cdot 10^{-3} = 7.873 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{p2} = (6.580 + 2.012) \cdot 10^{-3} = 8.592 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{p3} = (6.528 + 2.784) \cdot 10^{-3} = 9.312 \cdot 10^{-3}$$

Výpočet momentu únosnosti

Tlačená plocha betonu $A_c = 2046256 \text{ mm}^2$ a plocha předpínací výztuže po vrstvách je $13200 + 9900 + 13200 = 33\,000 \text{ mm}^2$.

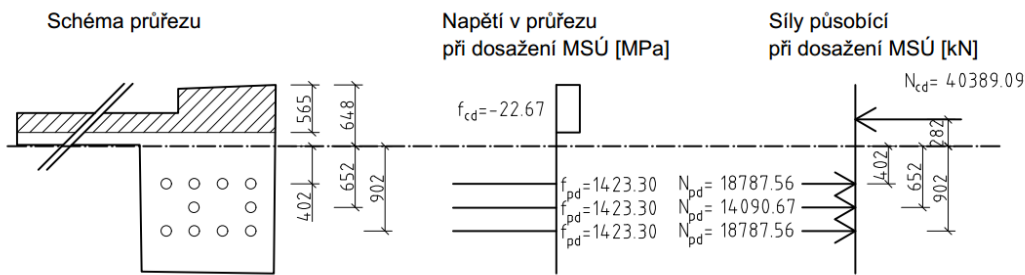
Síla tlačeného betonu: $N_{cd} = 40389.09 \text{ kN}$

Síly v jednotlivých vrstvách předpínací výztuže jsou

$$N_{pd1} = A_{p1} \cdot f_{pd1} = 13200 \cdot 1423.30 = 18787.56 \text{ kN}$$

$$N_{pd2} = A_{p2} \cdot f_{pd2} = 9900 \cdot 1423.30 = 14090.67 \text{ kN}$$

$$N_{pd3} = A_{p3} \cdot f_{pd3} = 13200 \cdot 1423.30 = 18787.56 \text{ kN}$$



Obrázek 6.5 Pole 2 - MSÚ - Rozložení napětí po průřezu

Rozložení napětí a výsledných sil v průřezu při dosažení MSÚ je znázorňuje Obrázek 6.5. Výsledný moment únosnosti je tedy:

$$M_{Rd} = 40389.09 \cdot 0.282 + 18787.56 \cdot (0.402 + 0.902) + 14090.67 \cdot 0.652 - 6510.13 \cdot 0.173 = 40834.60 \text{ kNm}$$

Ověření

$$M_{Rd} = 40834.60 \text{ kNm} > M_{Ed} = 33290.43 \text{ kNm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

6.5 Pole 2 – křehký lom

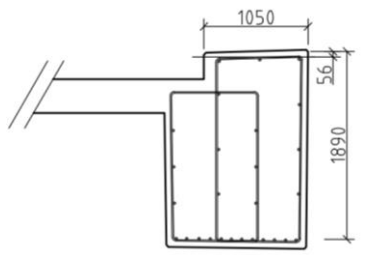
Pro návrh a posouzení je použita metoda, kdy se navrhne minimální plocha betonářské výztuže pro přenesení účinků, které by vznikly následkem snížení předpínací síly (podle [1]). Nejdříve se stanoví ohybový moment při vzniku trhlin, tedy kdy v dolních vláknech betonového průřezu bude hodnota tahové napětí v betonu $f_{ctm} = 3.50 \text{ MPa}$. Je odhadnuté rameno vnitřních sil $z_{s,o} = 1.85 \text{ m}$, díky tomu je spočítána minimální plocha betonářské výztuže. V tomto poli je navrženo úmyslně více výztuže, protože při vzniku ohybových momentů by vznikla i normálová síla.

$$M_{rep} = W_d \cdot f_{ctm} = 1.00 \cdot 3.50 = 3500 \text{ kNm}$$

$$A_{s,min} = \frac{M_{rep}}{z_{s,o} \cdot f_{yk}} = \frac{3500}{1.85 \cdot 500} = 3784 \text{ mm}^2$$

Návrh: $12 \times \varnothing 22$, $A_s = 4652 \text{ mm}^2$

Schéma vyztuženého průřezu viz Obrázek 6.6.



Obrázek 6.6 Schéma vyztužení trámu v poli 2

Výpočet tlačené plochy betonu, výšky tlačené oblasti a ramena vnitřních sil

$$A_{cc} = \frac{A_s \cdot f_{yk}}{f_{ck}} = \frac{4652 \cdot 500}{40.00} = 58150 \text{ mm}^2$$

$$x_u = \frac{A_{cc}}{1.04} = \frac{0.0582}{1.04} = 56 \text{ mm}$$

$$z = d - 0.5 \cdot x_u = 1890 - 0.5 \cdot 56 = 1862 \text{ mm}$$

1.04 je horní šířka trám redukovaná o zkosení hran

Výpočet momentu únosnosti

$$M_{Rk} = A_s \cdot f_{yk} \cdot z = 4652 \cdot 500 \cdot 1862 = 4331 \text{ kNm}$$

Ověření

$$M_{Rk} = 4331 \text{ kNm} > M_{rep} = 3500 \text{ kNm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

6.6 Pole 2 – smyk

Vnitřní síly

Největší smyková síla vychází při kombinaci 6.10.b, v čase na konci životnosti:

$$V_{Ed} = 1582.57 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = -39184.34 \text{ kN}$$

Posouzení

Nejdříve je ověřeno, zda je potřeba navrhnout smykovou výztuž, nebo stačí pouze konstrukční:

Únosnost betonového průřezu je:

$$V_{Rd,c} = \left(10^6 \cdot C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot 10^{-6} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$= \left(10^6 \cdot 0.12 \cdot 1.39 \cdot \left(100 \cdot 0.0197 \cdot 40.00 \cdot 10^{-6} \right)^{\frac{1}{3}} + 0.15 \cdot 4.53 \right) \cdot 1410 \cdot 1337 = 2625.29 \text{ kN}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

Pozn.: Použitý software pracuje se základními jednotkami, protože tyto vzorce jsou empirické, bylo nutné použít násobení 10^6 , aby software počítali s požadovanými jednotkami

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c = 39184.34/4.45 = 8.81 \text{ MPa} > 0.2 f_{cd} = 0.2 \cdot 22.67 = 4.53 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{cp} = 4.53 \text{ MPa}$$

Stanovení d , A_{sl} a ρ_l

V průřezu je pět vrstev výztuže – tři vrstvy předpínací a jedna vrstva betonářské. Polohy předpínací výztuže v tomto průřezu je nutné vzít z výkresu předpínací výztuže. Rozměr d vždy vyjadřuje vzdálenost těžiště výztuže od horního povrchu. Celkové d je poté vypočítáno váženým průměrem z předpínací a betonářské výztuže.

- předpínací výztuž: $d = 1.266$ m, $A = 33000$ mm²

- betonářská výztuž $d = 1.914$ m, $A = 4084$ mm²

$$A_{sl} = 33000 + 4084 = 37084 \text{ mm}^2$$

$$d = (1.266 \cdot 33000 + 1.914 \cdot 4084) / (33000 + 4084) = 1.337 \text{ m}$$

Poté je tedy:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{37084}{1410 \cdot 1337} = 0.0197$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d \cdot 1000}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{1.34 \cdot 1000}} = 1.39$$

b_w je nejmenší šířka trámu v tažené oblasti

Minimální únosnost průřezu je:

$$v_{\min} = 10^6 \cdot 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot (f_{ck} \cdot 10^{-6})^{\frac{1}{2}} = 10^6 \cdot 0.035 \cdot 1.39^{\frac{3}{2}} \cdot (40.00 \cdot 10^{-6})^{\frac{1}{2}} = 0.361 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c,\min} = (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \cdot 10^{-6}) \cdot b_w \cdot d = (0.361 + 0.15 \cdot 4.53 \cdot 10^{-6}) \cdot 1410 \cdot 1337 = 681.48 \text{ kN}$$

Ověření

$$V_{Rd,c} = 2625.29 \text{ kN} > V_{Ed} = 1582.57 \text{ kN}$$

=> **Vyhovuje**

stačí navrhnout konstrukční smykovou výztuž

Návrh: čtyřstržňné třmínky $\emptyset 14$ po 400 mm, $A_{sw} = 616$ mm²

Stupeň vyztužení

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{616}{1410 \cdot 400} = 1.09 \cdot 10^{-3}$$

Konstrukční zásady

$$\rho_{sw,\min} = \frac{0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0.08 \cdot \sqrt{40}}{500} = 1.01 \cdot 10^{-3}$$

$$\rho_{sw} = 1.39 \cdot 10^{-3} > \rho_{sw,\min} = 1.01 \cdot 10^{-3}$$

=> **Vyhovuje**

Konstrukční zásady jsou splněny

6.7 Pole 2 – oblouk

Postup

Pro posudek oblouku musí být nejdříve vyřešena stabilita volně stojícího oblouku podle postupu v [16]. Z tohoto výpočtu budou získány součinitelé vzpěrnosti, které se využijí při posudku.

Průřez je namáhán kombinací normálové síly a ohybových momentů ve dvou směrech. Posudek bude proveden pružně, takže nebude proveden posudek na MSP, kde se ověřuje, zda je prvek v pružném stavu.

Zatížení

Největší ohybový moment v absolutní hodnotě v oblouku vychází u závěsu číslo dvě, při uvedení do provozu, v kombinaci 6.10.b.

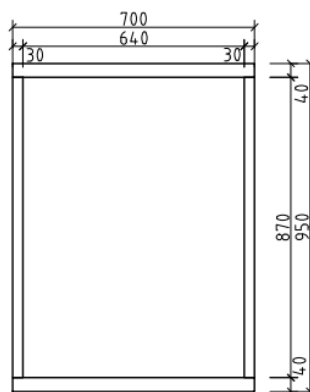
$$M_{y,Ed} = 1766.90 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = -10171.21 \text{ kN}$$

$$M_{z,Ed} = 285.67 \text{ kNm}$$

Zatížení větrem v této oblasti je téměř nulové, je ale uvažována maximální hodnota ohybového momentu, která se nachází ve vrcholu oblouku.

Průřez



Obrázek 6.7 Průřez oblouku

Průřezové charakteristiky oblouku jsou

$$A = 0.113 \text{ m}^2$$

$$I_y = 0.018 \text{ m}^4$$

$$I_z = 0.009 \text{ m}^4$$

Materiál: Ocel S355

$$E_a = 200 \text{ GPa}$$

$$f_{yad} = 355 \text{ MPa}$$

6.7.1 Výpočet stability

Vybočení oblouku v rovině

Kritická normálová síla při vybočení v rovině

$$N_{cr,y} = \left(\frac{\text{MATH.PI}}{\beta_y \cdot s} \right)^2 \cdot E \cdot I_y = \left(\frac{3.14}{0.38 \cdot 36.3} \right)^2 \cdot 210000 \cdot 0.018 = 196091.59 \text{ kN}$$

s je polovina délky oblouku měřená po obvodě

β_y je součinitel vzpěrné délky – získáno z obrázku D.4 z [16] v závislosti na počtu závěsů a vzepětí

Vybočení oblouku z roviny

$$N_{cr,z} = \left(\frac{\text{MATH.PI}}{\beta_z \cdot L} \right)^2 \cdot E \cdot I_z = \left(\frac{3.14}{0.364 \cdot 67.7} \right)^2 \cdot 210000 \cdot 8.69 \cdot 10^{-3} = 29659.15 \text{ kN}$$

$$\beta_z = \beta_1 \cdot \beta_2 = 0.56 \cdot 0.65 = 0.364$$

L je půdorysný průmět délky oblouku

β_1 bylo získáno z tabulky D.6 z [16] v závislosti na vzepětí a konstantní tuhosti oblouku

β_2 bylo získáno z tabulky D.7 z [16] v závislosti na zatížení přenášeném závěsy nebo stojkami

Výpočet poměrné štíhlosti

Prostá únosnost průřezu je

$$N_y = A \cdot f_{yd} = 0.113 \cdot 355 = 40115.00 \text{ kN}$$

Z toho poměrné štíhlosti

$$\lambda_y = \sqrt{\frac{N_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{40115.00}{196091.59}} = 0.452$$

$$\lambda_z = \sqrt{\frac{N_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{40115.00}{29659.15}} = 1.16$$

Vzpěrnostní součinitele z křivky vzpěrnosti „c“ z [17] jsou:

$$\chi_y = 0.871$$

$$\chi_z = 0.453$$

6.7.2 Posouzení

Interakční součinitelé k_{yz} a k_{zz} vycházejí:

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left(1 + \frac{0.6 \cdot \lambda_y \cdot N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_y} \right) = 1 \cdot \left(1 + \frac{0.6 \cdot 0.452 \cdot 6100.84}{0.871 \cdot 40115.00} \right) = 1.05$$

$$k_{zy} = 0.8 \cdot k_{yy} = 0.8 \cdot 1.05 = 0.838$$

$$k_{zz} = C_{mz} \cdot \left(1 + \frac{0.6 \cdot \lambda_z \cdot N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_y} \right) = 1 \cdot \left(1 + \frac{0.6 \cdot 1.16 \cdot 6100.84}{0.453 \cdot 40115.00} \right) = 1.23$$

Součinitelé C_{my} a C_{mz} jsou uvažovány jako 1.0, tedy na straně bezpečné.

Výsledné využití oblouku je tedy:

$$\begin{aligned} v &= \frac{N_{Ed}}{\chi \cdot A \cdot f_{yd}} + \frac{k_{zy} \cdot M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{k_{zz} \cdot M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \\ &= \frac{6100.84}{0.453 \cdot 0.113 \cdot 355} + \frac{0.838 \cdot 1766.90}{12418.61} + \frac{1.23 \cdot 285.67}{8811.81} = 0.49 \end{aligned}$$

Využití $0.49 < 1$

=> Vyhovuje

Konstrukce oblouku je zřejmě předimenzována, nicméně tato bakalářská práce byla zaměřena spíše na betonové konstrukce, průřez oblouku tedy nebude upravován. Vzhledem k tomu, že u ocelových konstrukcí často rozhodují detaily, je možné, že by ani nebyl rozhodující globální posudek oblouku. V oblouku navíc hraje důležitou roli stabilita, takže by únosnost oblouku klesala rychleji, a zřejmě by průřez oblouku nevyšel výrazně menší.

6.8 Pole 2 – spřažení

6.8.1 Únosnost spřahovacích prvků

Na spřažení oblouku a mostovky jsou navrženy spřahovací lišty dle ČSN EN 1994-2 [8], protože nedochází k tak velkým deformacím při získání jejich únosnosti. Je potřeba navrhnout výztuž na spřažení vodorovných sil, které budou přenášeny mezi obloukem a betonovou mostovkou, ale také na svislé posouvající síly mezi obloukem a mostovkou, tedy od zatížení dopravou, vlastní tíhou a ostatním stálým zatížením.

Skrz lišty budou protaženy pruty $\varnothing 25$ (plocha jednoho prutu $A_{s1} = 491 \text{ mm}^2$), 90 mm od sebe, plocha výztuže bude tedy $a_s = 491/90 = 5.46 \text{ mm}^2/\text{mm}$.

Charakteristická únosnost této spřahovací lišty na běžný metr dle [8] je:

$$P_{Rk,1} = 273 + 14.1 f_{ck} + 313 A_{st} = 273 + 14.1 \cdot 40 + 313 \cdot 5.46 = 2545.98 \text{ kN/m.}$$

Návrhová únosnost spřahovací lišty na metr dle [8] je:

$$P_{Rd} = P_{Rk}/\gamma_v = 2545.98/1.25 = 2036.78 \text{ kN/m.}$$

$$\gamma_v = 1.25 \text{ dle [8]}$$

6.8.2 Analýza spolupůsobení oblouku a mostovky

Před zainjektováním

Než dojde k zainjektování kabelových kanálků, tak je normálová síla přenášena pouze kotvami, takže nedochází ke spolupůsobení lana a mostovky po celé délce. Jelikož jsou přímo v oblouku kotvena tři lana a v mostovce je kotveno sedm lan, je rozdíl v normálových silách způsoben čtyřmi lany, která jsou v mostovce navíc. Jelikož má ale mostovka s obloukem větší tuhost než samotná mostovka, tak nebude docházet k tak velkým deformacím. Tato síla bude tedy zvětšena. Při zatížení celé konstrukce osovou silou 100 kN vychází v mostovce normálová síla 75 kN. To znamená, že rozdíl v přenášené síly budou způsobovat čtyři kabely, ale ještě 25% síly ze zbylých tří kabelů. Napětí v lanech bude sníženo o 40 MPa, aby byla uvažována ztráta postupným předpětím.

Síla ke spřažení je

$$N_{sp,1} = (4 + 0.25 \cdot 3) \cdot 22 \cdot A_{p1} \cdot (\sigma_{p,0} - 40) / (4 + 0.25 \cdot 3) \cdot 22 \cdot 150 \cdot (1470 - 40) = 22415.25 \text{ kN.}$$

Po zainjektování

Maximální napětí v předpínací výztuži po posledním napínání je 1350 MPa. Normálová síla je tedy $N_p = \sigma_p \cdot A_p = 1350 \cdot 33000 = 44550 \text{ kN}$.

Ve chvíli, kdy mostovku zatížíme, dochází k deformaci oblouku a tím vzniká tahová normálová síla v mostovce, která působí proti předpínacím lanům a způsobuje větší smykové namáhání v oblasti spřažení mostovky a oblouku. Při zatížení, které způsobuje maximální tah v mostovce je maximální normálová síla, tedy nejmenší tlakové namáhání, v MSÚ $N_{p,max} = 23700 \text{ kN}$ (tlak uveden kladně). Takže rozdíl, mezi původní silou a silou při plném zatížení je

$$\Delta N = 44550 - 23300 = 21250 \text{ kN.}$$

Dá se předpokládat, že větší část této síly se přenesse pomocí předpínacích lan, která se budou natahovat společně s obloukem. Tím, že budou lana zainjektována, budou smykovým napětím tuto deformaci vnášet do konstrukce po celé své délce. Spřažení tedy bude navrženo na 80% síly ΔN , tedy

$$N_{sp,2} = 0.8 \cdot \Delta N = 17000 \text{ kN.}$$

Shrnutí

Tato úvaha je samozřejmě není přesná, ve snaze použít řešení na straně bezpečné. Řešení tohoto problému by vyžadovalo detailní analýzu.

V této oblasti je ještě ohybový moment ($M_{Ed} = 2101.72 \text{ kNm}$ v kombinaci MSÚ), který je nutné spřahnout. Tento moment by však měly přenést lišty, které směřují svisle a nebudou namáhány celou dobu tak, jak je předpokládáno při posuzování těchto lišt. Návrhová síla pro spřažení je tedy $N_{sp,1} = 22415.25 \text{ kN}$.

6.8.3 Návrh spřažení

Na přenesení vodorovných sil tedy je potřeba

$$L_{lišty} = N_{sp,1}/P_{Rd,1} = 22415.25/2036.78 = 11.01 \text{ m}$$

Návrh: Spřahovací perforovaná lišta dle ČSN EN 1994-2 výšky 100 mm, délky 13.5 m s provlečenou výztuží $\varnothing 25$

$$P_{Rd} = 13.5 \cdot P_{Rd,1} = 13.5 \cdot 2036.78 = 27496.53 \text{ kN} > N_{sp,1} = 22415.25 \text{ kN}$$

=> **Vyhovuje**

Lišty umístěné ve svislém směru jsou uvažovány ve vzdálenostech 600 mm. Jelikož vzdálenost náprav v modelu LM1 je právě 600 mm, připadá na každou lištu pouze jedna náprava. Proto je uvažován model LM3 a to včetně dynamického součinitele v jeho maximální hodnotě, tedy $\Delta\phi_{fat} = 1.30$. Náprava je umístěna ke kraji vozovky.

$$\text{Posouvající síla } V_{Ed} = 811.71 \text{ kN}$$

Návrh: Spřahovací perforovaná lišta dle ČSN EN 1994-2 výšky 100 mm, délky 0.5 m s provlečenou výztuží $\varnothing 25$

$$P_{Rd} = 0.4 \cdot P_{Rd,1} = 0.4 \cdot 2036.78 = 814.71 \text{ kN} > V_{Ed} = 811.71 \text{ kN}$$

=> **Vyhovuje**

6.9 Pole 2 - Závěsy

Program SCIA Engineer sice dokáže zobrazit napětí v kabelech, jenže bez informace, od jaké kombinace tyto síly vznikají. Pro jistotu tedy byly mezi tuhá ramena a kabely přidány krátké pruty, na kterých se dají zobrazit vnitřní síly. Jelikož SCIA Engineer generuje zatěžovací stavy od pohyblivého zatížení v závislosti na hledaných extrémech, tak i v tomto je výhodnější využití tohoto krátkého prutu, protože program hledá extrémy normálových sil a to jak tah, tak tlak. Z vnitřních sil na těchto prutech se pak pomocí Pythagorovy věty získá síla v závěsech. Tabulka 6.1 uvádí výsledné síly v závěsech. V časech po napnutí závěsů, odstranění skruže, dopnutí předpínacích kabelů (v mostovce), přidání ostatního stálého zatížení jsou hodnoty napětí v lanech od pouze od působení stálého zatížení. Při uvedení do provozu a na konci životnosti byla konstrukce zatížena automaticky generovanou kombinací MSÚ.

Výchozí hodnoty napětí jsou optimální pro namáhání mostovky.

Tabulka 6.1 Síly v závěsech

| Závěs č. | Normálová síla v lanech [kN] | | | | | | | |
|-------------|------------------------------|----------------------|----------------|------------------|-----------------------|--------|------------------|--------|
| | Po napnutí zavěsů | Odstranění skruže | Dopnutí lan | Přidání g- go | Uvedení do provozu | | Konec životnosti | |
| | | | | | min | max | min | max |
| 1 | 140.0 | 547.4 | 442.0 | 531.3 | 463.5 | 980.3 | 478.6 | 997.2 |
| 2 | 140.0 | 529.8 | 439.6 | 527.8 | 474.7 | 951.2 | 496.5 | 975.6 |
| 3 | 115.0 | 550.6 | 461.7 | 566.3 | 500.5 | 1042.7 | 532.1 | 1077.8 |
| 4 | 25.0 | 518.3 | 420.4 | 539.3 | 442.9 | 1081.1 | 481.7 | 1124.2 |
| 5 | 25.0 | 554.2 | 448.0 | 576.1 | 469.4 | 1164.3 | 511.8 | 1211.2 |
| 6 | 25.0 | 554.2 | 448.0 | 576.6 | 470.7 | 1164.3 | 511.6 | 1209.7 |
| 7 | 25.0 | 518.3 | 420.4 | 539.4 | 443.1 | 1081.1 | 481.1 | 1123.7 |
| 8 | 115.0 | 550.5 | 459.9 | 564.0 | 498.3 | 1039.8 | 529.6 | 1075.3 |
| 9 | 140.0 | 529.7 | 436.6 | 524.3 | 471.3 | 947.1 | 491.4 | 970.3 |
| 10 | 140.0 | 547.3 | 437.7 | 525.4 | 456.5 | 974.1 | 470.2 | 990.0 |

Z tabulky je vidět, že všechny závěsy jsou ve všech časech tažené a zároveň síla v žádném závěsu nepřesahuje únosnost závěsu $F_{R,d} = 1403$ kN.

=> Vyhovuje

7 NÁVRH A POSOUZENÍ LOKÁLNÍCH ČÁSTÍ KONSTRUKCE

7.1 Příčnický

7.1.1 Pole 1 – příčník

Příčník je v MSÚ posouzen na kladný i záporný ohybový moment a smyk. V MSP je posouzeno napětí v betonu a výztuži a trhliny bez přímého výpočtu (tato konstrukce nespĺňuje přímo podmínky pro použití nepřímého výpočtu, ale pro zjednodušení byl použitý).

Spolupůsobící šířka příčníku u kladného momentu

Vzdálenost příčníků od sebe $b = 4.0$ m, vzdálenost nulových momentů $l_0 = 0.7 \cdot 11 = 7.7$ m

$$b_{\text{eff},i} = 0.2 \cdot b_i + 0.1 \cdot l_0 = 0.2 \cdot 4.0 + 0.1 \cdot 7.7 = 1.57 \text{ m}$$

Výsledná spolupůsobící šířka $b_{\text{eff}} = 2 \cdot 1.57 + 0.5 = 3.64 \text{ m} < b = 4.0 \text{ m}$, takže $b_{\text{eff}} = 3.64 \text{ m}$

Spolupůsobící šířka u záporného ohybového momentu

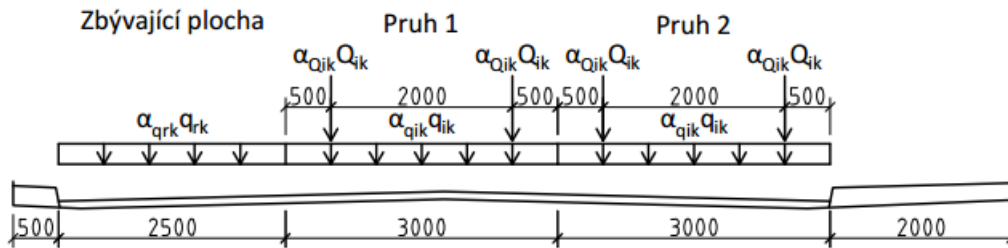
Vzdálenost příčníků od sebe $b = 4.0$ m, vzdálenost nulových momentů $l_0 = 2 \cdot 0.15 \cdot 11 = 3.3$ m

$$b_{\text{eff},i} = 0.2 \cdot b_i + 0.1 \cdot l_0 = 0.2 \cdot 4.0 + 0.1 \cdot 3.3 = 1.13 \text{ m}$$

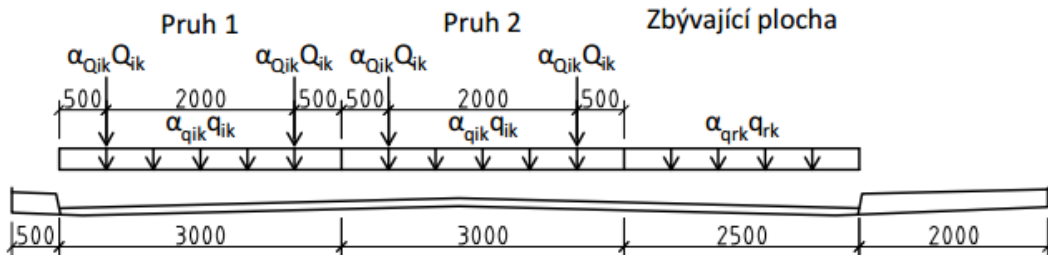
Výsledná spolupůsobící šířka $b_{\text{eff}} = 2 \cdot 1.13 + 0.5 = 2.76 \text{ m} < b = 4.0 \text{ m}$, takže $b_{\text{eff}} = 2.76 \text{ m}$

7.1.1.1 Zatížení

Příčník je uvažován jako oboustranně vetknutý nosník, zatížený modelem LM1. Jsou uvažovány dva zatěžovací stavy, jeden pro maximální ohybový moment (viz Obrázek 7.1) a druhý pro maximální posouvající sílu (viz Obrázek 7.2).



Obrázek 7.1 Rozmístění zatížení dopravou pro maximální ohybový moment



Obrázek 7.2 Rozmístění zatížení dopravou pro maximální posouvající sílu

Příčnice jsou od sebe vzdálené 4 m, takže spojitá zatížení dopravou byla vynásobena 4.0, stejně tak ostatní stálé zatížení. U zatížení na chodník byla uvažována kombináční hodnota 3kN/m², která byla také přenásobena 4.0.

Vnitřní síly v MSÚ

Minimální ohybový moment $M_{Ed} = -2771.04$ kNm (u krajů)

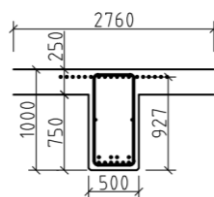
Maximální ohybový moment $M_{Ed} = 1700.39$ kNm (zhruba uprostřed)

Extrémní posouvající síla $V_{Ed} = 1553.25$ kN (v teoretickém styčnicku, je možná redukce)

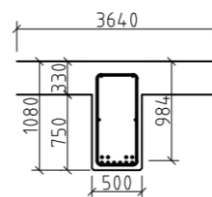
7.1.1.2 Posouzení MSÚ

Obrázek 7.3 ukazuje schéma vyztužení příčnicku v příčných řezech

ŘEZ NA KRAJI NOSNÍKU



ŘEZ UPROSTŘED NOSNÍKU



Obrázek 7.3 Schéma vyztužení příčnicku – pole 1

Výztuž na minimální ohybový moment

Ohybové momenty u krajů vycházejí přibližně stejné, u obou krajů bude tedy navržena stejná výztuž.

Návrh: 18 x Ø25, $A_s = 8836$ mm²

Výška tlačené oblasti a rameno vnitřních sil:

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0.8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{8836 \cdot 434.78}{0.8 \cdot 500 \cdot 22.67} = 424 \text{ mm}$$

$$z = d - 0.4 \cdot x = 926 - 0.4 \cdot 424 = 757 \text{ mm}$$

Výsledný moment únosnosti

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z = 8836 \cdot 434.78 \cdot 757 = 2906.40 \text{ kNm}$$

Ověření

$$M_{Rd} = 2906.40 \text{ kNm} > M_{Ed} = 2771.04 \text{ kNm}$$

=> **Vyhovuje**

Ověření plochy výztuže

$$\begin{aligned} A_{s,min} &= \max\left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d; 0.0013 \cdot b_t \cdot d\right) \\ &= \max\left(0.26 \cdot \frac{3.5}{500} \cdot 500 \cdot 926; 0.0013 \cdot 500 \cdot 926\right) = 843 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot b_t \cdot h = 0.04 \cdot 500 \cdot 1000 = 20000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 843 \text{ mm}^2 < A_s = 8836 \text{ mm}^2 < A_{s,max} = 20000 \text{ mm}^2$$

Stupeň vyztužení

$$\rho = \frac{A_s}{b_t \cdot h} = \frac{8836}{500 \cdot 1000} = 0.018$$

Výztuž na maximální ohybový moment

Návrh: 10 x Ø25, $A_s = 4909 \text{ mm}^2$

Výška tlačené oblasti a rameno vnitřních sil:

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0.8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{4909 \cdot 434.78}{0.8 \cdot 3640 \cdot 22.67} = 32.3 \text{ mm}$$

$$z = d - 0.4 \cdot x = 984 - 0.4 \cdot 32.3 = 971 \text{ mm}$$

Výsledný moment únosnosti

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z = 4909 \cdot 434.78 \cdot 971 = 2072.58 \text{ kNm}$$

Ověření

$$M_{Rd} = 2072.58 \text{ kNm} > M_{Ed} = 1700.39 \text{ kNm}$$

=> **Vyhovuje**

Příčník je v místě kladného ohybového momentu navržen s větší rezervou, protože připojení k trámu není dokonale tuhé vlivem kroucení trámu, takže nosník se nebude chovat přesně jako vetknutý a kladný ohybový moment bude ve skutečnosti větší než v modelu.

Ověření plochy výztuže

$$A_{s,min} = \max\left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d; 0.0013 \cdot b_t \cdot d\right) \\ = \max\left(0.26 \cdot \frac{3.5}{500} \cdot 500 \cdot 984; 0.0013 \cdot 500 \cdot 984\right) = 895 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot b_t \cdot h = 0.04 \cdot 500 \cdot 1080 = 21600 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 895 \text{ mm}^2 < A_s = 4909 \text{ mm}^2 < A_{s,max} = 21600 \text{ mm}^2$$

Stupeň vyztužení

$$\rho = \frac{A_s}{b_t \cdot h} = \frac{4909}{500 \cdot 1080} = 0.009$$

Výztuž na smyk

Únosnost tlačené diagonály

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cotg(\theta) + \tg(\theta)} = \frac{500 \cdot 757 \cdot 0.504 \cdot 22.67}{\cotg(34) + \tg(34)} = 2004.86 \text{ kN}$$

$$v_1 = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck} \cdot 10^{-6}}{250}\right) = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{40 \cdot 10^6 \cdot 10^{-6}}{250}\right) = 0.504$$

$$V_{Rd,max} = 2004.86 \text{ kN} > V_{Ed} = 1553.25 \text{ kN}$$

=> **Vyhovuje**

Ve vzdálenosti 2.0 m od krajů jsou navrženy dvoustřížné třmínky $\emptyset 16$ po 120 mm. Úhel θ volen 34° .

Únosnost smykové výztuže

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cotg(\theta) = \frac{402}{120} \cdot 757 \cdot 434.78 \cdot \cotg(34) = 1634.64 \text{ kN}$$

Ověření

$$V_{Rd,s} = 1634.64 \text{ kN} > V_{Ed} = 1553.25 \text{ kN}$$

=> **Vyhovuje**

Ve zbylé části příčnicku jsou navrženy dvoustřížné třmínky $\emptyset 16$ po 180 mm. Úhel θ volen 34° .

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cotg(\theta) = \frac{402}{180} \cdot 757 \cdot 434.78 \cdot \cotg(34) = 1089.76 \text{ kN}$$

Tato únosnost bezpečně pokrývá posouvající síly po zbytku příčnicku.

7.1.1.3 Posouzení MSP

Příčnick je posouzen na podmínky omezení napětí a trhlin. Dle tabulky 7.1N z [7] se doporučená šířka trhliny w_{max} posuzuje pro kvazistálou kombinaci a při stupni vlivu prostředí XD1 je doporučená hodnota $w_{max} = 0.3 \text{ mm}$. Trhliny jsou pro zjednodušení posouzeny nepřímým výpočtem při použití tabulek 7.2N a 7.3N v [7]. Součinitel $\alpha_e = 15.0$.

Vnitřní síly v MSP – kvazistálá kombinace

Minimální ohybový moment $M_{kvaz} = -557.27 \text{ kNm}$ (u krajů)

Maximální ohybový moment $M_{kvaz} = 278.63 \text{ kNm}$ (zhruba uprostřed)
Vnitřní síly v MSP – charakteristická kombinace
Minimální ohybový moment $M_{char} = -2135.18 \text{ kNm}$ (u krajů)
Maximální ohybový moment $M_{char} = 1300.83 \text{ kNm}$ (zhruba uprostřed)

Záporný ohybový moment

Průřezové charakteristiky ideálního průřezu bez trhliny při započítání tažené výztuže:

$$x_i = 701 \text{ mm}$$
$$I_y = 0.087 \text{ m}^4$$
$$W_h = 0.316 \text{ m}^3$$

Kritický ohybový moment, při dosažení tahové pevnosti v betonu v horních vláknech

$$M_{Cr} = f_{ct,m} \cdot W_h = 3.5 \cdot 0.316 = 1105.04 \text{ kNm}$$

Napětí ve výztuži bez prostředně po vzniku trhliny

$$\sigma_s = 163.5 \text{ MPa}$$

Průřezové charakteristiky průřezu s trhlinou při započítání tažené výztuže:

$$x_{ir} = 485 \text{ mm}$$
$$I_{yir} = 0.045 \text{ m}^4$$

Napětí

Kvazistálá kombinace:

$$\sigma_c = -6.02 \text{ MPa}, \quad |\sigma_c| = 6.02 \text{ MPa} < 0.45f_{ck} = 18.0 \text{ MPa}$$
$$\sigma_s = 82.4 \text{ MPa}$$

Charakteristická kombinace:

$$\sigma_c = -23.08 \text{ MPa}, \quad |\sigma_c| = 23.08 \text{ MPa} < 0.60f_{ck} = 24.0 \text{ MPa}$$
$$\sigma_s = 315.8 \text{ MPa} \quad \sigma_s < 0.8 f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

=> Vyhovuje

Trhliny

Pro napětí ve výztuži do 160 MPa při dané kombinaci je dle tabulky 7.2N maximální profil prutu 32 mm a podle tabulky 7.3N jsou maximální rozteče prutů 300 mm. Obě tyto podmínky jsou splněny.

=> Vyhovuje

Kladný ohybový moment

Průřezové charakteristiky ideálního průřezu bez trhliny při započítání tažené výztuže:

$$x_i = 296 \text{ mm}$$
$$I_{yi} = 0.144 \text{ m}^4$$
$$W_d = 0.190 \text{ m}^3$$

Kritický ohybový moment, při dosažení tahové pevnosti v betonu:

$$M_{Cr} = f_{ct,m} \cdot W_d = 3.5 \cdot 0.160 = 665.35 \text{ kNm}$$

Napětí ve výztuži bez prostředně po vzniku trhliny

$$\sigma_s = 152.3 \text{ MPa}$$

Průřezové charakteristiky průřezu s trhlinou při započítání tažené výztuže:

$$x_{ir} = 181 \text{ mm}$$
$$I_{yir} = 0.055 \text{ m}^4$$

Napětí

Kvazistálá kombinace:

$$\sigma_c = -0.92 \text{ MPa}, \quad |\sigma_c| = 0.92 \text{ MPa} < 0.45f_{ck} = 18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 63.8 \text{ MPa}$$

Charakteristická kombinace:

$$\sigma_c = -4.30 \text{ MPa}, \quad |\sigma_c| = 4.30 \text{ MPa} < 0.60f_{ck} = 24.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 297.9 \text{ MPa} \quad \sigma_s < 0.8 f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

=> **Vyhovuje**

Trhliny

Pro napětí ve výztuži do 160 MPa při dané kombinaci je dle tabulky 7.2N maximální profil prutu 32 mm a podle tabulky 7.3N jsou maximální rozteče prutů 300 mm. Obě tyto podmínky jsou splněny.

=> **Vyhovuje**

7.1.2 Pole 2 – příčník

Příčník je v MSÚ posouzen na kladný i záporný ohybový moment a smyk. V MSP je posouzeno napětí v betonu a výztuži a trhliny bez přímého výpočtu (tato konstrukce nespĺňuje přímo podmínky pro použití nepřímého výpočtu, ale pro zjednodušení byl použitý).

Spolupůsobící šířka příčníku u kladného momentu

Vzdálenost příčníků od sebe $b = 5.0 \text{ m}$, vzdálenost nulových momentů $l_0 = 0.7 \cdot 11 = 7.7 \text{ m}$

$$b_{\text{eff},i} = 0.2 \cdot b_i + 0.1 \cdot l_0 = 0.2 \cdot 5.0 + 0.1 \cdot 7.7 = 1.77 \text{ m}$$

Výsledná spolupůsobící šířka $b_{\text{eff}} = 2 \cdot 1.77 + 0.5 = 4.04 \text{ m} < b = 5.0 \text{ m}$, takže $b_{\text{eff}} = b = 4.04 \text{ m}$

Spolupůsobící šířka u záporného ohybového momentu

Vzdálenost příčníků od sebe $b = 5.0 \text{ m}$, vzdálenost nulových momentů $l_0 = 2 \cdot 0.15 \cdot 11 = 3.3 \text{ m}$

$$b_{\text{eff},i} = 0.2 \cdot b_i + 0.1 \cdot l_0 = 0.2 \cdot 5.0 + 0.1 \cdot 3.3 = 1.33 \text{ m}$$

Výsledná spolupůsobící šířka $b_{\text{eff}} = 2 \cdot 1.33 + 0.5 = 3.16 \text{ m} < b = 5.0 \text{ m}$, takže $b_{\text{eff}} = 3.16 \text{ m}$

7.1.2.1 Zatížení

Příčník je uvažován jako oboustranně vetknutý nosník, zatížený modelem LM1. Jsou uvažovány dva zatěžovací stavy, jeden pro maximální ohybový moment (viz Obrázek 7.1) a druhý pro maximální posouvající sílu (viz Obrázek 7.2).

Příčníky jsou od sebe vzdálené 5.0 m, takže spojitá zatížení dopravou byla vynásobena 5.0, stejně tak ostatní stálé zatížení. U zatížení na chodník byla uvažována kombinační hodnota 3 kN/m^2 , která byla také přenásobena 5.0.

Vnitřní síly v MSÚ

Minimální ohybový moment $M_{\text{Ed}} = -2997.53 \text{ kNm}$ (u krajů)

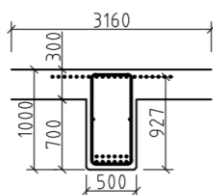
Maximální ohybový moment $M_{\text{Ed}} = 1853.46 \text{ kNm}$ (zhruba uprostřed)

Extrémní posouvající síla $V_{\text{Ed}} = 1707.73 \text{ kN}$ (v teoretickém styčniku, je možná redukce)

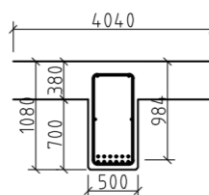
7.1.2.2 Posouzení MSÚ

Obrázek 7.4 ukazuje schéma vyztužení příčníku v příčných řezech.

ŘEZ NA KRAJI NOSNÍKU



ŘEZ UPROSTŘED NOSNÍKU



Obrázek 7.4 Schéma vyztužení příčnicku - pole 2

Výztuž na minimální ohybový moment

Ohybové momenty u krajů jsou přibližně stejné, u obou krajů bude tedy navržena stejná výztuž.

Návrh: 20 x Ø25, $A_s = 9817 \text{ mm}^2$

Výška tlačené oblasti a rameno vnitřních sil jsou

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0.8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{9817 \cdot 434.78}{0.8 \cdot 500 \cdot 22.67} = 471 \text{ mm}$$

$$z = d - 0.4 \cdot x = 927 - 0.4 \cdot 471 = 739 \text{ mm}$$

Výsledný moment únosnosti

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z = 9817 \cdot 434.78 \cdot 739 = 3153.04 \text{ kNm}$$

Ověření

$M_{Rd} = 3153.04 \text{ kNm} > M_{Ed} = 2997.53 \text{ kNm} \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Ověření plochy výztuže

$$A_{s,min} = \max\left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d; 0.0013 \cdot b_t \cdot d\right)$$

$$= \max\left(0.26 \cdot \frac{3.5}{500} \cdot 500 \cdot 927; 0.0013 \cdot 500 \cdot 927\right) = 844 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot b_t \cdot h = 0.04 \cdot 500 \cdot 1000 = 20000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 844 \text{ mm}^2 < A_s = 9817 \text{ mm}^2 < A_{s,max} = 20000 \text{ mm}^2$$

Stupeň vyztužení

$$\rho = \frac{A_s}{b_t \cdot h} = \frac{9817}{500 \cdot 1000} = 0.020$$

Výztuž na maximální ohybový moment

Návrh: 12 x Ø25, $A_s = 5890 \text{ mm}^2$

Výška tlačené oblasti a rameno vnitřních sil:

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0.8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{5890 \cdot 434.78}{0.8 \cdot 4040 \cdot 22.67} = 35 \text{ mm}$$

$$z = d - 0.4 \cdot x = 979 - 0.4 \cdot 35 = 965 \text{ mm}$$

Výsledný moment únosnosti

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z = 5890 \cdot 434.78 \cdot 965 = 2471.27 \text{ kNm}$$

Ověření

$$M_{Rd} = 2471.27 \text{ kNm} > M_{Ed} = 1853.46 \text{ kNm}$$

=> **Vyhovuje**

Příčník je v místě kladného ohybového momentu navržen s větší rezervou, protože připojení k trámu není dokonale tuhé vlivem kroucení trámu, takže nosník se nebude chovat přesně jako vetknutý a kladný ohybový moment bude ve skutečnosti větší než v modelu.

Ověření plochy výztuže

$$\begin{aligned} A_{s,\min} &= \max\left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d; 0.0013 \cdot b_t \cdot d\right) \\ &= \max\left(0.26 \cdot \frac{3.5}{500} \cdot 500 \cdot 979; 0.0013 \cdot 500 \cdot 979\right) = 891 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s,\max} = 0.04 \cdot b_t \cdot h = 0.04 \cdot 500 \cdot 1000 = 20000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\min} = 891 \text{ mm}^2 < A_s = 9817 \text{ mm}^2 < A_{s,\max} = 20000 \text{ mm}^2$$

Stupeň vyztužení

$$\rho = \frac{A_s}{b_t \cdot h} = \frac{9817}{500 \cdot 1000} = 0.020$$

Výztuž na smyk

Únosnost tlačené diagonály

$$V_{Rd,\max} = \frac{b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cotg(\theta) + \tg(\theta)} = \frac{500 \cdot 739 \cdot 0.504 \cdot 22.67}{\cotg(34) + \tg(34)} = 1957.19 \text{ kN}$$

$$v_1 = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck} \cdot 10^{-6}}{250}\right) = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{40 \cdot 10^6 \cdot 10^{-6}}{250}\right) = 0.504$$

$$V_{Rd,\max} = 1957.19 \text{ kN} > V_{Ed} = 1707.73 \text{ kN} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Ve vzdálenosti 2.0 m od krajů jsou navrženy dvoustřížné třmínky $\emptyset 16$ po 110 mm. Úhel θ volen 34° .

Únosnost smykové výztuže

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cotg(\theta) = \frac{402}{110} \cdot 739 \cdot 434.78 \cdot \cotg(34) = 1740.84 \text{ kN}$$

Ověření

$$V_{Rd,s} = 1740.84 \text{ kN} > V_{Ed} = 1707.73 \text{ kN} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Ve zbylé části příčnicku jsou navrženy dvoustřížné třmínky $\varnothing 16$ po 180 mm. Úhel θ volen 34° .

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cotg(\theta) = \frac{402}{180} \cdot 739 \cdot 434.78 \cdot \cotg(34) = 1063.85 \text{ kN}$$

Tato únosnost bezpečně pokrývá posouvající síly po zbytku příčnicku.

7.1.2.3 Posouzení MSP

Příčnick bude je na podmínky omezení napětí a trhlin. Dle tabulky 7.1N z [7] se doporučená šířka trhliny w_{max} posuzuje pro kvazistálou kombinaci a při stupni vlivu prostředí XD1 je doporučená hodnota $w_{max} = 0.3$ mm. Trhliny jsou pro zjednodušení posouzeny nepřímým výpočtem při použití tabulek 7.2N a 7.3N v [7]. Součinitel $\alpha_e = 15.0$.

Vnitřní síly v MSP – kvazistálá kombinace

Minimální ohybový moment $M_{kvaz} = -731.42$ kNm (u krajů)

Maximální ohybový moment $M_{kvaz} = 365.71$ kNm (zhruba uprostřed)

Vnitřní síly v MSP – charakteristická kombinace

Minimální ohybový moment $M_{char} = -2376.65$ kNm (u krajů)

Maximální ohybový moment $M_{char} = 1427.12$ kNm (zhruba uprostřed)

Záporný ohybový moment

Průřezové charakteristiky ideálního průřezu bez trhliny při započítání tažené výztuže:

$$x_i = 717 \text{ mm}$$

$$I_y = 0.090 \text{ m}^4$$

$$W_h = 0.343 \text{ m}^3$$

Kritický ohybový moment, při dosažení tahové pevnosti v betonu v horních vláknech

$$M_{cr} = f_{ct,m} \cdot W_h = 3.5 \cdot 0.343 = 1200.96 \text{ kNm}$$

Napětí ve výztuži bez prostředně po vzniku trhliny

$$\sigma_s = 161.1 \text{ MPa}$$

Průřezové charakteristiky průřezu s trhlinou při započítání tažené výztuže:

$$x_{ir} = 501 \text{ mm}$$

$$I_{yir} = 0.048 \text{ m}^4$$

Napětí

Kvazistálá kombinace:

$$\sigma_c = -7.70 \text{ MPa}, \quad |\sigma_c| = 7.70 \text{ MPa} < 0.45f_{ck} = 18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 98.1 \text{ MPa}$$

Charakteristická kombinace:

$$\sigma_c = -22.98 \text{ MPa}, \quad |\sigma_c| = 22.98 \text{ MPa} < 0.60f_{ck} = 24.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 318.7 \text{ MPa} < 0.8 f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

=> Vyhovuje

Trhliny

Pro napětí ve výztuži do 160 MPa při dané kombinaci je dle tabulky 7.2N maximální profil prutu 32 mm a podle tabulky 7.3N jsou maximální rozteče prutů 300 mm. Obě tyto podmínky jsou splněny.

=> **Vyhovuje**

Kladný ohybový moment

Průřezové charakteristiky ideálního průřezu bez trhliny při započítání tažené výztuže:

$$x_i = 293 \text{ mm}$$

$$I_{yi} = 0.154 \text{ m}^4$$

$$W_d = 0.203 \text{ m}^3$$

Kritický ohybový moment, při dosažení tahové pevnosti v betonu:

$$M_{Cr} = f_{ct,m} \cdot W_d = 3.5 \cdot 0.203 = 709.67 \text{ kNm}$$

Napětí ve výztuži bez prostředně po vzniku trhliny

$$\sigma_s = 135.6 \text{ MPa}$$

Průřezové charakteristiky průřezu s trhlinou při započítání tažené výztuže:

$$x_{ir} = 187 \text{ mm}$$

$$I_{yir} = 0.064 \text{ m}^4$$

Napětí

Kvazistálá kombinace:

$$\sigma_c = -1.06 \text{ MPa}, \quad |\sigma_c| = 1.06 \text{ MPa} < 0.45f_{ck} = 18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 69.9 \text{ MPa}$$

Charakteristická kombinace:

$$\sigma_c = -4.15 \text{ MPa}, \quad |\sigma_c| = 4.15 \text{ MPa} < 0.60f_{ck} = 24.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 272.7 \text{ MPa} \quad \sigma_s < 0.8 f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

=> Vyhovuje

Trhliny

Pro napětí ve výztuži do 160 MPa při dané kombinaci je dle tabulky 7.2N maximální profil prutu 32 mm a podle tabulky 7.3N jsou maximální rozteče prutů 300 mm. Obě tyto podmínky jsou splněny.

=> Vyhovuje

7.2 Ložiska

7.2.1 Pole 1

7.2.1.1 Svislá reakce

Reakce od zatěžovacích stavů jsou:

- Vlastní tíha: 1843.68 kN
- Ostatní stálé: 302.12 kN
- UDL: 515.12 kN
- TS: 729.13 kN
- Chodníky: 11.54 kN

Reakce v MSÚ:

6.10.a

$$R_{z,d} = 1.35 \cdot (1843.68 + 302.12 + 0.4 \cdot (515.12 + 11.54) + 0.75 \cdot 729.13) = 3919.47 \text{ kN}$$

6.10.b

$$R_{z,d} = 1.35 \cdot (0.85 \cdot (1843.68 + 302.12) + 515.12 + 729.13 + 11.54) = 4157.62 \text{ kN}$$

7.2.1.2 Vodorovné reakce – kolmo na most

Zatížení dopravou – příčné rozjezdové a brzdné síly

Síla do jednoho ložiska

$$R_{y,t,k} = Q_{tk1} \cdot 0.5 = 110.93 \cdot 0.5 = 55.47 \text{ kN}$$

Zatížení větrem

$$R_{y,w,k} = f_{w,k} \cdot 0.5 \cdot L = 4.59 \cdot 0.5 \cdot 30.67 = 70.39 \text{ kN}$$

Celkové zatížení kolmé na most (hlavní proměnné zatížení – zatížení dopravou)

$$R_{y,d} = \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot R_{y,w,k} + \gamma_Q \cdot R_{y,t,k} = 1.5 \cdot 0.6 \cdot 70.37 + 1.35 \cdot 55.47 = 138.22 \text{ kN}$$

7.2.1.3 Vodorovné reakce – ve směru osy mostu

Zatížení dopravou – brzdné a rozjezdové síly

Z rozložení svislého zatížení je zřejmé, že více zatížený nosník ponese zhruba 65% zatížení dopravou, což bude zohledněno i ve vodorovném zatížení

Síla do jednoho ložiska

$$R_{x,t,k} = Q_{tk1} \cdot 0.65 = 443.70 \cdot 0.65 = 288.41 \text{ kN}$$

Dilatace mostu

Součinitel tření uvažován $\mu = 0.04$

6.10.a

$$R_{x,b,d} = 0.1 \cdot 1.35 \cdot (1843.68 + 302.12 + 0.4 \cdot (515.12 + 11.54) + 0.75 \cdot 729.13) = 156.78 \text{ kN}$$

6.10.b

$$R_{x,b,d} = 0.1 \cdot 1.35 \cdot (0.85 \cdot (1843.68 + 302.12) + 515.12 + 729.13 + 11.54) = 166.30 \text{ kN}$$

Celkové zatížení ve směru osy mostu

$$R_{x,d} = \gamma_Q \cdot R_{x,t,k} + R_{x,b,d} = 1.35 \cdot 288.41 + 166.30 = 550.65 \text{ kN}$$

7.2.1.4 Celkové reakce

Svislá reakce

$$R_z = 4157.62 \text{ kN}$$

Vodorovná reakce

$$R_v = (R_{x,d}^2 + R_{y,d}^2)^{1/2} = (138.22^2 + 166.30^2)^{1/2} = 567.73 \text{ kN}$$

7.2.2 Pole 2

7.2.2.1 Svislá reakce

Reakce od zatěžovacích stavů jsou:

- Vlastní tíha: 4926.93 kN
- Ostatní stálé: 566.07 kN
- UDL: 1183.21 kN
- TS: 706.84 kN
- Chodníky: 26.51 kN

Reakce v MSÚ:

6.10.a

$$R_{z,d} = 1.35 \cdot (4926.93 + 695.40 + 0.4 \cdot (1183.21 + 26.51) + 0.75 \cdot 706.84) = 8959.07 \text{ kN}$$

6.10.b

$$R_{z,d} = 1.35 \cdot (0.85 \cdot (4926.93 + 695.40) + 1183.21 + 706.84 + 26.51) = 9038.98 \text{ kN}$$

7.2.2.2 Vodorovné reakce – kolmo na most

Zatížení dopravou – příčné síly rozjezdové a brzdné síly

Síla do jednoho ložiska $R_{y,t,k} = Q_{tk2} \cdot 0.5 = 137.93 \cdot 0.5 = 68.97 \text{ kN}$

Zatížení větrem

$$R_{y,w,k} = f_{w,k,m} \cdot 0.5 \cdot L + f_{w,k,o} \cdot 0.5 \cdot L_o = 4.59 \cdot 0.5 \cdot 70.67 + 2.34 \cdot 0.5 \cdot 72 = 246.27 \text{ kN}$$

Celkové zatížení kolmé na most (hlavní proměnné zatížení – zatížení dopravou)

$$R_{y,d} = \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot R_{y,w,k} + \gamma_Q \cdot R_{y,t,k} = 1.5 \cdot 0.6 \cdot 246.27 + 1.35 \cdot 68.97 = 314.75 \text{ kN}$$

7.2.2.3 Vodorovné reakce – ve směru osy mostu

Zatížení dopravou – brzdné a rozjezdové síly

Z rozložení svislého zatížení je zřejmé, že více zatížený nosník ponese zhruba 65% zatížení dopravou, což bude zohledněno i ve vodorovném zatížení

$$\text{Síla do jednoho ložiska } R_{x,t,k} = Q_{k2} \cdot 0.65 = 551.7 \cdot 0.65 = 358.61 \text{ kN}$$

Dilatace mostu

Součinitel tření uvažován $\mu = 0.04$

6.10.a

$$R_{x,b,d} = 0.1 \cdot 1.35 \cdot (4926.93 + 695.40 + 0.4 \cdot (1183.21 + 26.51) + 0.75 \cdot 706.84) = 358.36 \text{ kN}$$

6.10.b

$$R_{x,b,d} = 0.1 \cdot 1.35 \cdot (0.85 \cdot (4926.93 + 695.40) + 1183.21 + 706.84 + 26.51) = 361.56 \text{ kN}$$

Celkové zatížení ve směru osy mostu

$$R_{x,d} = \gamma_Q \cdot R_{x,t,k} + R_{x,b,d} = 1.35 \cdot 358.61 + 361.56 = 845.68 \text{ kN}$$

7.2.2.4 Celkové reakce

Svislá reakce

$$R_z = 9038.98 \text{ kN}$$

Vodorovná reakce

$$R_v = (R_{x,d}^2 + R_{y,d}^2)^{1/2} = (314.75^2 + 845.68^2)^{1/2} = 902.35 \text{ kN}$$

7.3 Mostní závěry

Pro návrh mostních závěrů byly vytvořeny modely, kde bylo každé pole nad podpoře uloženo excentricky, jako by bylo uloženo ve skutečnosti. Tyto modely byly zatíženy pohyblivým zatížením a teplotou. Rozdíly teplot jsou pro návrh mostních závěrů zvýšeny o 20°C podle [11]. Je předpokládáno, že mostní závěr s jednoduchým těsněním spáry má návrhový dilatační posun 65 mm.

7.3.1 Pole 1

U opěry

Posun od dopravy:

$$u_{q+} = 1.0 \text{ mm.}$$

Posun od teploty:

$$u_{exp} = 19.9 \text{ mm,}$$

$$u_{con} = -18.9 \text{ mm.}$$

Maximální posun v místě opěry O1 je tedy:

$$u_{o1} = u_{q+} + u_{exp} - u_{con} = 1.0 + 19.9 + 18.9 = 39.8 \text{ mm}$$

=> bude stačit mostní závěr s jednoduchým těsněním spáry

Nad pilířem

Posun od dopravy:

$$u_{q+} = 3.6 \text{ mm}$$

Posun teploty není.

7.3.2 Pole 2

Nad pilířem

Posun u závěru od dopravy:

$$u_{q-} = -3.6 \text{ mm},$$

$$u_{q+} = 1.0 \text{ mm}.$$

Posun u závěru od teploty:

$$u_{exp} = 3.2 \text{ mm}.$$

Celkový posun nad pilířem je tedy dán maximálními posuny z pole 1 i 2:

$$u_p = u_{q+}^1 + u_{q+}^2 - u_{q-}^2 + u_{exp}^2 = 3.6 + 1.0 + 3.6 + 3.2 = 11.4 \text{ mm}.$$

=> bude stačit mostní závěr s jednoduchým těsněním spáry.

Posuny u opěry

Posun u závěru od dopravy:

$$u_{q+} = 3.2 \text{ mm},$$

$$u_{q-} = -1.5 \text{ mm}.$$

Posun u závěru od teploty:

$$u_{exp} = 35.0 \text{ mm},$$

$$u_{con} = -23.7 \text{ mm}.$$

Maximální posun v místě opěry O4 je tedy:

$$u_{O4} = u_{q+} - u_{q-} + u_{exp} - u_{con} = 3.2 + 1.5 + 35.0 + 23.7 = 63.4 \text{ mm}.$$

=> bude stačit mostní závěr s jednoduchým těsněním spáry

8 SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY

1. ŠAFÁŘ, Roman. *Betonové mosty 2: Přednášky*. Praha : ČVUT, 2014. ISBN 978-80-01-05543-4.
2. Technické kvalitativní podmínky staveb pozemních komunikací, v platném znění.
3. Firemní materiály VSL.
4. ŠAFÁŘ, Roman. *Betonové mosty 1: Přednášky*. Praha : České vysoké učení technické, 2010. ISBN 9788001046616.
5. ČSN EN 1992-2. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady, vč. Opravy 1 - 10/2009, Změny Z1 - 03/2010 a Změny Z2 - 01/2014*. Praha : ÚNMZ, 2007.
6. VÍTEK, Jan L., Robert BROŽ, Petr KOUKALÍK, Alexandr TVRZ. Výstavba nového Trojského mostu se zaměřením na betonové konstrukce. *Beton TKS*. Sv. 04/2013.
7. ČSN EN 1992-1-1 ed. 2. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha : ÚNMZ, 2011.
8. ČSN EN 1994-2. *Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí - Část 2: Obecná pravidla a pravidla pro mosty, vč. Opravy O1 02/2009*. Praha : Český normalizační institut, 2007.
9. ČSN EN 1991-1-1. *Eurokód 1 : Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb, vč. Opravy - 02/2010, Změny Z1 - 02/2010 a Změny Z2 - 03/2010*. Praha : Český normalizační institut, 2004.
10. ČSN EN 1991-2. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou vč. Opravy 1 - 01/2011, Změny Z1 - 02/2010 a Změny Z2 - 03/2010 a Změny Z3 - 10/2012*. Praha : Český normalizační institut, 2005.
11. ČSN EN 1991-1-5. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou, vč. Opravy 1 - 02/2010, Opravy 2 - 06/2011, Změny Z1 - 02/2010 a Změny Z2 - 03/2010*. Praha : Český normalizační institut, 2005.
12. ČSN EN 1991-1-4 ed. 2. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem*. Praha : ÚNMZ, 2013.
13. ČSN EN 1990 ed. 2. *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Praha : ÚNMZ, 2011.
14. VÍTEK, Jan. Ztráty předpětí. [přednáška]. . Praha: ČVUT : autor neznámý, 9.11. 2015.
15. Firemní materiály Redaelli.
16. ČSN EN 1993-2. *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 2: Ocelové mosty, vč. Opravy O1 - 05/2010 a Změny Z1 - 03/2010*. Praha : Český normalizační institut, 2008.
17. SOKOL, Zdeněk a WALD, František. *Ocelové konstrukce: Tabulky*. Praha : ČVUT, 2013. ISBN 978-80-01-04655-5.

9 SEZNAM TABULEK

| | |
|--|----|
| Tabulka 3.1: Stálé zatížení..... | 8 |
| Tabulka 3.2 Zatížení pruhů dopravou a regulační součinitelé..... | 10 |
| Tabulka 3.3 Zatížení dopravou na trámy od modelu LM1..... | 10 |
| Tabulka 3.4 Zatížení dopravou na trámy od modelu LM4..... | 10 |
| Tabulka 3.5 Zatížení na trámy od chodníků..... | 11 |
| Tabulka 3.6 Kombinace zatížení | 15 |
| Tabulka 5.1 Pole 1 - normálová napětí v řezu 1 | 19 |
| Tabulka 5.2 Pole 1 – normálová napětí v řezu 4 | 21 |
| Tabulka 5.3 Pole 1 - hlavní napětí v řezu 2 | 22 |
| Tabulka 5.4 Pole 1 - hlavní napětí v řezu 3 | 23 |
| Tabulka 5.5 Normálová napětí v řezu 1 při uvedení do provozu | 25 |
| Tabulka 5.6 Normálová napětí v řezu 2 při uvedení do provozu | 25 |
| Tabulka 5.7 Normálová napětí v řezu 1 na konci životnosti | 26 |
| Tabulka 5.8 Normálová napětí v řezu 2 na konci životnosti | 26 |
| Tabulka 5.9 Hlavní napětí v řezu 3 | 29 |
| Tabulka 6.1 Síly v závěsech | 43 |

10 SEZNAM OBRÁZKŮ

| | |
|--|----|
| Obrázek 1.1 Prutový model pole 1..... | 5 |
| Obrázek 1.2 Prutový model pole 2[1] [2] [3] [4] [5] [6] [7] | 5 |
| Obrázek 3.1 Schéma zatížení modelem LM1 pro globální posouzení – možnost 1 | 9 |
| Obrázek 3.2 Schéma zatížení modelem LM1 pro globální posouzení – možnost 2 | 9 |
| Obrázek 3.3 Schéma zatížení modelem LM4 | 10 |
| Obrázek 3.4 Průběhy teplot při nerovnoměrném ohřátí nebo ochlazení mostovky | 12 |
| Obrázek 5.1 Koncový příčník v poli 1 – normálová napětí..... | 19 |
| Obrázek 5.2 Průřez v poli 1 – normálová napětí | 20 |
| Obrázek 5.3 Koncový příčník v poli 1 - smyková napětí..... | 21 |
| Obrázek 5.4 Průřez v poli 1 - smyková napětí | 23 |
| Obrázek 5.5 Průřez pole 2 pro výpočet normálových napětí..... | 24 |
| Obrázek 5.6 Kvazistálá kombinace - uvedení do provozu - maximální normálové napětí.... | 27 |
| Obrázek 5.7 Kvazistálá kombinace - uvedení do provozu - minimální normálové napětí..... | 27 |
| Obrázek 5.8 Charakteristická kombinace – uvedení do provozu - maximální normálové napětí | 27 |
| Obrázek 5.9 Charakteristická kombinace - uvedení do provozu - minimální normálové napětí | 27 |
| Obrázek 5.10 Průřez v poli 2 – smykové napětí | 28 |
| Obrázek 6.1 Pole 1 – MSÚ – napětí a přetvoření v průřezu | 30 |
| Obrázek 6.2 Pole 1 - MSÚ - Rozložení napětí po průřezu | 31 |
| Obrázek 6.3 Schéma vyztužení trámu v poli 1..... | 31 |
| Obrázek 6.4 Pole 2 – MSÚ – napětí a přetvoření v průřezu | 35 |
| Obrázek 6.5 Pole 2 - MSÚ - Rozložení napětí po průřezu | 36 |
| Obrázek 6.6 Schéma vyztužení trámu v poli 2..... | 37 |
| Obrázek 6.7 Průřez oblouku | 39 |
| Obrázek 7.1 Rozmístění zatížení dopravou pro maximální ohybový moment | 44 |
| Obrázek 7.2 Rozmístění zatížení dopravou pro maximální posouvající sílu | 44 |
| Obrázek 7.3 Schéma vyztužení příčníku – pole 1 | 44 |
| Obrázek 7.4 Schéma vyztužení příčníku - pole 2..... | 49 |

11 SEZNAM POUŽITÝCH ZNAČEK

| | |
|----------------|---|
| f_{ck} | charakteristická válcová pevnost v tlaku |
| f_{cm} | průměrná hodnota válcové pevnosti v tlaku |
| α_{cc} | součinitel, kterým se zohledňují dlouhodobé účinky na pevnost v tlaku a nepříznivé účinky vyplývající ze způsobu zatěžování |
| $f_{ctk0.05}$ | dolní hodnota charakteristické pevnosti betonu v dostředném tahu |
| $f_{ctk0.95}$ | horní hodnota charakteristické pevnosti betonu v dostředném tahu |
| f_{ctm} | průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu |
| E_{cm} | sečnový modul pružnosti betonu |
| A_{p1} | plocha jednoho lana předpínací výztuže |
| f_{pk} | charakteristická pevnost předpínací oceli v tahu |
| $f_{p0.1k}$ | charakteristická smluvní mez kluzu 0.1% předpínací oceli |
| f_{pd} | návrhová hodnota napětí v předpínací oceli |
| E_p | návrhová hodnota modulu pružnosti předpínací oceli |
| c_{nom} | stanovené krytí předpínací/betonářské výztuže |
| f_{yk} | charakteristická mez kluzu předpínací výztuže |
| f_{yd} | návrhová mez kluzu předpínací výztuže |
| f_{yak} | charakteristická mez kluzu konstrukční oceli |
| f_{yad} | návrhová mez kluzu konstrukční oceli |
| Q_{lk} | velikost podélné síly od brzdových a rozjezdových sil |
| Q_{tk} | velikost podélné síly od brzdových a rozjezdových sil |
| k_{sur} | součinitel zohledňující úpravu povrchu na mostovce pro teplotu |
| c_e | součinitel expozice |
| c_{dir} | součinitel směru |
| c_{season} | součinitel ročního období |
| ψ_r | redukční součinitel pro čtvercové průřezy se zaoblenými rohy |
| ψ_λ | redukční součinitel pro nosné prvky s koncovými efekty |
| ω_M | redukční součinitel rovnoměrné složky teploty pro kombinaci s rozdílovou složkou |
| ω_N | redukční součinitel rozdílové složky teploty pro kombinaci s rovnoměrnou složkou |
| i | poloměr elipsy setrvačnosti betonového průřezu |
| I_c | moment setrvačnosti betonového průřezu |
| A_c | plocha betonového průřezu |
| c_z | vzdálenost těžiště od spodních vláken |
| A | plocha betonového průřezu |
| I_y | moment setrvačnosti betonového průřezu |
| W_d | průřezový modul dolních vláken |
| W_h | průřezový modul horních vláken |
| S_y | statický modul průřezu |
| σ_x | normálové napětí ve směru osy x |
| σ_1 | hlavní napětí – maximální |
| σ_2 | hlavní napětí – minimální |
| x_i | výška tlačené oblasti ideálního průřezu bez trhliny |
| I_{yi} | moment setrvačnosti ideálního průřezu bez trhliny |
| x_{ir} | výška tlačené oblasti ideálního průřezu s trhlinou |
| I_{yir} | moment setrvačnosti ideálního průřezu s trhlinou |