

NÁVRH A POSOUZENÍ ŽB ŽELEZNIČNÍHO TRÁMOVÉHO MOSTU (SPOJITÝ NOSNÍK O DVOU POLÍCH)

1. ZADÁNÍ

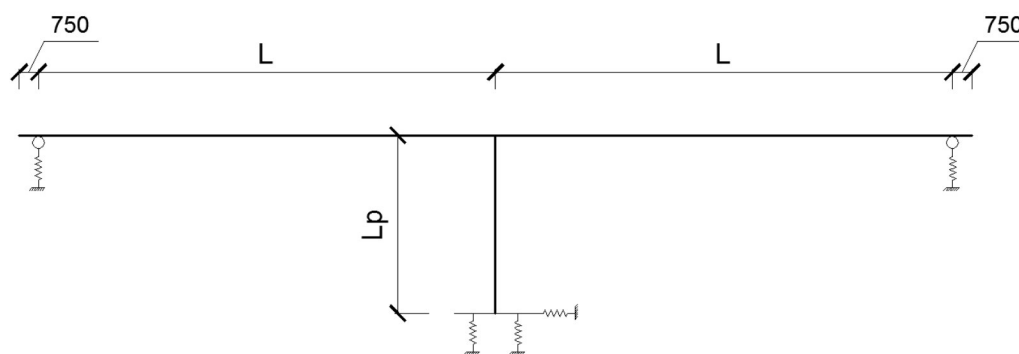
Proveďte návrh a posouzení železobetonového trámového železničního mostu s členěným štíhlým pilířem. Nosná konstrukce je tvořena spojitým nosíkem o dvou polích s rozpětím L . Výšku pilíře L_p stanovte tak, aby jeho štíhlost λ byla rovna cca 70. Most je založen na dvouparametrickém podloží se zadanými konstantami C_1 a C_2 a modulem pružnosti podloží E . Pro stanovení zatížení železniční dopravou (použijte se pouze model LM71) uvažujte součinitel třídy trati α dle zadání. Materiál nosné konstrukce uvažujte dle zadání.

Proveďte návrh a posouzení konstrukce z hlediska ohybové únosnosti hlavního nosníku (1.MS), návrh a posouzení tlačенého štíhlého pilíře s vlivem vzpěru a posuďte deformace konstrukce (2.MS) s ohledem na zatížení stálá a proměnná (zatížení teplotou a dopravou). Mimořádná zatížení při návrhu nosné konstrukce neuvažujte.

Vypracujte skicu výkresu tvaru (příčný a podélný řez) a skicu výkresu výztuže.

$L = 18,5 \text{ m}$
$\alpha = 1,33$
$C_1 = 50 \text{ MN/m}^3$
$C_2 = 25 \text{ MN/m}$
$E = 125 \text{ MPa}$
Beton C30/37
Výztuž B500

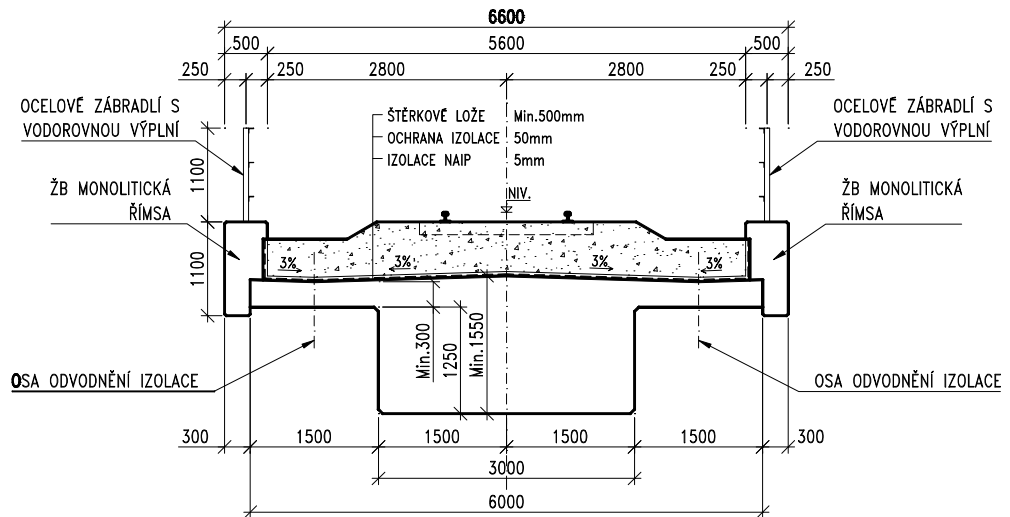
2. USPOŘÁDÁNÍ (GEOMETRIE) KONSTRUKCE



Obr.1 – Statické schéma konstrukce

Rozměry prvků nosné konstrukce vychází z uspořádání konstrukce jako celku. Pro návrh konstrukce se musí tyto rozměry odhadnout.

Výška NK v příčné řezu je pro ŽB spojitě mostní nosníky rovna cca $(1/12 \div 1/10) L_{max}$. Šířka nosné konstrukce vychází z prostorových požadavků na mostě (viz ČSN 73 6201) a v případě jednokolejné železniční trati s návrhovou rychlostí 120 km/hod je nutno dodržet volný mostní průřez VMP 3,0, tj. šířku mezi zábradlím 6,0 m. Uspořádání konstrukce v příčném řezu je vhodné volit jako deskovou konstrukci s vyloženými konzolami („široký trám“), tloušťka horní desky min. 300 mm.



Obr.2 – Příčný řez NK

Pro stanovení rozměrů pilíře je nutné odhadnout maximální reakci z nosné konstrukce. Pro odhad reakce je třeba stanovit zatížení konstrukce. Přitom se zanedbá vlastní hmotnost pilíře. Stanovení velikosti jednotlivých zatížení, vč. případných dynamických účinků, viz kapitola Zatížení konstrukce.

Pro odhad reakcí ve středním pilíři uvažme, že při rovnoměrném zatížení je maximální moment (nulová posouvající síla) ve vzdálenosti cca $0,4 \cdot L$ od krajní podpory. Na „zatěžovací délku“ reakce ve středním pilíři tedy připadá $0,6 \cdot (L + k \cdot L)$.

$$R_{Max,G} = 0,60 \cdot (18,5 + 18,5) \cdot (138,8 + 88,8) = \underline{5\,053 \text{ kN}}$$

$$R_{Max,q} = [0,60 \cdot (18,5 + 18,5) - 6,4] \cdot 80 \cdot 1,31 \cdot 1,26 = \underline{2\,087 \text{ kN}}$$

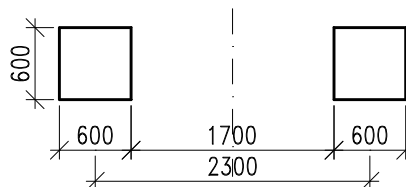
$$R_{Max,Q} = 4 \cdot 250 \cdot 1,31 \cdot 1,26 = \underline{1\,651 \text{ kN}}$$

Pro stanovení odhadu maximální reakce se použije kombinace zatížení podle (6.10) z ČSN EN 1990 (viz kapitola 4) :

$$R_{Max} = 1,35 \cdot 5053 + 1,45 \cdot (2087 + 1651) = \underline{12\,242 \text{ kN}}$$

Na jednu stojku členěného pilíře (viz Obr.3) potom připadá polovina určené reakce (roznášení zatížení v příčném směru se zanedbá). Minimální nutný rozměr stojky čtvercového průřezu se stanoví pro maximální využití tlaceného betonu průřezu:

$$a_{Min} = \sqrt{\frac{0,5 \cdot R_{Max}}{f_{cd}}} = \sqrt{\frac{0,5 \cdot 12,242}{0,85 \cdot \frac{30}{1,5}}} = \underline{600 \text{ mm}} \rightarrow \underline{a = 600 \text{ mm}}$$



Obr.3 – Příčný řez pilířem

Délka pilíře se stanoví z požadavku na celkovou štíhlost $\lambda = 70$. Vzpěrná délka pilíře leží pro daný případ (pilíř vetknutý do tuhého základu a „měkké“ nosné konstrukce) v intervalu $\langle L_p ; 2L_p \rangle$. Pro návrh délky pilíře zde budiž uvažováno $L_{cr} = 1,5 \cdot L_p$.

$$\lambda = 70 = \frac{L_{cr}}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{1,5 \cdot L_p}{\sqrt{\frac{1}{12} \cdot \frac{a^4}{a^2}}} = \frac{1,5 \cdot L_p}{\sqrt{\frac{a^2}{12}}} \Rightarrow L_p = \frac{70}{1,5} \cdot \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 46,7 \cdot \sqrt{\frac{0,6^2}{12}} = \underline{8,1 \text{ m}}$$

3. ZATÍŽENÍ KONSTRUKCE

Zatížení konstrukce je stanoveno podle ČSN EN 1990/A2 (Zásady zatížení konstrukcí), ČSN EN 1991-1-1 (Objemové tíhy,...), ČSN EN 1991-1-5 (Zatížení teplotou) a ČSN EN 1991-2 (Zatížení mostů dopravy). Uvedeny jsou charakteristické hodnoty zatížení, kombinace pro stanovení návrhových hodnot jsou uvedeny v kap.4.

ZATÍŽENÍ STÁLÉ

Zatížení stálé je představováno jednak zatížením vlastní tíhou konstrukce a jednak zatížením ostatním stálým, tedy celkovou tíhou nenosných částí konstrukce, mostního svršku a vybavení mostu (částí odstranitelných při opravě hlavní nosné konstrukce).

Zatížení vlastní tíhou mostu:

Deska mostovky	$0,3 \cdot 6,0 \cdot 25 = 45,0 \text{ kN/m}$
„Trám“	$1,25 \cdot 3,0 \cdot 25 = 93,8 \text{ kN/m}$
Celkem	138,8 kN/m
Pilíře mostu	$2,0 \cdot 0,36 \cdot 25,0 = 18,0 \text{ kN/m}$

Zatížení ostatní stálé:

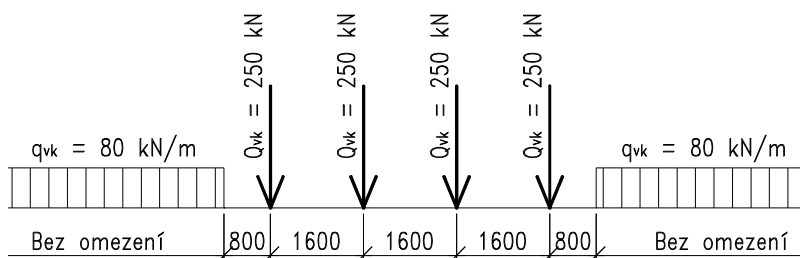
Římsy	$2 \cdot 0,441 \cdot 25 = 22,0 \text{ kN/m}$
Štěrkové lože	$2,81 \cdot 20 = 60,8 \text{ kN/m}$
Ochrana izolace	$0,05 \cdot 23 \cdot 6,5 = 7,5 \text{ kN/m}$
Kolejový rošt + zábradlí (odhad)	6,0 kN/m
Celkem	88,8 kN/m

Podle ČSN EN 1991-1-1 se má při výpočtu zatížení štěrkovým ložem uvažovat ještě proměnnost tloušťky lože $\pm 30\%$, která může být způsobena úpravami směrového a výškového vedení koleje v průběhu životnosti konstrukce, příp. nedokonalým udržováním trati. V rámci zjednodušení tohoto příkladu (de facto by přibyly dvě kombinace zatěžovacích stavů) nebude tento požadavek respektován.

ZATÍŽENÍ NAHODILÉ – ZATÍŽENÍ KOLEJOVOU DOPRAVOU

Zatížení kolejovou dopravou je definováno ČSN EN 1991-2. Základním seskupením zatížení je model zatížení 71, který se použije pro návrh a posouzení navrhované konstrukce. V uvedeném předpisu jsou definována i další seskupení zatížení (SW/0, SW/2, ...), která budou v tomto příkladu zanedbána.

Model zatížení 71 – Svislé účinky zatížení



Obr.4 – Model zatížení LM71

Součinitelem α , závislejícím na třídě trati (v tomto příkladu $\alpha = 1,33$), se násobí všechny účinky zatížení modelem 71 (výjimky určí ČSN EN 1991-2).

Dynamický součinitel se pro standardně udržovanou kolej uvažuje hodnotou:

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,73$$

Příčemž musí platit : $1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00$

kde L_ϕ je náhradní délka konstrukce, která se pro spojitý nosník určí jako aritmetický průměr rozpětí jednotlivých polí. Tedy:

$$L_\phi = \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 18,5 = \underline{18,5 \text{ m}}$$

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{18,5} - 0,2} + 0,73 = \underline{1,26}$$

Model zatížení 71 – Vodorovné účinky zatížení

Vodorovné účinky zatížení představují brzdné a rozjezdové síly a boční rázy od projíždějících vlaků. S ohledem na velikost jednotlivých vodorovných zatížení bude, v rámci tohoto příkladu, zatížení bočním rázem zanedbáno. Velikost jednotlivých zatížení stanoví ČSN EN 1991-2. Vodorovné síly se násobí pouze součinitelem α , nikoliv dynamickým součinitelem Φ .

Rozjezdová síla : $Q_{\text{lak}} = 33 \text{ [kN/m]} \cdot L_{\text{a,b}} \text{ [m]} < 1000,0 \text{ kN}$
 $Q_{\text{lak}} = 33 \cdot 38,5 = 1270,5 \text{ kN} > 1000 \text{ kN} \rightarrow \underline{Q_{\text{lak}} = 1000 \text{ kN}}$

Brzdná síla : $Q_{\text{lbk}} = 20 \text{ [kN/m]} \cdot L_{\text{a,b}} \text{ [m]} < 6000,0 \text{ kN}$
 $Q_{\text{lbk}} = 20 \cdot 38,5 = 770,0 \text{ kN} < 6000 \text{ kN} \rightarrow \underline{Q_{\text{lbk}} = 770 \text{ kN}}$

Rozhodující je zatížení rozjezdovou silou. Charakteristická hodnota zatížení je tedy, po vynásobení součinitelem α :

$$Q_{\text{lk}} \cdot \alpha = 1000 \cdot 1,33 = \underline{1330,0 \text{ kN}}$$

Protože je na mostě průběžná bezstyková kolej je možné podle ČSN EN 1991-2 redukovat sílu přenášenou do nosné konstrukce součinitelem ξ podle tabulky 6.9 této normy. Pro průběžnou bezstylovou kolej je součinitel $\xi = 0,6$.

$$Q_{\text{lk}} \cdot \xi = 1330 \cdot 0,6 = \underline{798,0 \text{ kN}}$$

ZATÍŽENÍ NAHODILÉ – ZATÍŽENÍ TEPLOTOU

Zatížení mostů teplotou je definováno v ČSN EN 1991-1-5. Pro zatížení teplotou jsou stanoveny dvě složky, složka rovnoměrná a nerovnoměrná. Složka rovnoměrná má, s ohledem na statické schéma konstrukce, význam pouze ve vztahu k pilíři NK, složka nerovnoměrná potom pouze k horní příčli mostu.

Pokud se uvažuje současné působení zatížení rovnoměrnou a nerovnoměrnou složkou teploty, potom se pro kombinace zatížení (viz kapitola 4) uvažuje zatížení teplotou jako jedna kombinační hodnota. Tato hodnota se určí jako nejnepříznivější účinek z následujících kombinací rovnoměrných a nerovnoměrných účinků teploty:

$$\Delta T_M + \omega_N \cdot \Delta T_N$$
$$\omega_M \cdot \Delta T_M + \Delta T_N$$

kde ΔT_M je nejnepříznivější účinek rozdílové složky teploty,
 ΔT_N je nejnepříznivější účinek rovnoměrné složky teploty,
 ω_M je kombinační součinitel pro rozdílovou složku teploty, $\omega_M = 0,75$,
 ω_N je kombinační součinitel pro rovnoměrnou složku teploty $\omega_N = 0,35$.

Rovnoměrná složka zatížení teplotou

Protože není stanoveno umístění stavby, použijí se pro stanovení rovnoměrné složky teplotního zatížení průměrné hodnoty maximálních a minimálních teplot ve stínu platné pro ČR ($T_{\max} = 37,4^{\circ}\text{C}$ a $T_{\min} = -31,3^{\circ}\text{C}$).

Maximální a minimální teploty se stanoví podle Obrázku 6.1 ČSN EN 1991-1-5 v závislosti na T_{\max} a T_{\min} . Pro stanovené hodnoty T_{\max} a T_{\min} platí:

$$T_{e,\max} = 40,0^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,\min} = -24,0^{\circ}\text{C}$$

Pro stanovení zatížení konstrukce je třeba zvolit referenční teplotu (teplotu, při které je provedena betonáž nebo zmonolitnění konstrukce) při které je deformace konstrukce od teploty nulová. Obvyklá hodnota T_0 je 10°C . Zatížení pilíře teplotou je potom:

$$\Delta T_{\max} = T_{e,\max} - T_0 = 40 - 10 = +\underline{\underline{30,0^{\circ}\text{C}}}$$

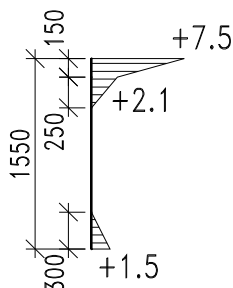
$$\Delta T_{\min} = T_0 - T_{e,\min} = 10 - (-24) = -\underline{\underline{34,0^{\circ}\text{C}}}$$

Zatížení pilíře rovnoměrnou změnou teploty se projeví jako zkrácení/prodloužení pilíře a, vzhledem ke statické neurčitosti konstrukce, bude mít vliv na průběh vnitřních sil na hlavním nosníku NK.

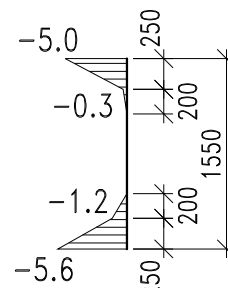
Nerovnoměrná složka zatížení teplotou

Nerovnoměrná složka teplotního zatížení způsobuje natočení průřezu, resp. jeho nerovnoměrné přetvoření po výšce průřezu. Vzhledem k přijatým předpokladům o chování konstrukce (Bernoulli – Navierova hypotéza) se předpokládá, že průřez zůstává po deformaci způsobené teplotou rovinný a kolmý ke střednici prutu. Za tohoto předpokladu se stanoví vliv teploty na průřez (odpovídající vnitřní síly, resp. deformace) a vliv na konstrukci jako celek.

Průběh teploty po výšce průřezu se stanoví podle Obr. 6.2c a Přílohy B v ČSN EN 1991-1-5 (viz Pomůcky). Tloušťka mostního svršku se pro kolejové lože uvažuje 200 mm.



Obr.5 - Zatížení nerovnoměrným oteplením



Obr.6 - Zatížení nerovnoměrným ochlazením

Zatížení konstrukce

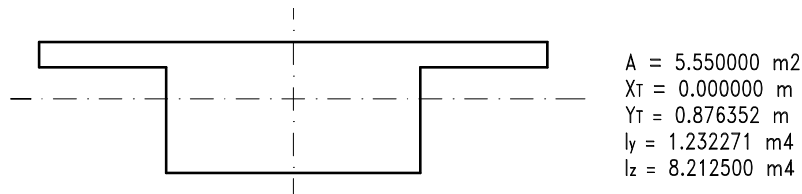
Pro stanovení vlivu zatížení teplotou je třeba znát součinitel teplotní roztažnosti materiálu $\alpha_T = 10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ (viz ČSN EN 1991-1-5) a modul pružnosti betonu (v tomto příkladu C30/37) $E_c = 32\,000 \text{ MPa}$ (viz ČSN EN 1992-1-1).

Nejvýhodnější (a nejsnazší) cestou pro stanovení účinků zatížení teplotou je jeho převedení na deformační zatížení (prodloužení a natočení průřezu). Rovnoměrné zatížení teplotou se převede na protažení/zkrácení průřezu (pilíře).

$$\Delta \varepsilon_{r,\max} = \Delta T_{\max} \cdot \alpha_T = 30 \cdot 10 \cdot 10^{-6} = +\underline{\underline{0,3 \text{ mm/m}}}$$

$$\Delta \varepsilon_{r,\min} = \Delta T_{\min} \cdot \alpha_T = -34 \cdot 10 \cdot 10^{-6} = -\underline{\underline{0,34 \text{ mm/m}}}$$

Nerovnoměrné zatížení teplotou se převede na protažení/zkrácení a natočení/ekvivalentní moment v průřezu za předpokladu zachování jeho rovnosti. Nejprve se určí poloha těžiště a průřezové charakteristiky průřezu.



Obr.7 – Průřezové charakteristiky hlavního nosníku

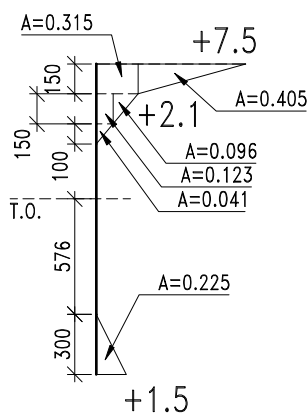
Když jsou známy pořadnice těžiště průřezu, vlastnosti materiálu (α_T , E_c) a průběh teploty po výšce průřezu je možné stanovit průběh napětí a následně i ekvivalentní silové zatížení působící na daný průřez.

$$\sigma_{x,i} = E \cdot \varepsilon_i = E \cdot \alpha \cdot \Delta t_i$$

$$N = \int \sigma_x dA = \int \sigma_x \cdot b dz$$

$$M = \int \sigma_x \cdot z dA = \int \sigma_x \cdot b \cdot z dz$$

Prakticky se, s ohledem na po částech konstantní šířku průřezu, jedná o stanovení objemu „tělesa napětí“ nad plochou průřezu (normálová síla), případně jeho „momentovému účinku“ vzhledem k těžišťovým osám průřezu. Určení provedeme např. graficky s využitím obsahů ploch pod křivkou teploty.



$$N_{OT} = \int \sigma_x \cdot b dz = \sum A_{t,i} \cdot b_i \cdot \alpha \cdot E =$$

$$32000 \cdot 0,00001 \cdot \sum A_{t,i} \cdot b_i = 0,32 \cdot \sum A_{t,i} \cdot b_i =$$

$$= [6 \cdot (0,405 + 0,315 + 0,096 + 0,123) + 3 \cdot (0,041 + 0,225)] \cdot$$

$$0,32 = (5,634 + 0,798) \cdot 0,32 = \underline{\underline{2,058 \text{ MN}}}$$

$$M_{OT} = \int \sigma_x \cdot b \cdot z dz = \sum A_{t,i} \cdot b_i \cdot z_{T,i} \cdot \alpha \cdot E =$$

$$= 32000 \cdot 0,00001 \cdot \sum A_{t,i} \cdot b_i \cdot z_{T,i} = 0,32 \cdot \sum A_{t,i} \cdot b_i \cdot z_{T,i} =$$

$$= - [6 \cdot (0,405 \cdot 0,624 + 0,315 \cdot 0,599 + 0,096 \cdot 0,475 +$$

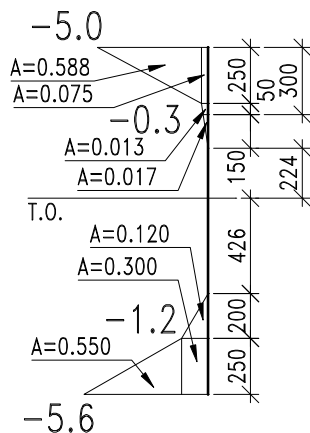
$$+ 0,123 \cdot 0,449) + 3 \cdot (0,041 \cdot 0,341 + 0,225 \cdot (-0,776))] \cdot 0,32 =$$

$$= - (3,253 - 0,482) \cdot 0,32 = \underline{\underline{-0,887 \text{ MNm}}}$$

Odpovídající přetvoření od oteplení průřezu při zachování jeho rovinnosti:

$$\varepsilon_{OT} = \frac{\sigma}{E} = \frac{N}{EA} = \frac{2,058}{32000 \cdot 5,550} = \underline{\underline{11,6 \cdot 10^{-6}}}$$

$$\psi_{OT} = \frac{M}{EI} = \frac{-0,887}{32000 \cdot 1,232271} = \underline{\underline{-22,5 \cdot 10^{-6} \text{ rad}}}$$



$$N_{OCHL} = \int \sigma_x \cdot b \cdot dz = \sum A_{t,i} \cdot b_i \cdot \alpha \cdot E =$$

$$32000 \cdot 0,00001 \cdot \sum A_{t,i} \cdot b_i = 0,32 \cdot \sum A_{t,i} \cdot b_i =$$

$$= -[6 \cdot (0,588 + 0,075 + 0,013) + 3 \cdot (0,017 + 0,120 + 0,300 +$$

$$+ 0,550)] \cdot 0,32 = - (4,056 + 2,961) \cdot 0,32 = - \underline{\underline{2,245 \text{ MN}}}$$

$$M_{OCHL} = \int \sigma_x \cdot b \cdot z \cdot dz = \sum A_{t,i} \cdot b_i \cdot z_{T,i} \cdot \alpha \cdot E =$$

$$32000 \cdot 0,00001 \cdot \sum A_{t,i} \cdot b_i \cdot z_{T,i} = 0,32 \cdot \sum A_{t,i} \cdot b_i \cdot z_{T,i} =$$

$$= [6 \cdot (0,588 \cdot 0,591 + 0,075 \cdot 0,549 + 0,013 \cdot 0,399) +$$

$$3 \cdot (0,017 \cdot 0,324 + 0,120 \cdot (-0,559) + 0,300 \cdot (-0,751) +$$

$$+ 0,550 \cdot (-0,793))] \cdot 0,32 = (2,363 - 2,169) \cdot 0,32 =$$

$$= \underline{\underline{0,062 \text{ MNm}}}$$

Odpovídající přetvoření od ochlazení průřezu při zachování jeho rovinnosti:

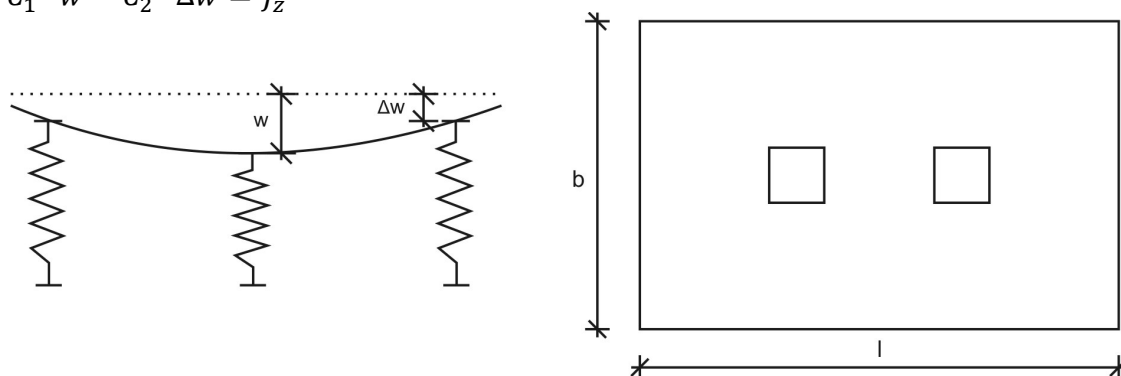
$$\varepsilon_{OCHL} = \frac{\sigma}{E} = \frac{N}{EA} = \frac{-2,245}{32000 \cdot 5,550} = \underline{\underline{-12,8 \cdot 10^{-6}}}$$

$$\psi_{OCHL} = \frac{M}{EI} = \frac{0,062}{32000 \cdot 1,232271} = \underline{\underline{1,6 \cdot 10^{-6} \text{ rad}}}$$

ZATÍŽENÍ DEFORMACÍ PODLOŽÍ

Pro zjednodušení výpočtu sedání pilíře je zadána Winklerova a Pasternakova konstanta (C_1 a C_2), které definují tlakovou a smykovou únosnost podloží. Pomocí Winkler-Pasternakova modelu podloží lze popsat rovnováhu ve svislém směru rovnicí:

$$C_1 \cdot w - C_2 \cdot \Delta w = f_z$$



Obr.8 Vlevo – deformace pružného podloží; vpravo - rozměry základové patky

Pro tuhou základovou patku o rozměrech $b \times l$ (3,2 x 3,8 m) je tedy možné vyjádřit poddajnost podloží ve svislém směru pomocí rovnice:

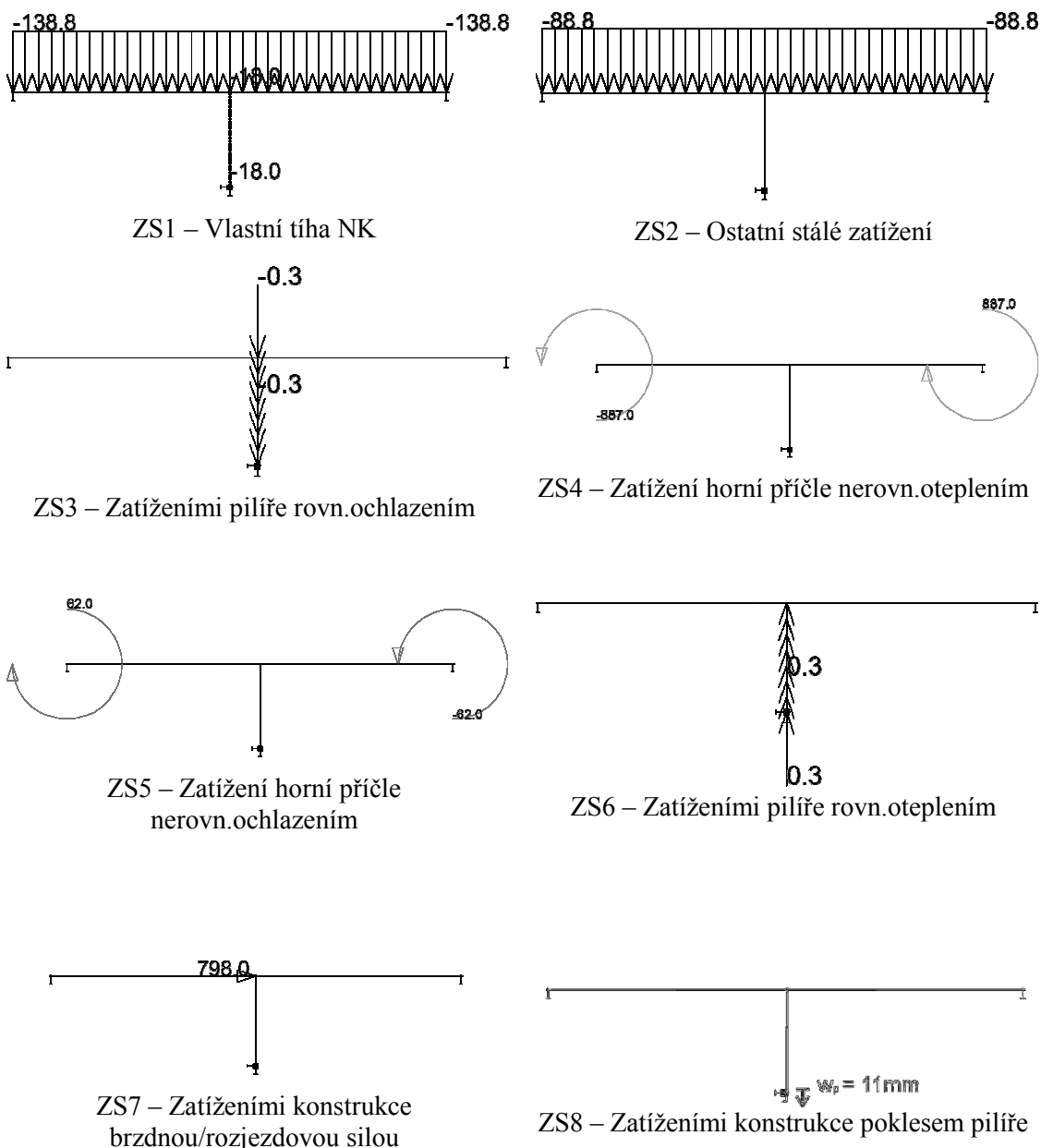
$$C_w = \frac{1}{b \cdot l \cdot C_1 + (b+l) \cdot 2 \cdot \sqrt{C_1 \cdot C_2}} = \frac{1}{3,2 \cdot 3,8 \cdot 50 + (3,2+3,8) \cdot 2 \cdot \sqrt{50 \cdot 25}} = 0,907 \text{ mm/MN}$$

Deformace podloží se následně vyjádří na základě maximální reakce R_{max} :

$$w_p = R_{max} \cdot C_w = 12,24 \cdot 0,907 = 11,1 \text{ mm}$$

ZATĚŽOVACÍ STAVY

Pro stanovení vnitřních sil se sestaví výpočetní model (prutový) a sestaví se zatěžovací stavy odpovídající jednotlivým zatížením konstrukce.

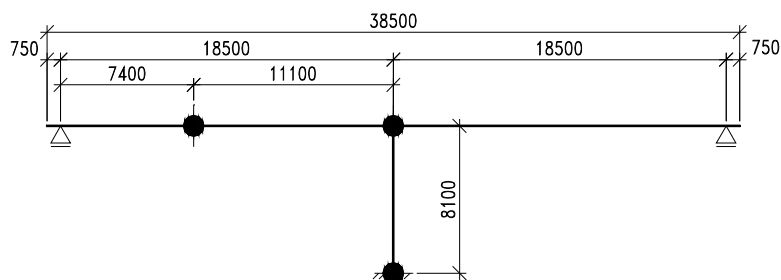


Pro stanovení extrémních vnitřních sil od pohyblivého zatížení (model zatížení 71) se definovaná soustava umístí na konstrukci vždy do nejméně příznivé polohy (např. podle Winklerova kritéria). Pro návrh konstrukce je nutno vyšetřit 3 polohy zatížení na konstrukci, a to pro maximální moment v poli/nad podporou a pro maximální sílu v pilíři.

4. VNITŘNÍ SÍLY A NÁVRHOVÉ HODNOTY ZATÍŽENÍ

Pro jednotlivé zatěžovací stavy jsou vnitřní síly uspořádány do tabulky podle rozhodujících průřezů. Vyhodnoceny jsou průřezy s maximálním/minimálním momentem a posouvající silou na horní příčli rámu a průřez v místě maximální křivosti na pilíři. Jednotlivé průřezy jsou vyznačeny na Obr.9.

Následně jsou stanoveny návrhové hodnoty zatížení v jednotlivých průřezech, a to z vypočtených hodnot podle příslušných kombinačních pravidel (ČSN EN 1990).



Obr.9 – Schéma označení a umístění rozhodujících průřezů konstrukce

Stav	NK - Max M			NK - Min M			Pilř - Max Δφ		
	N [kN]	V [kN]	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	M [kNm]
Vl.třha NK	0	-114,95	3451,22	0	-1582,3	5519,8	-3310,3	0	0
Ost. stálé	0	-73,84	2205,6	0	-1012,6	-3537	-2025,2	0	0
Rovn.oteplení	0	45,33	359,44	0	45,3	838,5	90,7	0	0
Rovn.ochlazení	0	-51,37	-407,36	0	-51,4	-950,3	-102,7	0	0
Nerovn.ochlazení	0	-4,9	22,6	0	-4,9	-29,4	12,8	0	0
Nerovn.oteplení	0	-70,7	-300,4	0	-70,7	420,5	-146,8	0	0
Posun podpory	0	-206,97	1231,6	0	-206,97	3829,1	413,95	0	0
LM71 - Min N	0	164,2	3816	0	-1149,7	-2384,5	-2298,8	0	0,29
LM71 - Min Q	0	-462,1	1846,7	0	-1371,6	-3624,8	-1276,8	0	33,72
LM71 - Min M	0	-127,6	-1011,9	0	-1201,9	-3976,6	-1276	0	-33,69
LM71 - Max N	0	-124	-982,7	0	-124	-2293	0	0	0
LM71 - Max Q	0	390,1	3092,9	0	1,6	-748,3	-1276	0	-33,69
LM71 - Max M	0	177,5	4212,3	0	-665,9	29,9	-1276,8	0	33,72
LM71 - Brzd.síly	0	-86,8	642	0	-86,8	-1605	0	-798	-3253,4

Tabulka vnitřních sil od jednotlivých zatěžovacích stavů ve vybraných průřezích **bez** uvažování dynamického součinitele Φ a součinitele α

Pro návrh a ověření konstrukce z hlediska mezních stavů únosnosti se použije návrhová hodnota zatížení, která může být vyjádřena následujícími výrazy:

- 1) Obecně jako hodnota výrazu (6.10):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- 2) Alternativně jako větší hodnota z výrazů (6.10a, 6.10b) :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Přitom γ_G je součinitel zatížení stálého, uvažovaný hodnotou 1,35 pro zatížení nepříznivé a 1,00 pro zatížení příznivé,

γ_Q je součinitel zatížení proměnného uvažovaného podle druhu a působení zatížení. Pro zatížení příznivé se uvažuje hodnotou 0, pro zatížení nepříznivé potom podle následující tabulky:

Zatížení	γ_Q
Model LM71	1,45
Teplota	1,50

ψ_0 je součinitel kombinace zatížení nahodilého uvažovaného podle druhu zatížení. Hodnoty součinitele jsou uvedeny v následující tabulce:

Zatížení	ψ_0
Model LM71	0,80
Teplota	0,60

ξ je redukční součinitel zatížení stálého uvažovaný hodnotou 0,85.

Pro návrh a průřezů konstrukce se použije (na základě doporučení ČSN EN 1990) varianta 2), tj. dvojice výrazů (6.10a) a (6.10b).

Vyčíslením uvedených výrazů, uvážením dynamického součinitele Φ a zahrnutím součinitele α pro zatížení LM71 se získají následující návrhové hodnoty zatížení:

Stav	NK - Max M			NK - Min M		
	N [kN]	V [kN]	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	M [kNm]
6.10	0	588,3	20680,7	0	-6684,9	-25556,1
6.10a	0	468,5	18385,9	0	-6067,4	-23004,5
6.10b	0	626,5	19535,2	0	-6159,5	-23722,1

Stav	Pilíř - Max $\Delta\phi$ - Max M			Pilíř - Max $\Delta\phi$ - Max N		
	N [kN]	V [kN]	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	M [kNm]
6.10	-10497,1	1538,9	6356,1	-12980,4	1538,9	6274,9
6.10a	-9876,6	1231,2	5084,9	-11863,2	1231,2	5019,9
6.10b	-9416,6	1538,9	6356,1	-11900	1538,9	6274,9

5. NÁVRH A OVĚŘENÍ PRŮŘEZŮ - MSÚ

NÁVRHOVÉ VLASTNOSTI MATERIÁLŮ

Návrhová pevnost betonu v tlaku se stanoví z výrazu:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{30,0}{1,5} = \underline{\underline{17,0 \text{ MPa}}}$$

kde α_{cc} je součinitel zohledňující dlouhodobé účinky zatížení a způsobu zatížení na pevnost betonu v tlaku, pro mostní konstrukce se uvažuje $\alpha_{cc} = 0,85$.

γ_c je dílčí součinitel bezpečnosti materiálu pro beton uvažovaný v závislosti na druhu zatížení.

Návrhová mez kluzu betonářské výztuže se stanoví z výrazu:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500,0}{1,15} = \underline{\underline{434,8 \text{ MPa}}}$$

NÁVRH A OVĚŘENÍ HORNÍ PŘÍČLE

Návrh a ověření horní příčle nosné konstrukce sestává z ověření únosnosti kritických průřezů na ohyb. V tomto příkladu se omezíme na ověření momentové únosnosti příslušných průřezů (smyk je s ohledem na rozsah příkladu zanedbán). Moment únosnosti průřezů se stanoví plasticky na základě geometrie posuzovaného (navrhovaného) průřezu a navržené výztuže.

Hlavní nosná výztuž se předpokládá z profilů průměru 32 mm. Smyková výztuž průřezu (prozatím konstrukční, výpočet se v rámci tohoto příkladu neprovádí) se uvažuje průměru 16 mm. Minimální vzdálenost jednotlivých profilů hlavní nosné výztuže se uvažuje min. 40 mm ve vodorovném směru a min.50 mm ve směru svislém. V případě, že je výztuž uložena ve dvou řadách, musí být jednotlivé pruty umístěny nad sebou.

Pro návrh a ověření výztuže se předpokládá rovnoměrné rozdělení napětí po 0,8-násobku výšky tlačené oblasti x . Výška tlačené oblasti x se stanoví ze silové podmínky rovnováhy:

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff}}$$

Rameno vnitřních sil z se stanoví z výrazu:

$$z = d - 0,4x$$

Ověří se výška tlačené oblasti:

$$\xi = \frac{x}{d} < 0,45$$

Moment únosnosti se stanoví z výrazu:

$$M_{Rd} = z \cdot f_{yd} \cdot A_s$$

Pro stanovení momentu únosnosti je nutno znát spolupůsobící šířku T-průřezu b_{eff} . Ta se stanoví jako součet:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b,$$

kde $b_{eff,i}$ jsou spolupůsobící šířky jednotlivých konzol T-průřezu stanovené jako

$$b_{eff,i} = 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0 \leq 0,2 \cdot l_0,$$

b_i je plná délka konzoly T-průřezu

l_0 je vzdálenost inflexních bodů ohybové čáry v příslušné části konstrukce

b_w je šířka žebra

Pro namáhání v poli, šířku žebra 3,0 m, plnou délku konzoly 1,5 m a vzdálenost nulových bodů 0,85.l je:

$$b_{eff} = 2 \cdot (0,2 \cdot 1,5 + 0,1 \cdot 0,85 \cdot 18,5) + 3,0 \leq 3,75 + 3,0 = 6,75 > 6,0 \Rightarrow b_{eff} = 6,0 \text{ m},$$

Návrh a ověření průřezů je provedeno v MS Excel:

Průřez	M_{Max}	A_s	32169,5 mm ²
Profilů	40 ks	f_{yd}	434.8 MPa
Průměr výztuže	32.0 mm	f_{cd}	17.0 MPa
f_{yk}	500.0 MPa	d	1468 mm
f_{ck}	30.0 MPa		
Šířka b	6000 mm	x	171,4 mm
Výška h	1550 mm	z	1399,4 mm
Krytí výztuže c	66 mm	ξ	0.122 OK

$$M_{Rd} = 19574,3 \text{ kNm}$$

$$> M_{Ed} = 19535,2 \text{ kNm} \text{ Vyhovuje}$$

Výška tlačené oblasti je menší než tloušťka desky, tudíž není třeba uvažovat T-průřez. Kontrola minimální vzdálenosti vložek:

$$a_{min} = \frac{3,0 - 2 \cdot 0,066 - 40 \cdot 0,032}{40 - 1} = 40,7 \text{ mm} > 40 \text{ mm} \text{ Vyhovuje}$$

Průřez	M_{max}	A_s	46646 mm ²
Profilů	58 ks	f_{yd}	434.8 MPa
Průměr výztuže	32.0 mm	f_{cd}	17.0 MPa
f_{yk}	500.0 MPa	d	1432 mm
f_{ck}	30.0 MPa		
Šířka b	3000 mm	x	497.1 mm
Výška h	1550 mm	z	1233.2 mm
Krytí výztuže c	66 mm	ξ	0.347 OK

Výztuž v řadách		
Řada	ks	d_1 [mm]
1	29	82
2	29	154.0
Σ	58	118.0

$$M_{Rd} = 25009.9 \text{ kNm}$$

$$> M_{Ed} = 23722,1 \text{ kNm} \text{ Vyhovuje}$$

Kontrola minimální vzdálenosti vložek je provedena za předpokladu rozmístění výztužných vložek (38 ks) v oblasti šířky $b = 3,0 + 2 \cdot (\text{tl.desky}) = 3,600 \text{ m}$:

$$a_{min} = \frac{3,6 - 2 \cdot 0,066 - 29 \cdot 32}{29 - 1} = 89,6 \text{ mm} > 40 \text{ mm} \text{ Vyhovuje}$$

NÁVRH A OVĚŘENÍ ČLENĚNÉHO PILÍŘE

Návrh a ověření členěného pilíře se provede, s ohledem na jeho štíhlost, se zahrnutím účinků vzpěru. Účinky vzpěru se do výpočtu zahrnou zjednodušenou metodou náhradní tuhosti podle ČSN EN 1992-1-1.

Štíhlost navrhovaného pilíře :

$$\lambda = 70 = \frac{L_{cr}}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{1,5 \cdot L_p}{\sqrt{\frac{1}{12} \cdot a^4}} = \frac{1,5 \cdot L_p}{\sqrt{a^2}} = \frac{1,5 \cdot 8,1}{\sqrt{0,6^2}} = \underline{\underline{70,15}}$$

Návrhové hodnoty zatížení maximálním momentem (M_{Max}) prvního řádu stanovené v kapitole 4 jsou na **jeden** dřík pilíře jsou:

$M_{Ed} = 3178,1 \text{ kNm}$, přitom charakteristická hodnota momentu od stálého zatížení je
 $M_{0Egp} = 0 \text{ kNm}$

$N_{Ed} = -4678,6 \text{ kN}$

Jmenovitá tuhost průřezu se stanoví ze vztahu :

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s ,$$

kde K_c je součinitel zahrnující vliv trhlin, dotvarování, atd.

$$K_c = \frac{k_1 \cdot k_2}{1 + \varphi_{ef}},$$

k_1 je součinitel závisející na pevnosti betonu

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck} [\text{MPa}]}{20}} = \sqrt{\frac{30}{20}} = 1,23$$

k_2 je součinitel závisející na poměrné normálové síle a štíhlosti

$$k_2 = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \cdot \frac{\lambda}{170} = \frac{4,678}{0,6^2 \cdot 17} \cdot \frac{70,15}{170} = 0,315$$

φ_{ef} je účinný součinitel dotvarování stanovený ze vztahu:

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{M_{0Egp}}{M_{0Ed}}$$

Přitom $\varphi(\infty, t_0)$ je konečný součinitel dotvarování, který se stanoví podle ČSN EN 1992-1-1. Pro zatížení ve 30 dnech po vybetonování, beton C30/37 a vnější prostředí se uvažuje hodnotou 1,75.

$M_{0,Egp}$ je ohybový moment prvního řádu (MSP) od stálého zatížení.

$M_{0,Ed}$ je ohybový moment prvního řádu (MSÚ) od stálého zatížení.

$$\varphi_{ef} = 1,75 \cdot \frac{0}{46,5} = 0$$

$$K_c = \frac{1,23 \cdot 0,315}{1 + 0} = \underline{\underline{0,387}}$$

E_{cd} je návrhová hodnota modulu pružnosti

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{cE}} = \frac{32}{1,2} = \underline{\underline{26,7 \text{ GPa}}}$$

I_c je moment setrvačnosti betonového průřezu bez trhlin

$$I_c = \frac{1}{12} \cdot 0,6 \cdot 0,6^3 = \underline{\underline{10,8 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4}}$$

K_s je součinitel vlivu výztuže, pro $\rho \geq 0,002$ je $K_s = 1,0$,

E_s je návrhová hodnota modulu pružnosti oceli $E_s = 200 \text{ GPa}$,

I_s je moment setrvačnosti výztuže. Pro 6Ø32 u každého povrchu a krytí krajní výztuže 74 mm (60mm a třmeny Ø14)

$$I_s = 2 \cdot 4825 \cdot 10^{-6} \cdot 0,210^2 = 425,6 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$EI = 0,387 \cdot 26,7 \cdot 0,0108 + 1,0 \cdot 200 \cdot 425,6 \cdot 10^{-6} = \underline{\underline{196,7 \text{ MNm}^2}}$$

Vzpěrné břemeno N_B stanovené na základě jmenovité tuhosti se určí ze vztahu :

$$N_B = \frac{\pi^2}{l_0^2} \cdot EI = \frac{\pi^2}{12,15^2} \cdot 196,7 = \underline{\underline{13,15 \text{ MN}}}$$

Pro stanovení celkové návrhové hodnoty momentu od zatížení s vlivem 2.řádu se použije zvětšovací momentový součinitel:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \cdot \left(1 + \frac{\beta}{\left(\frac{N_B}{N_{Ed}} \right) - 1} \right),$$

kde M_{0Ed} je moment prvního řádu obsahující vliv imperfekcí.

$$M_{0Ed} = N_{Ed} \cdot (e_f + e_i),$$

když e_f je excentricita působící normálové síly vyjádřená vztahem M_{Ed}/N_{Ed} a e_i je excentricita vznikající v důsledku nepřesností výstavby.

Pro zvolený příklad je $e_i = 20 \text{ mm}$.

$$M_{0Ed} = N_{Ed} \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} + e_i \right) = -4678,6 \cdot \left(\frac{3178,1}{4678,6} + 0,02 \right) = \underline{\underline{3272,1 \text{ kNm}}}$$

β je součinitel závisející na rozdělení momentů prvního a druhého řádu. Součinitel β se stanoví ze vztahu:

$$\beta = \frac{\pi^2}{c_0},$$

když c_0 je součinitel průběhu prvního řádu. Pro průběh momentů od zatížení pilíře a se použije $c_0 = 9,6$. Potom $\beta = 1,028$.

$$M_{Ed} = 3272,1 \cdot \left(1 + \frac{1,028}{\left(\frac{13,15}{4,679} \right) - 1} \right) = \underline{\underline{5130,1 \text{ kNm}}}$$

Návrhové hodnoty sil pro zatížení maximálním momentem:

$$\underline{\underline{M_{Ed} = 5130,1 \text{ kNm}}}$$

$$\underline{\underline{N_{Ed} = -4678,6 \text{ kN}}}$$

Obdobně při kombinaci zatížení pro maximální normálovou sílu (N_{Max}):

$M_{Ed} = 3137,5 \text{ kNm}$, přitom charakteristická hodnota momentu od stálého zatížení

$$M_{0Eqp} = 0 \text{ kNm}$$

$N_{Ed} = -5921,0 \text{ kN}$

Po provedení výpočtu se zahrnutím vlivu druhého řádu vycházejí návrhové síly:

$$\underline{\underline{M_{Ed} = 5403,3 \text{ kNm}}}$$

$$\underline{\underline{N_{Ed} = -5921,0 \text{ kN}}}$$

Ověření návrhu průřezů se provede sestrojením interakčního diagramu. Pro stanovené zatížení (kombinaci momentu a normálové síly) se zahrnutím vlivu 2.řádu vychází:

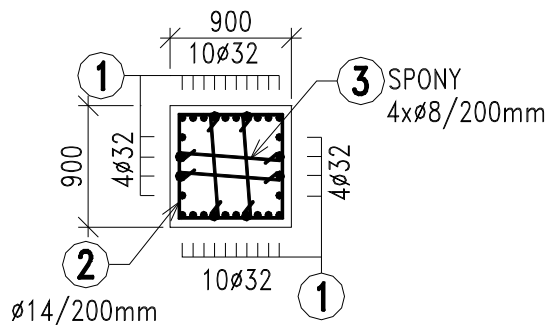
Kombinace zatížení	Posouzení průřezu 0,6 x 0,6 m	
	M [kNm]	N [kN]
Max M	!! 5130,1 > 1596,6 !!	4678,6 < 11330,0
Max N	!! 5403,3 > 1409,1 !!	5921,0 < 11330,0

Protože průřez nevyhoví, je nutno jej zvětšit. Nové rozměry průřezu jsou zvoleny 0,9 x 0,9 m, výztuž 10Ø32 u každého povrchu. Vnitřní síly, včetně zvětšení momentu vlivem vzpěru, jsou uvedeny v následující tabulce:

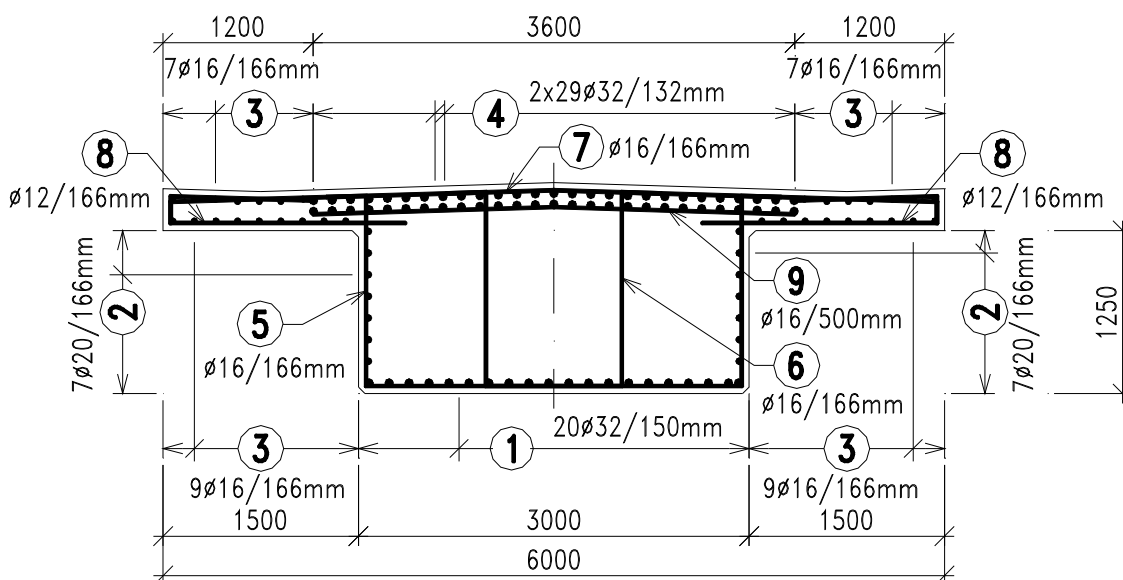
Kombinace zatížení	Vnitřní síly v průřezu		
	N	M_{Ed}	$M_{Ed,vzp}$
Max M	-4678,6 kN	3178,1 kNm	3729,0 kNm
Max N	-5921,0 kN	3137,5 kNm	3803,0 kNm

Posouzení průřezu je opět provedeno pomocí interakčního diagramu a je uspořádáno v následující tabulce:

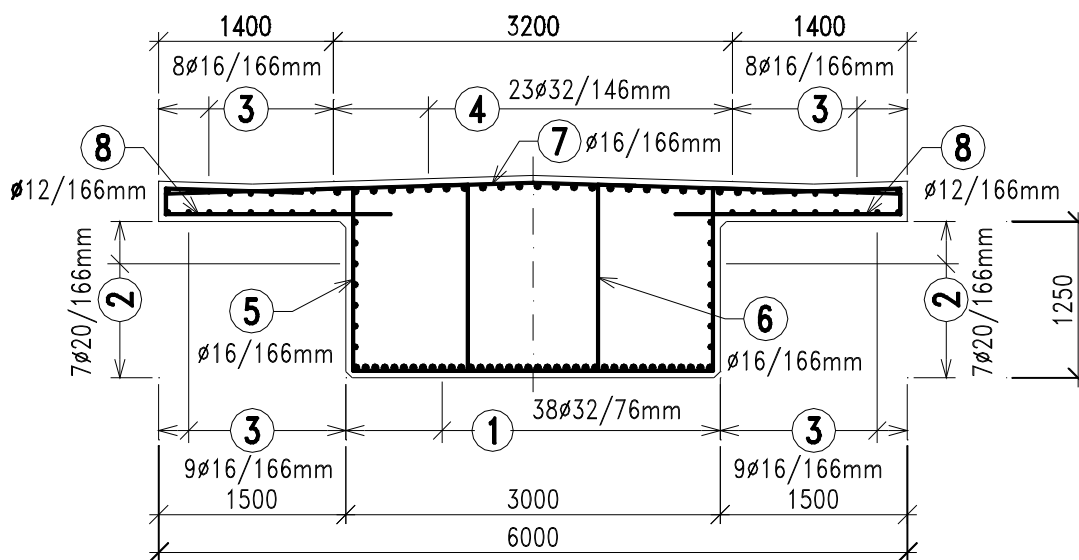
Kombinace zatížení	Posouzení průřezu 0,9 x 0,9 m	
	M [kNm]	N [kN]
Max M	3729,0 < 4005,5	4678,6 < 17450,0
Max N	3803,0 < 4134,0	5921,0 < 17450,0



Obr.9 – Skica výztuže pilře (jeden dřik)



Obr.10 – Skica výztuže nadpodporového průřezu

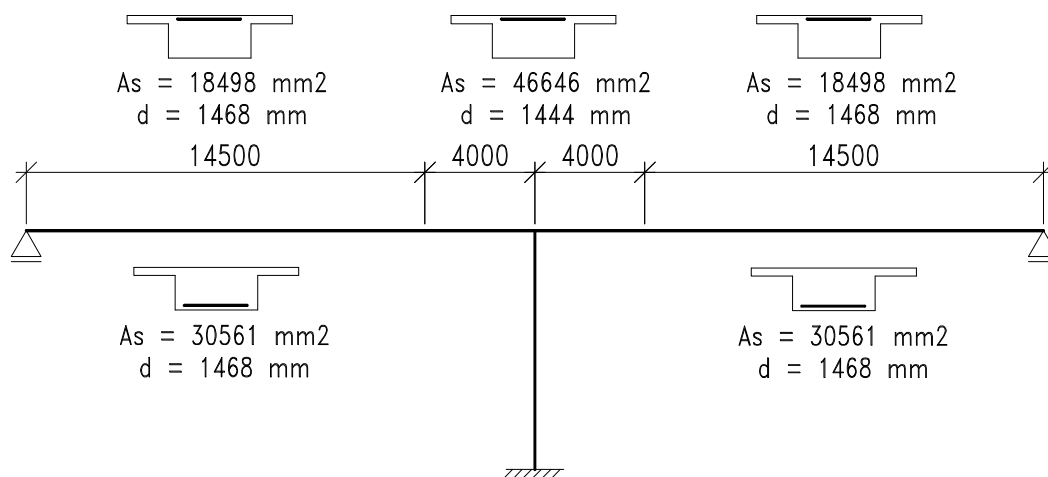


Obr.11 – Skica výztuže mezpodporového průřezu

6. OVĚŘENÍ DEFORMACÍ KONSTRUKCE – MSP

Pro výpočet deformací nosné konstrukce je třeba stanovit reálné tuhosti konstrukce odpovídající příslušnému zatížení $(EI)_i$. Příslušná tuhost konstrukce se skládá jednak z modulu pružnosti E_i odpovídajícího příslušnému zatížení a jednak z momentu setrvačnosti I_i ideálního průřezu. Pro zjednodušení výpočtu se předpokládá, že beton v tahu nepůsobí, i když v těch částech průřezu, kde tahové napětí nedosáhne hodnoty f_{ctm} , by se s taženým betonem počítat mělo, a uvažuje se jen navržená výztuž působící v tahu. Tyto předpoklady vedou na konzervativní řešení s mírně většími hodnotami průhybů.

Nejprve se stanoví ideální moment setrvačnosti I_i průřezu při namáhání ohybem. Pro jednoduchost se uvažuje pouze výztuž navržená na účinky ohybu (viz kapitola 5), tj. položky výztuže 1 a 4 v příslušných skicách výztuže. Plochy výztuže společně s jejím umístěním jsou zobrazeny na Obr.12.



Obr.12 – Schéma průřezů a jejich vyztužení na konstrukci

Pro stanovení ideálního momentu setrvačnosti průřezu (ohybové tuhosti) je nejprve třeba stanovit polohu neutrální osy příslušného průřezů v závislosti na jeho rozměrech a druhu zatížení (modulu pružnosti betonu).

Pro zatížení stálé se hodnota modulu pružnosti E uvažuje jako zdánlivá, zahrnující vliv dotvarování a smršťování betonu na tuhost konstrukce v čase konce životnosti. Pro výpočet zdánlivého modulu pružnosti E_g na konci životnosti se užívá hodnota v čase $t = \infty$. Podle ČSN EN 1992-1-1 je možné uvažovat hodnotu náhradního modulu pružnosti betonu jako:

$$E_g = \frac{E_c}{1 + \varphi(\infty, t_0)} = \frac{1,05 \cdot E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)}$$

Součinitel dotvarování $\varphi(\infty, t_0)$ se stanoví podle ČSN EN 1992-1-1 pro zatížení konstrukce v čase $t_0 = 7$ dní (odskružení konstrukce), beton z normálního cementu a příslušný náhradní rozměr průřezu (v tomto případě $h_0 = 2 \cdot 5,55 / 15,1 = 0,735$ m). Pro tento příklad vychází po dosazení $\varphi(\infty, t_0) = 2,2$ a náhradní modul pružnosti:

$$E_g = \frac{1,05 \cdot 32,0}{1 + 2,2} = 10,5 \text{ GPa}$$

To odpovídá pracovnímu součiniteli oceli pro zatížení stálé:

$$n_g = \frac{200}{10,5} = 19,04$$

Pro zatížení nahodilé se pracovní součinitel oceli stanoví z modulu pružnosti E_{cm} :

$$n_q = \frac{200}{32,0} = 6,25$$

Poloha neutrálné osy průřezu se stanoví, jak již bylo řečeno, za předpokladu nulové pevnosti betonu v tahu a lineárního rozdělení napětí v betonu. Z teorie pružnosti potom

plynou vztahy uvedené v následující tabulce. Pro T-průřez s neutrálnou osou v desce ($x < d_0$) se uvažuje výpočet podle případu a). Moment setrvačnosti ideálního průřezu I_i se stanoví jako součet momentů setrvačnosti a Steinerových doplňků jednotlivých částí průřezu (výztuže a betonu). Charakteristiky výztuže se pro výpočet I_i musejí násobit pracovním součinitelem!

a) Obdélníkový průřez $b_T \cdot h$	b) T-průřez $x > d_0$
$x = \frac{n \cdot A_a}{b_T} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2b_T \cdot h}{n \cdot A_a}} \right)$	$x = \frac{0,5 \cdot b \cdot d_0^2 + n \cdot A_a \cdot h}{b \cdot d_0 + n \cdot A_a}$

Tuhosti průřezů konstrukce je nutno, pro stanovení maximálních a minimálních průhybů konstrukce, stanovit pro průřez podporový (pro záporné momenty) a pro průřez mezipodorový (pro kladné i záporné momenty).

MEZIPODPOROVÝ PRŮŘEZ – KLADNÝ MOMENT

Jedná se o T-průřez se statickou výškou $d = h - c - 0,5 \cdot \emptyset = 1,468$ m, šířkou stojiny 3,0 m a spolupůsobící šířkou 6,0 m. Poloha neutrálné osy pro obdélníkový průřez a pro stálé zatížení ($n = 19,04$):

$$x = \frac{n \cdot A_a}{b_T} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2b_T \cdot d}{n \cdot A_a}} \right) = \frac{19,04 \cdot 30561 \cdot 10^{-6}}{6,0} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 6,0 \cdot 1,468}{19,04 \cdot 30561 \cdot 10^{-6}}} \right) = \underline{\underline{0,445 \text{ m} > 0,300 \text{ m}}}$$

Poloha neutrálné osy vychází tedy do žebra a je tedy nutno provést výpočet znovu s uvažováním této skutečnosti:

$$x = \frac{0,5 \cdot b \cdot d_0^2 + n \cdot A_a \cdot d}{b \cdot d_0 + n \cdot A_a} = \frac{0,5 \cdot 6,0 \cdot 0,3^2 + 19,04 \cdot 30561 \cdot 10^{-6} \cdot 1,468}{6,0 \cdot 0,3 + 19,04 \cdot 30561 \cdot 10^{-6}} = \underline{\underline{0,456 \text{ m}}}$$

Pro zatížení nahodilé ($n = 6,25$) provedeme stanovení polohy neutrálné osy v průřezu obdobně:

$$x = \frac{n \cdot A_a}{b_T} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2b_T \cdot d}{n \cdot A_a}} \right) = \frac{6,25 \cdot 30561 \cdot 10^{-6}}{6,0} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 6,0 \cdot 1,468}{6,25 \cdot 30561 \cdot 10^{-6}}} \right) = \underline{\underline{0,276 \text{ m} < 0,300 \text{ m}}}$$

Neutrálná osa tedy leží v desce mostovky. Dále se stanoví momenty setrvačnosti ideálního průřezu pro jednotlivé druhy zatížení:

$$I_{ig} = I_c + n \cdot I_s = \left(\frac{6,0 \cdot 0,405^3}{3} - \frac{3,0 \cdot (0,405 - 0,3)^3}{3} \right) + 19,04 \cdot 30561 \cdot 10^{-6} \cdot (1,468 - 0,405)^2 = \underline{\underline{0,781 \ 779 \text{ m}^4}}$$

$$I_{iq} = I_c + n \cdot I_s = \frac{6,0 \cdot 0,276^3}{3} + 6,25 \cdot 30561 \cdot 10^{-6} \cdot (1,468 - 0,276)^2 = \underline{\underline{0,313 \ 446 \text{ m}^4}}$$

Ohybové tuhosti průřezu pro jednotlivá zatížení:

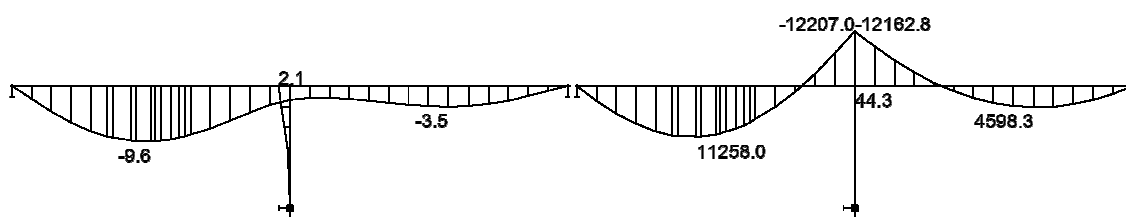
$$EI_{ig} = 10,5 \cdot 0,781779 = \underline{\underline{8,209 \text{ GNm}^2}}$$

$$EI_{iq} = 32,0 \cdot 0,313446 = \underline{\underline{10,030 \text{ GNm}^2}}$$

Obdobně pro ostatní průřezy a způsoby namáhání vychází:

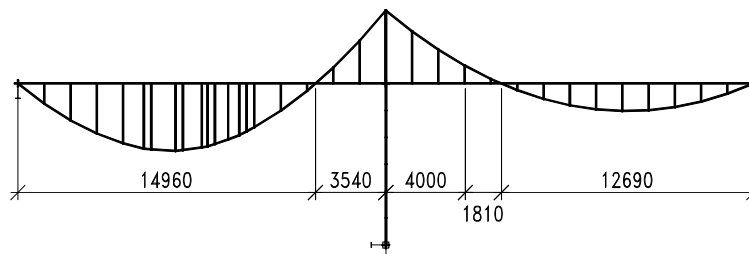
Průřez	Namáhání	Poloha N.O.	I_i	EI_i
Mezipodporový – záporný moment	Stálé	0,481 m	0,454 383 m ⁴	4,771 GNm ²
	Proměnné	0,300 m	0,184 719 m ⁴	5,911 GNm ²
Podporový – záporný moment	Stálé	0,675 m	0,831 397 m ⁴	8,730 GNm ²
	Proměnné	0,441 m	0,378 473 m ⁴	12,111 GNm ²

Se získanými tuhostmi se provede výpočet deformací od zatížení stálého a nahodilého, a to následujícím způsobem. Nejprve se spočtou deformace, resp. namáhání, konstrukce od působícího zatížení s uvažováním tuhosti průřezů bez trhlin. V jednotlivých oblastech, odpovídajících vyztužení, se podle způsobu namáhání aplikují tuhosti ideálních průřezů. Zatížení se uvažují charakteristickými hodnotami, zatížení LM71 včetně součinitele α .



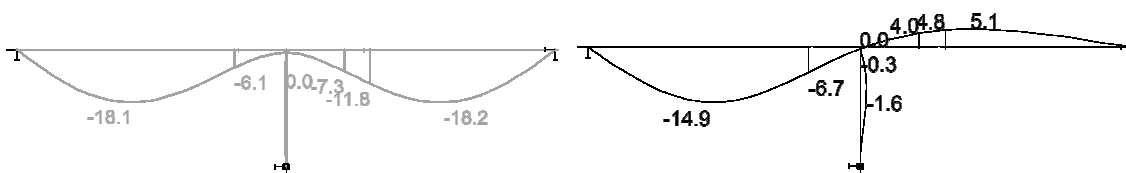
Obr.13 – Deformace (vlevo) a momenty (vpravo) na konstrukci od zatížení stálého a LM71 pro stanovení tuhostí konstrukce

Pro stanovení příslušných tuhostí je nutné stanovit polohu nulových bodů momentové čáry, resp. polohu inflexních bodů čáry ohybové. Výsledná rozhraní mezi průřezy (v první iteraci) jsou znázorněna na následujícím obrázku.



Obr.14 – Rozdělení průřezů podle průběhu momentů na konstrukci

V jednotlivých úsecích horní příčle se použijí příslušné ideální ohybové tuhosti konstrukce EI_i spočtené výše. Pro tyto tuhosti se stanoví průběh čáry průhybů (jeho druhá iterace), který se pro tento příklad považuje za konečný. V praxi by se iterace opakovala a poloha změn průřezů by se upřesňovala do té doby, než by další přírůstky deformací mezi jednotlivými iteracemi byly zanedbatelné.

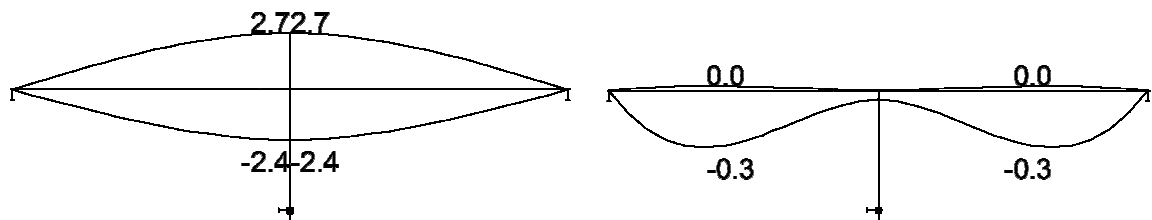


Obr.15 – Deformace konstrukce od zatížení stálého (vlevo) a nahodilého (vpravo) při uvažování příslušných tuhostí konstrukce

Celková maximální deformace od zatížení stálých a proměnného dopravou:

$$w_{Max,F} = - (18,2 + 14,9) = \underline{\underline{-33,1 \text{ mm}}}$$

Deformace od teploty se stanoví za předpokladu působení plných průřezů.



Obr.16 – Deformace konstrukce od rovnoměrné (vlevo) a nerovnoměrné (vpravo) změny teploty

V místě maximálních průhybů od stálého a proměnného zatížení vycházejí deformace (průhyby) vyvolané změnami teploty:

$$w_{T,rovň} = - 1,45 \text{ mm}$$

$$w_{T,nerovň} = - 0,3 \text{ mm}$$

Celková maximální deformace konstrukce od veškerého zatížení je tedy:

$$w_{Max} = - 33,1 - 1,5 - 0,3 = \underline{\underline{34,9 \text{ mm}}}$$

Z toho od proměnného zatížení dopravou a od teploty:

$$w_{Max,Q} = - 14,9 - 1,5 - 0,3 = \underline{\underline{16,8 \text{ mm}}}$$

Maximální průhyb konstrukce od kolejového zatížení je (viz A2.4.4.2.3 v ČSN EN 1990) 1/600 rozpětí, tj.

$$18,5/600 = \underline{\underline{30,8 \text{ mm}}} < w_{Max} = \underline{\underline{34,9 \text{ mm}}}$$

Zároveň ale:

$$18,5/600 = \underline{\underline{30,8 \text{ mm}}} > w_{Max,Q} = \underline{\underline{16,8 \text{ mm}}}$$

Pro celkovou deformaci konstrukce nevyhoví, pro zatížení proměnné však ano. To znamená, že je třeba konstrukci nadvýšit (tak aby po zatížení stálém a ostatním stálém byla niveleta koleje v optimální poloze), nebo změnit geometrii příčného řezu (tak aby průhyb vyhověl).