

Diplomová práce – Návrh estakády na silnici I/27 v Plzni

STATICKÝ VÝPOČET TŘETÍ ČÁSTI ESTAKÁDY

BABICA, JAN

Přehled použité literatury:

Použité normy:

- [1] ČSN EN 1990 ed. 2: 2015 (73 0002) Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí,
- [2] ČSN EN 1991-1-1: 2004 (73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb,
- [3] ČSN EN 1991-1-4 ed. 2: 2013 (73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem,
- [4] ČSN EN 1991-1-5: 2005 (73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou,
- [5] ČSN EN 1991-1-6: 2006 (73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-6: Obecná zatížení – Zatížení během provádění,
- [6] ČSN EN 1991-1-7: 2007 (73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-7: Obecná zatížení – Mimořádná zatížení,
- [7] ČSN EN 1991-2 ed. 2: 2015 (73 6203) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou,
- [8] ČSN EN 1992-1-1 ed. 2: 2011 (73 1201) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby,
- [9] ČSN EN 1992-2: 2007 (73 6208) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady,
- [10] ČSN 73 6214: 2014 Navrhování betonových mostních konstrukcí.

Použitá skripta:

Procházka J., Kohoutková A., Vašková J.: Navrhování železobetonových konstrukcí příklady a postupy. ISBN 978-80-01-05587-8. Nakladatelství ČVUT, Praha 6

Šafář R.: Betonové mosty 2 – cvičení, návrh předpjatého mostu podle Eurokóků. ISBN 978-80-10-05690-5. Nakladatelství ČVUT, Praha 6

Stráský J., Nečas R.: Betonové mosty II – Modul M01, Technologie výstavby mostů. Brno 2007

Obsah

1. Průvodní zpráva	6
2. Konstrukce	6
2.1. Schéma konstrukce	6
2.1.1. Příčný řez v poli.....	6
2.1.2. Příčný řez nad podporou	7
2.1.3. Podélný řez celé estakády	7
2.1.4. Podélný řez typickým polem	7
2.2. Průřezové charakteristiky.....	8
2.2.1. Průřez v poli.....	8
2.2.2. Průřez nad podporou	9
2.3. Spolupůsobící šířka	9
3. Materiály	10
3.1. Beton	10
3.2. Předpínací ocel	11
3.3. Betonářská výztuž.....	12
4. Zatížení	12
4.1. Všeobecně	12
4.2. Zatížení stálé.....	13
4.2.1. Zatížení vlastní tíhou	13
4.2.2. Ostatní stálé zatížení	13
4.2.3. Zatížení nerovnoměrnými poklesy	13
4.2.4. Reologické změny	13
4.3. Zatížení proměnné	14
4.3.1. Zatížení dopravou LM1	14
4.3.2. Zatížení modelem FLM3	16
4.3.3. Zatížení teplotou	16
4.3.4. Zatížení staveniště	17
5. Fáze výstavby.....	18
5.1. Fáze jedna.....	19
5.2. Fáze dva	20
5.3. Fáze tři	21
5.4. Fáze čtyři.....	22
5.5. Fáze pět	22
5.6. Fáze šest	23

5.7. Fáze sedm	24
5.8. Fáze osm	24
5.9. Fáze devět.....	25
5.10. Fáze deset.....	25
5.11. Fáze jedenáct.....	25
5.12. Fáze dvanáct	25
6. Vnitřní síly	25
6.1. Model pro výpočet	25
6.2. Vnitřní síly od vlastní tíhy	26
6.3. Vlastní tíha – Uvedení do provozu	28
6.4. Ostatní stálé zatížení – pro dokončeno konstrukci	29
6.5. Reologické změny.....	29
6.6. Vnitřní síly od zatížení modelem LM1 – TS.....	29
6.6.1. Obálka M_y – min.....	29
6.6.2. Obálka M_y – max	30
6.7. Vnitřní síly od zatížení modelem LM1 – UDL.....	30
6.7.1. Obálka M_y – min.....	30
6.8. Vnitřní síly od zatížení modelem FLM3 (únavový model)	31
6.8.1. Obálka M_y – min.....	31
6.8.2. Obálka M_y – max	31
6.9. Vnitřní síly od ohřátí konstrukce	31
6.10. Vnitřní síly od ochlazení konstrukce.....	32
6.11. Vnitřní síly od staveniště	32
7. Sestavení kombinací.....	32
8. Návrh předpětí	35
8.1. Obecně	35
8.2. Předběžný návrh předpínací výztuže	35
8.3. Ztráty kabelů.....	43
8.3.1. Zadání kabelů je následovné:	44
8.3.2. Grafické znázornění ztrát	44
8.3.3. Tabulka napětí po výpočtu ztrát pro sadu jedna:.....	44
8.4. Schéma předpětí	45
9. Posouzení na MSP	45
9.1. Obecně	45
9.2. Posouzení na dekompresi – kvazistálá kombinace	46

9.2.1. Posouzení pro první pole.....	46
9.2.2. Posouzení po předepnutí druhého pole:.....	47
9.2.3. Posouzení po uvedení do provozu	50
9.2.4. Posouzení na konci životnosti	55
9.3. Posouzení konstrukce na dekompresi při časté kombinaci	55
9.3.1. Posouzení po předepnutí 1. pole	59
9.3.2. Posouzení po předepnutí druhého pole:.....	61
9.3.3. Posouzení po uvedení do provozu	63
9.3.4. Posouzení na konci životnosti	68
9.4. Posouzení na MSP omezení napětí	72
9.4.1. Posouzení v čase uvedení do provozu.....	72
9.4.2. Posouzení na konci životnosti	77
9.5. Vyhodnocení MSP	81
10. Posouzení na MSÚ.....	81
10.1. Posouzení kombinace normálové síly a ohybového momentu	81
10.1.1. Všeobecně	81
10.2. Posouzení průřezu v prvním poli:.....	82
10.3. Posouzení pro průřez nad první podporou:	87
10.4. Posouzení průřezu ve druhém poli:	88
10.5. Posouzení průřezu nad druhou podporou:	90
10.6. Posouzení průřezu v posledním poli:	91
10.7. Posouzení průřezu nad předposlední podporou:.....	92
10.8. Posouzení na smykové účinky	93
10.9. Posouzení z hlediska křehkého lomu	96
10.8.1 Posouzení krajního pole	97
10.9.2. Posouzení průřezu ve druhém poli:	99
10.9.3. Posouzení posledního pole:.....	100
10.9.4. Posouzení nad první podporou:	102
10.9.5. Posouzení nad druhou podporou:.....	103
10.9.6. Posouzení nad poslední podporou:.....	104
10.9.7. Shrnutí:	105
10.10 Posouzení únavy.....	105
10.10.1. Momenty od FML3	105
10.10.2. Posouzení betonu	106
10.10.3. Posouzení výztuže	108

10.11. Posouzení na účinky kroucení a interakci kroucení a smyku	110
10.12. Posouzení na ohyb v příčném směru	111
10.12.1. Umístění zatížení dopravou na konstrukci	112
10.12.3. Návrhové momenty.....	113
10.12.4. Návrhové síly	115
11. Závěr – vyhodnocení	116

1. Průvodní zpráva

Předmětem návrhu této konstrukce je silniční most z předpjatého betonu. Konstrukce převádí komunikaci o šířce 7,5 m a chodníky na každé straně komunikace o šířce 1,5 m.

Nosná konstrukce je navržena z betonu C50/60 – XF2, XD1, XC4. Konstrukce je navržena jako spojitá o osmi polích, kde šest má rozpětí 60 m a krajní pole mají rozpětí 40,45 m a 50,75 m. Směrem k podporám je konstrukce vybavena náběhy délky 15 m. Příčný řez konstrukce je dvoutrámový nosník o výšce 2 m nad podporou po náběhu je výška dvoutrámu 3 m. Konstrukce je předepnuta ocelí Y1860S7 – 15,7. Dále je konstrukce vyztužena výztuží B500B.

Na konstrukci je umístěna izolace z asfaltového izolačního pásu. Vozovka je třívrstvá. Obrusná vrstva ACO 11+ v tloušťce 40 mm. Ložná vrstva MA 16 IV v tloušťce 40 mm. Celková tloušťka vozovky 85 mm.

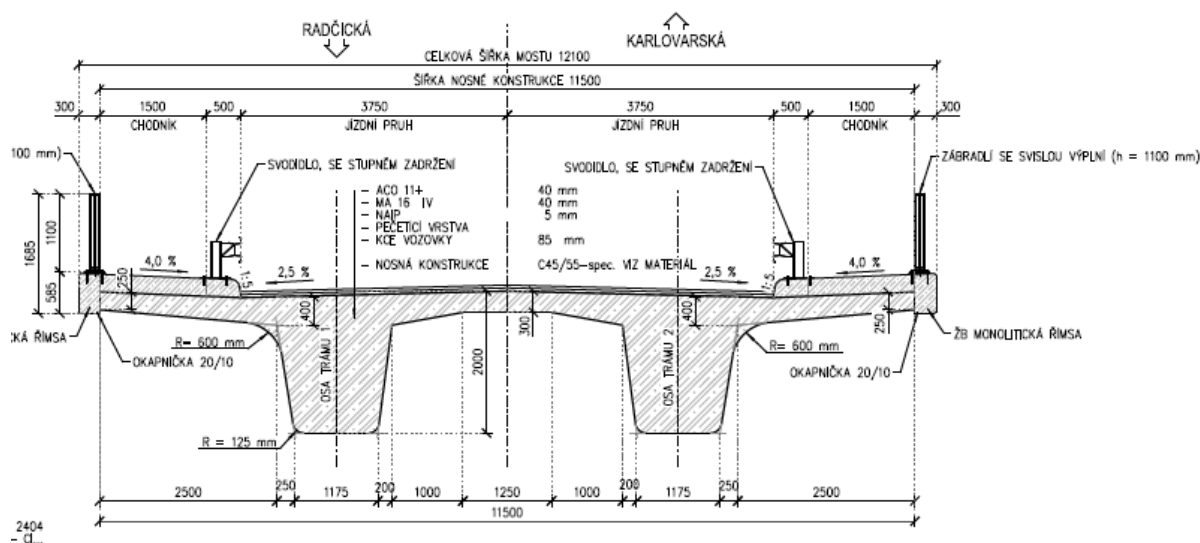
Dále jsou na konstrukci vybetonovány monolitické římsy z betonu C30/37 – XF4, XD3, XC4, vyztužené výztuží B500B. Římsy jsou kotveny pomocí kotev. Na římsy je umístěno svodidlo se stupněm zadržení H2 a ocelové zábradlí se svislou výplní výšky 1,1m.

Nosná konstrukce bude umístěna na hrncová ložiska na monolitickou spodní stavbu. Kde spodní stavba bude založena na vrtaných velkopřůměrových pilotách. Podrobných návrh spodní stavby není součástí této práce. Rozprava o založení stavby je součástí technické zprávy.

2. Konstrukce

2.1. Schéma konstrukce

2.1.1 Příčný řez v poli

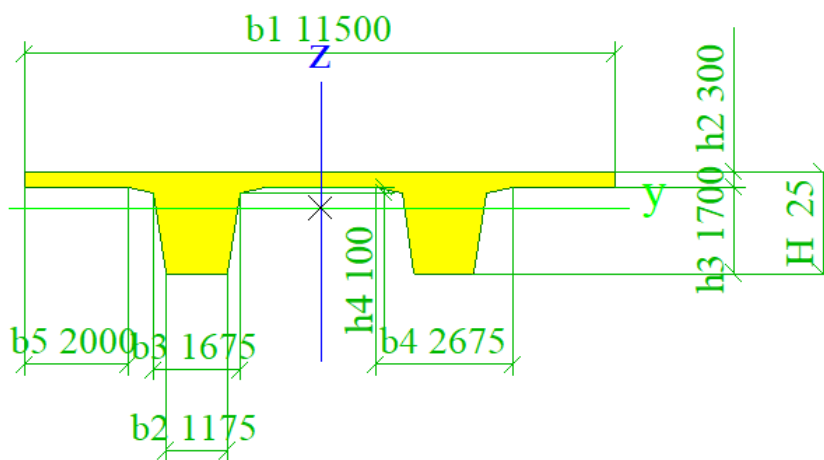


Konstrukce bude posuzována v místech extrémních účinků vnitřních sil se zohledněním fází výstavby

2.2. Průřezové charakteristiky

Průřezové charakteristiky jsou stanoveny v rámci modelu, v programu SCIA 16.1. Výstupy průřezových charakteristik jsou součástí příloh.

2.2.1. Průřez v poli

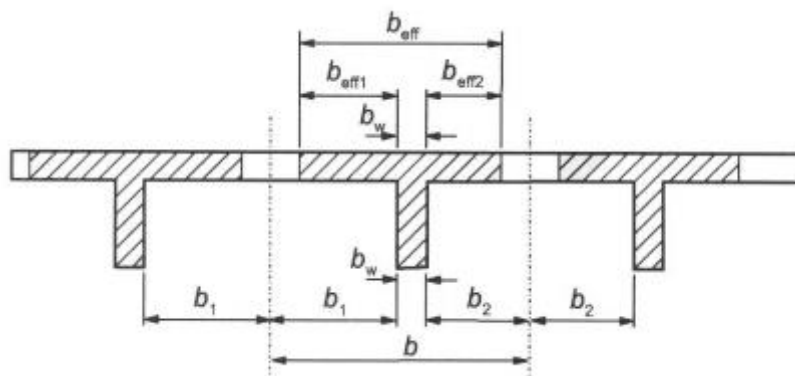


Vlastnosti	
A [m ²]	8,4313e+00
Ay [m ²]	3,4079e+00
Az [m ²]	5,3409e+00
AL [m ² /m]	2,9060e+01
AD [m ² /m]	2,9060e+01
cYUSS [mm]	5750
cZUSS [mm]	1300
α [deg]	0,00
Iy [m ⁴]	3,0128e+00
Iz [m ⁴]	6,7983e+01
iy [mm]	598
iz [mm]	2840
Wely [m ³]	2,3184e+00
Welz [m ³]	1,1823e+01
Wply [m ³]	0,0000e+00
Wplz [m ³]	0,0000e+00

2.2.2. Průřez nad podporou

Vlastnosti	
A [m ²]	1,0363e+01
A _y [m ²]	3,2570e+00
A _z [m ²]	6,9780e+00
AL [m ² /m]	3,2420e+01
AD [m ² /m]	3,2420e+01
c _{YUSS} [mm]	5750
c _{ZUSS} [mm]	1966
α [deg]	0,00
I _y [m ⁴]	8,1592e+00
I _z [m ⁴]	7,9371e+01
i _y [mm]	887
i _z [mm]	2768
W _{ely} [m ³]	4,1495e+00
W _{elz} [m ³]	1,3804e+01
W _{ply} [m ³]	0,0000e+00
W _{plz} [m ³]	0,0000e+00

2.3. Spolupůsobící šířka



Průřez v poli:

Pro konzolu:

$$l_{\text{konzoly}} = 2,1 \text{ m}$$

$$l_{\text{pole}} = 40,45 \text{ m}$$

$$l_0 = 0,85 * l_{\text{pole}} = 0,85 * 40,45 = 34,38 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = 0,2 * l_{\text{konzoly}} + 0,1 * l_0 = 0,2 * 2,1 + 0,1 * 34,38 = 3,86 \text{ m} \quad \begin{array}{l} < 0,2 * l_0 \\ > 2,1 \text{ m} \end{array}$$

OK.

Pro desku mezi trámy:

$$l_{\text{mezi trámy}} = 2,9 \text{ m}$$

$$l_{\text{pole}} = 40,45 \text{ m}$$

$$l_0 = 0,85 * l_{\text{pole}} = 0,85 * 40,45 = 34,38 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = 0,2 * l_{\text{konzoly}} + 0,1 * l_0 = 0,2 * 2,9 + 0,1 * 34,38 = 4,02 \text{ m} \quad \begin{array}{l} < 0,2 * l_0 \\ > 2,9 \text{ m} \end{array}$$

Průřez není potřeba redukovat

Pro průřez nad podporou:

Pro konzolu:

$$l_{\text{mezi trámy}} = 2,1 \text{ m}$$

$$l_{\text{pole1}} = 40,45 \text{ m}; l_{\text{pole2}} = 60 \text{ m}$$

$$l_0 = 0,15 * (l_{\text{pole1}} + l_{\text{pole2}}) = 0,15 * (40,45 + 60) = 15,1 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = 0,2 * l_{\text{konzoly}} + 0,1 * l_0 = 0,2 * 2,1 + 0,1 * 15,1 = 1,93 \text{ m} \quad \begin{array}{l} < 0,2 * l_{\text{pole}} \\ > 2,1 \text{ m} \end{array}$$

Redukujeme šířku konzoly.

Pro desku mezi trámy:

$$l_{\text{mezi trámy}} = 2,9 \text{ m}$$

$$l_{\text{pole1}} = 40,45 \text{ m}; l_{\text{pole2}} = 60 \text{ m}$$

$$l_0 = 0,15 * (l_{\text{pole1}} + l_{\text{pole2}}) = 0,15 * (40,45 + 60) = 15,1 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = 0,2 * l_{\text{konzoly}} + 0,1 * l_0 = 0,2 * 2,9 + 0,1 * 15,1 = 2,1 \text{ m} \quad \begin{array}{l} < 0,2 * l_{\text{pole}} \\ > 2,9 \text{ m} \end{array}$$

Je potřeba redukovat šířku mezi trámy.

Pro výpočet jsou stanoveny efektivní hodnoty průřezových charakteristik pomocí programu AutoCAD, a je ve výpočtu počítáno s efektivními hodnotami průřezových charakteristik.

3. Materiály

3.1. Beton

Jelikož jsme jako konstrukci vybrali betonovou dvoutrámovou konstrukci, bude potřeba dle normy ČSN EN 206 a ČSN P 73 2404 definovat beton jak pro nosné konstrukce, tak pro jednotlivé konstrukční prvky. Nejdříve se budeme zabývat betonem jednotlivých konstrukčních prvků.

ŘÍMSY - C30/37 – XF4, XD3, XC4 (CZ F.2) – Cl, Dmax: 16 mm

PODKLADNÍ BETON - C25/30 – XA1 (3) Cl, Dmax: 32 mm

BETON NOSNÝCH PRVKŮ:

PILOTY	-	C25/30 – XA1, XC2 (CZ F.2) CI, Dmax: 16 mm
SPODNÍ STAVBA	-	C30/37 – XF4, XD2, XC4 (CZ F.2) CI, Dmax: 16 mm
NOSNÁ KONSTRUKCE	-	C50/60 – XF2, XD1, XC4 (CI F.2) CI, Dmax: 16 mm

Stanovení výpočetních parametrů betonu

Stanovení vlastností betonu nosné konstrukce C50/60 – XF2, XD1, XC4.

Charakteristická pevnost v tlaku: $f_{ck} = 50$ MPa

Návrhová hodnota betonu v tlaku: $f_{cd} = a_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$

γ_c - Redukční hodnota pro beton pro náš případ roven 1,5

a_{cc} - Redukční součinitel pro dlouhodobé nepříznivé způsoby zatěžování: 0,90

$f_{cd} = 0,90 * 50 / 1,5 = 30,0$ MPa

$f_{ctm} = 4,1$ MPa

$E_{cm} = 36$ GPa - sečnový modul pružnosti

$E_c = 1,05 * E_{cm} = 1,05 * 36 = 37,8$ MPa

Výše spočtené parametry platí pro beton stáří 28 dní.

V rámci práce je počítáno i s různými fázemi výstavby, to znamená i proměnlivými parametry betonu v čase. To je dosaženo v rámci modelu TDA v programu SCIA. Posouzení betonu v prvních fázích výstavby bude chtít upravit vlastnosti betonu (V čase $t=10$ dní má již beton většinu svých potřebných pevnostních charakteristik, beton je možné odbednit již například po třech dnech, kde má beton již přes 80% svých pevnostních charakteristik. Vlastnosti betonu se mění a budou měnit po celou dobu životnosti.).

Smršťování a dotvarování betonu je řešeno v rámci konstrukčního modelu, v rámci TDA analýzy. V každé fázi výstavby je programem vynesán jeden volný zatěžovací stav pro stálé zatížení od reologických změn dle zadaných parametrů.

3.2. Předpínací ocel

Dle EN je potřeba vybrat oceli, které odpovídají EN 10138. Materiál předpínací oceli je Y1860S7-15,7. Lana mají průměr 15,7 mm. Podrobné materiálové charakteristiky jsou uvedeny v tabulce.

Charakteristiky předpětí:			
Ap1 =	150	mm	(plocha jednoho lana)
f _{pk} =	1860	Mpa	(charakteristická pevnost předpínací oceli v tahu)
f _{p0,1k} =	1636,8	Mpa	(char. smluvní mez kluzu 0,1% předpínací oceli)
γ =	1,15		(součinitel materiálu PV)
f _{pd} =	1423,304	Mpa	(návrhová hodnota napětí předpínací výztuže)
předpoklad ztrát po 100 letech 25 %			
σ(100 let) =	1067,478	Mpa	

Předpokládáme, že výztuž povedeme v ocelovém kanálku o průměru 90 mm. Použity jsou lana s nízkou relaxací.

3.3. Betonářská výztuž

Stanoveno dle ČSN 42 0139

Následující hodnoty jsou stanoveny dle: ČSN EN 1992 – 1 – 1 ed.2, ČSN EN 1992 - 2

Betonářskou výztuž vybereme typu B500B.

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = f_{yk}/\gamma_s = 500/1,15 = 435 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

3.3.1. Stanovení krycí vrstvy

4. Zatížení

4.1. Všeobecně

Zatížení konstrukce a následné kombinace jsou stanoveny dle ČSN EN 1990 a ČSN EN 1991. v Rámci návrhu nosné konstrukce budou popsány následující zatěžovací stavy:

1. Vlastní tíha konstrukce
2. Ostatní stálé zatížení
3. Nerovnoměrné poklesy podpěr
4. Reologické změny
5. Zatížení od dopravy LM1, FLM3
6. Zatížení od teploty
7. Zatížení od staveniště

Ostatní zatížení (sníh, vítr a další zatížení dopravou) nebudou uvažována, důvody budou popsány v následujících řádcích. Sníh jako zatížení nebude uvažován, protože v rámci zatížení staveniště a pak provozu, zatížení sněhem nikdy nepřesáhne právě zatížení staveniště a zatížení dopravou. Zatížení větrem nebude uvažováno, protože se vítr v rámci kombinací nekombinuje s teplotou. Zatížení dopravou LM2 a LM3 a zatížení chodci nepřesáhne zatížení LM1, proto je v rámci návrhu uvažováno pouze právě zatížení LM1.

4.2. Zatížení stálé

4.2.1. Zatížení vlastní tíhou

Zatížení vlastní tíhou je stanoveno na základě průřezu konstrukce dle zásad ČSN EN 1990 a ČSN EN 1991 – 1 – 1. Zatížení vlastní tíhou je v rámci výrobních fází konstrukce vnášeno pomocí přírůstků zatížení od dané fáze. Vzhledem k liniové podpoře, (bednění) betonovaného celku se vnesené zatížení v konstrukci projeví až po jejím odbednění.

4.2.2. Ostatní stálé zatížení

Ostatní stálé zatížení bude na konstrukci vneseno po dokončení betonáže posledního dílu konstrukce. Jelikož je na každou část konstrukce 10 dní, je tedy ostatní stálé na konstrukci vneseno v čase $t = 40$ dní. (čas je důležitý pro zatěžovací stav od reologických změn).

Stanovení velikosti ostatního stálého zatížení:

1. železobetonové římsy	$2 * 0,66 * 25,0 =$	33,0	kN/m
2. NAIP 5 mm	$11,5 * 0,005 * 23,0 =$	1,323	kN/m
3. MA 16 IV 40 mm	$7,5 * 0,04 * 25,0 =$	7,5	kN/m
4. ACO 11+ 40 mm	$7,5 * 0,04 * 25,0 =$	7,5	kN/m
5. Svodidlo	2 * svodidlo	2,0	kN/m
6. Ocelové zábradlí	2 * zábradlí	2,0	kN/m

Celkem $(g-g_0)_m =$ 53,33 kN/m

Horná charakteristická hodnota:

$$(g-g_0)_{k,sup} = 33,0 + 1,4 * (1,323 + 7,5 + 7,5) + 2 + 2 = 59,85 \text{ kN/m}$$

Dolní charakteristická hodnota:

$$(g-g_0)_{k,inf} = 33,0 + 0,8 * (1,323 + 7,5 + 7,5) + 2 + 2 = 50,06 \text{ kN/m}$$

V rámci vozovky je uvažováno +40% a -20% v nejistotách provádění.

4.2.3. Zatížení nerovnoměrnými poklesy

V rámci posouzení konstrukce je nutno uvážit nerovnoměrné poklesy podpor. V našem případě a pro potřeby posouzení konstrukce budou zadány čtyři zatěžovací stavy (poklesy každé jednotlivé podpory zvažt). Pokles jedné podpory je 5 mm.

4.2.4. Reologické změny

Tento zatěžovací stav je generován programem SCIA. Program v rámci nastavení fází výstavby umožňuje právě každé fázi přiřadit právě jedno stálé zatížení, jedno předpětí a

program si sám nechává volné místo pro stálé zatížení od reologických změn. Toto zatížení je generované programem.

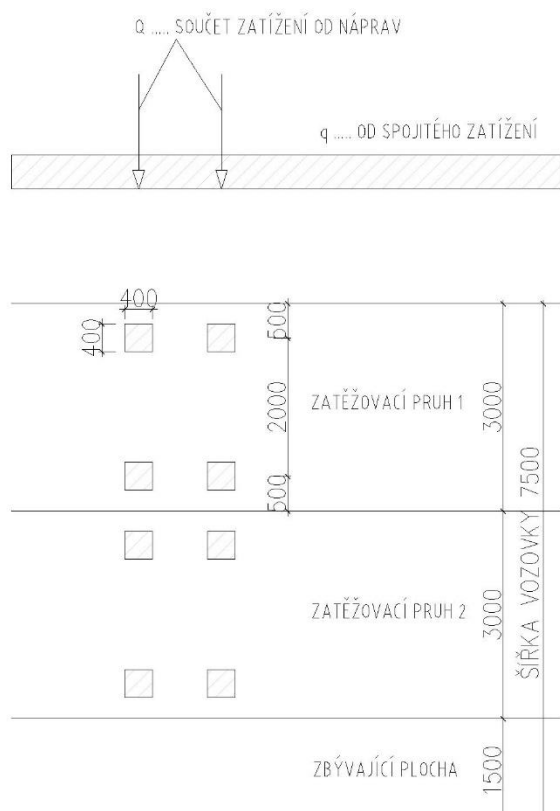
4.3. Zatížení proměnné

4.3.1. Zatížení dopravou LM1

Stanoveno dle ČSN EN 1991 – 2, článek 4.3.2

ŠÍŘKA VOZOVKY w	POČET ZATĚŽOVACÍCH PRUHŮ	ŠÍŘKA ZATĚŽOVACÍHO PRUHU w_i	ŠÍŘKA ZBÝVAJÍCÍ PLOCHY
$w < 5,4$ m	$n = 1$	3 m	$w - 3$ m
$5,4 < w < 6$ m	$n = 2$	$w/2$	0
$6 \text{ m} < w$	$n = \text{Int}(w/3)$	3 m	$w - 3 \times n$

Tato navrhovaná konstrukce má šířku vozovky 7,5 m. Proto máme na vozovce 2 zatěžovací pruhy, napsan



V tomto schématu jsou nápravové síly uvažovány jako koncentrované plošné zatížení. Ve výpočetním modelu budou uvažovány jako osamělá břemena. Pro jednotlivé nápravové síly v jednotlivých pruzích je dle normy ČSN EN 1991 – 2, dána její velikost a regulační součinitel α (jiný pro nápravové síly a jiný pro spojité zatížení). V tomto případě použijeme regulační součinitele pro skupinu pozemních komunikací 1.

Hodnoty uvažovaných

UMÍSTĚNÍ	NÁPRAVOVÉ SÍLY Q_i	ROVNOMĚRNÉ ZATÍŽENÍ q_i
PRUH ČÍSLO 1	300,0 kN	9,0 kN/m
PRUH ČÍSLO 2	200,0 kN	2,5 kN/m
ZBÝVAJÍCÍ PLOCHA	0 kN	2,5 kN/m

Hodnoty regulačních součinitelů

SKUPINA POZEMNÍCH KOMUNIKACÍ	α_{Q1}	α_{Q2}	α_{Q3}	α_{q1}	α_{q2}	α_{q3}
1	1,0	1,0	1,0	1,0	2,4	1,2

Stanovení nápravových sil:

$$Q_1 = 300 \text{ kN}$$

$$Q_2 = 200 \text{ kN}$$

$$\alpha_{Q1} = 1,0$$

$$\alpha_{Q2} = 1,0$$

$$\text{Celková uvažovaná nápravová síla: } Q_1 * \alpha_{Q1} + Q_2 * \alpha_{Q2} = 300 * 1,0 + 200 * 1,0 = 500 \text{ kN}$$

Stanovení velikosti spojitého zatížení:

$$q_1 = 9,0 \text{ kN}, w_1 = 3 \text{ m}$$

$$q_2 = 2,5 \text{ kN}, w_2 = 3 \text{ m}$$

$$q_{zb} = 2,5 \text{ kN}, w_{zb} = 1,5 \text{ m}$$

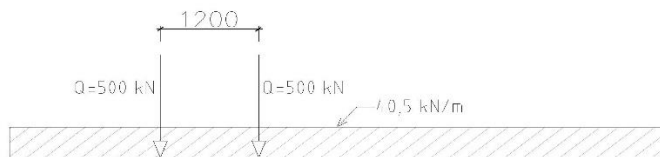
$$\alpha_{q1} = 1,0$$

$$\alpha_{q2} = 2,4$$

$$\alpha_{zb} = 1,2$$

$$\text{Celková uvažovaná intenzita spojitého zatížení: } q_1 * w_1 * \alpha_{q1} + q_2 * w_2 * \alpha_{q2} + q_{zb} * w_{zb} * \alpha_{q2} =$$

$$= 9,0 * 3,0 * 1,0 + 2,5 * 3,0 * 2,4 + 2,5 * 1,5 * 1,2 = 27 + 9 + 4,5 = 40,5 \text{ kN/m}$$

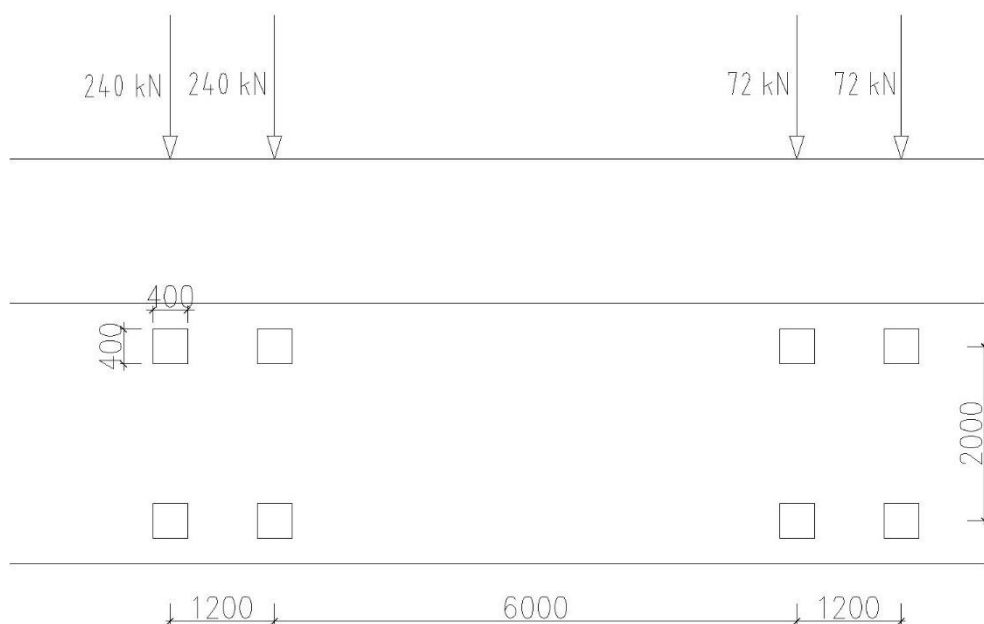


4.3.2. Zatížení modelem FLM3

Stanoveno dle ČSN EN 1991 – 2, článek 4.6.4

Zatěžovací model FLM3 je model zatížení na únavu, dle ČSN EN 1991 – 2. Model má čtyři nápravy každá z nich je stejná. Nápravová síla 120 kN . Dotyková plocha je $400 \times 400 \text{ mm}$, nicméně pro modelování konstrukce nejsou důležitá.

MODEL ZATÍŽENÍ NA ÚNAVU 3



4.3.3. Zatížení teplotou

Pro stanovení zatížení teplotou jsou možné dva postupy. Postup 1 uvažuje pouze lineární rozdílovou složku teploty. Postup 2 zahrnuje i nelineární složku teploty. Ke stanovení účinků teploty na konstrukci zvolíme postup číslo 1.

Navrhovaná konstrukce je betonový nosník, takže dle stanovíme:

$$\Delta T_{M,heat} = 15 \text{ } ^\circ\text{C}$$

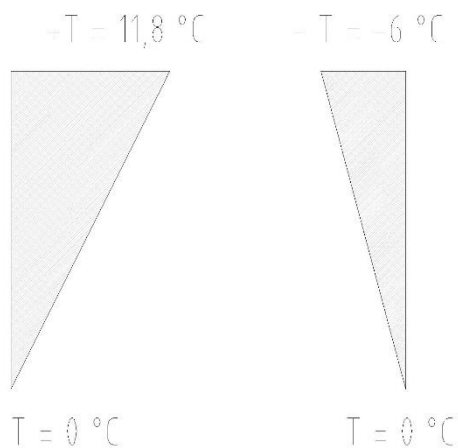
$$\Delta T_{M,cool} = -8 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Tyto hodnoty jsou uvažovány pro tloušťku mostního svršku 50 mm. Mostní svršek naší konstrukce je 85 mm, takže dle tab.... vybereme součinitel k_{sur} pro 100 mm, který je roven 0,7 a hodnoty pro 50 a 100 lineárně interpolujeme.

$$k_{sur} \text{ pro } 85 \text{ mm} = 0,745$$

$$\Delta T_{M,heat} * k_{sur} = 15 * 0,745 = 11,8 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{M,cool} * k_{sur} = -8 * 0,745 = -6,0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

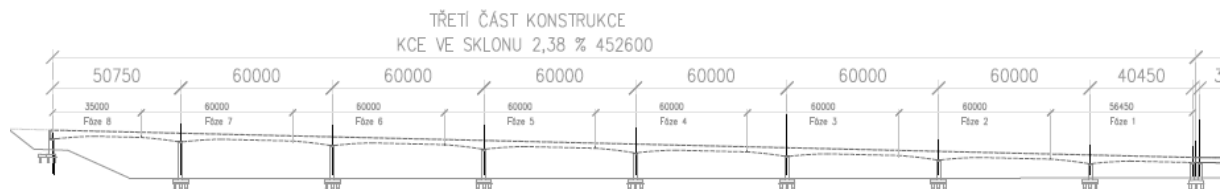


Průběh teploty po betonovém nosníku.

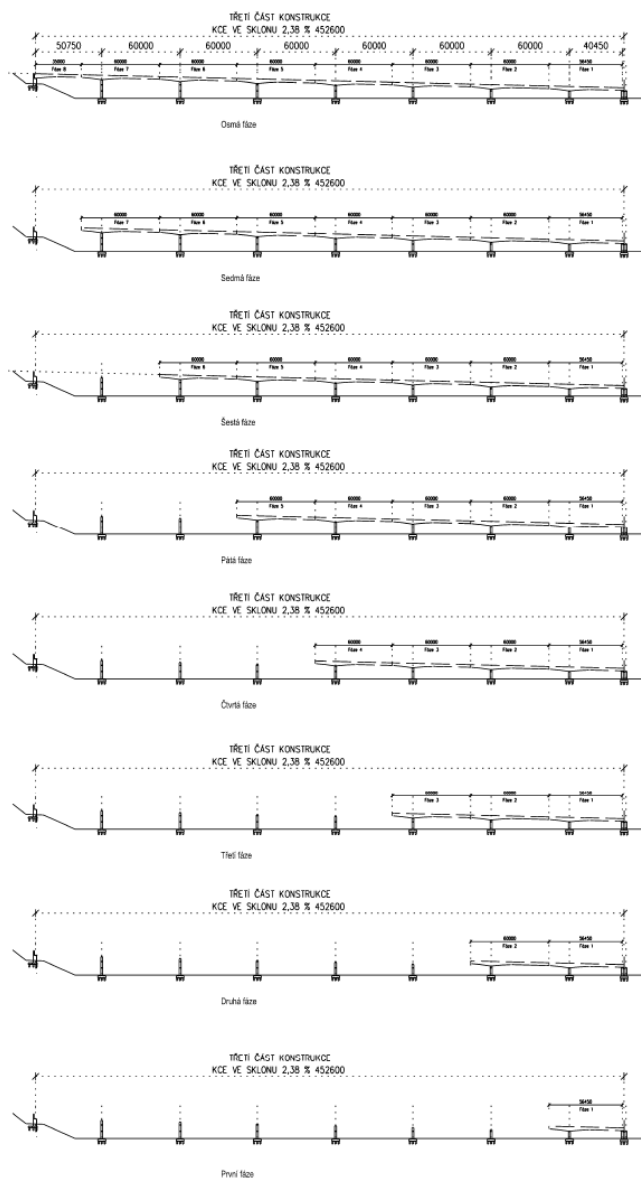
4.3.4. Zatížení staveniště

Zatížení stavebními pracemi je uvažováno na šířku nosné konstrukce 1 kN/m^2 . Pro šířku konstrukce 11,5 m je uvažované zatížení $1 * 11,5 = 11,5 \text{ kN/m}$.

5. Fáze výstavby



Vybetonováno cca po 82 dnech



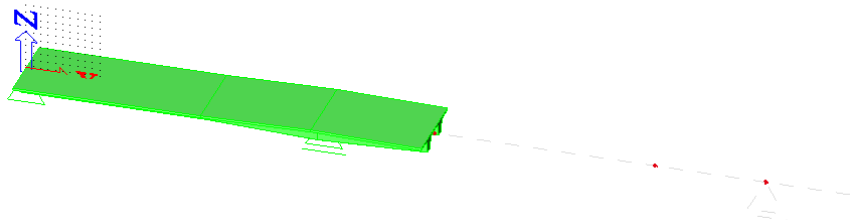
První část estakády (viz výkres Podélný řez 1:2000) Bude rozdělena na jednotlivé fáze výstavby dle následujícího klíče.

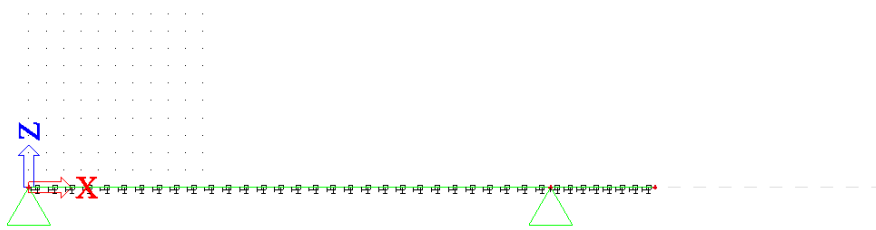
1. Betonáž první části $t = 21$ dní
2. Betonáž druhé části $t = 21$ dní
3. Betonáž třetí části $t = 21$ dní
4. Betonáž čtvrté části $t = 21$ dní
5. Betonáž páté části $t = 21$ dní
6. Betonáž šesté části $t = 21$ dní
7. Betonáž sedmé části $t = 21$ dní
8. Betonáž osmé části $t = 21$ dní
9. Konec výstavby $t = 21$ dní
10. Ostatní stálé zat. $t = 170$ dní
11. Uvedení do provozu $t = 230$ dní
12. Konec životnosti $t = 36500$ dní

V rámci betonáže je do konstrukce vneseno i předpětí. Betonáž je modelována pomocí liniové podpory, která reprezentuje bednění. Bednění je uvažováno jako podpora v ose Z, tak v ose X. Bednění je po deseti dnech odebráno. Stálé zatížení betonáží jednotlivých polí jsou jejich vlastní tíhy, není-li uvedeno jinak

5.1. Fáze jedna

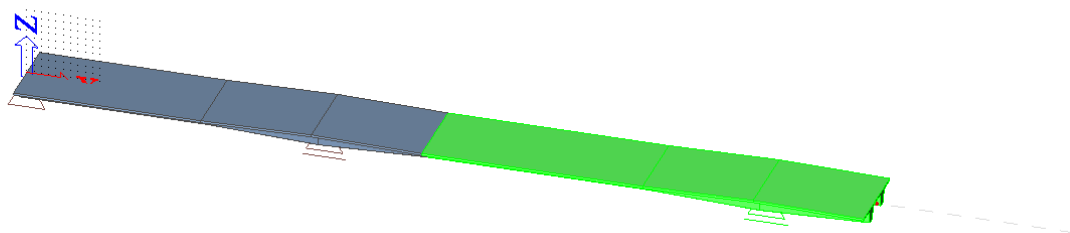
Fáze jedna výstavby začíná v čase $t = 0$. V čase $t = 0$, je do bednění nalitý beton. Beton je ošetřován 3 dny. Poté je do této části konstrukce vneseno předpětí, jeho velikost a geometrie je řešena v pozdějších kapitolách. první fáze konstrukce působí jako prostý nosník s převislým koncem, tedy jako staticky určitá konstrukce. Podpory jsou 40,45 m od sebe a převislý konec je délky 15 m.

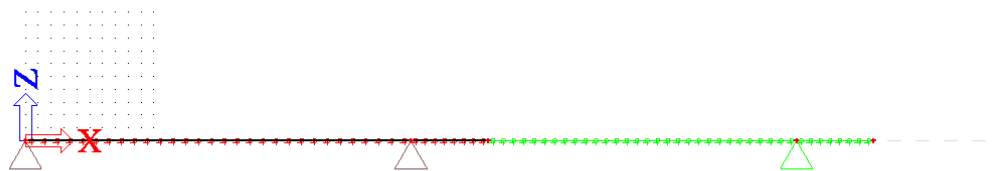




5.2. Fáze dva

Fáze dva začíná v čase $t = 21,1$ dne. V čase $t = 21,1$ dne je do bednění nalitý beton. Opět je beton ošetřován tři dny. Poté je do betonové konstrukce vneseno předpětí. Samotná konstrukce po odstranění bednění již působí jako spojitá konstrukce o dvou polích s převislým koncem délky 15 m. V tuto chvíli je již vybetonováno první pole 40,45 m, druhé pole 60 m a převislý konec 15 m. Celková délka konstrukce je tuto chvíli 66 m. Stálým zatížením této fáze je vlastní tíha druhé části konstrukce.

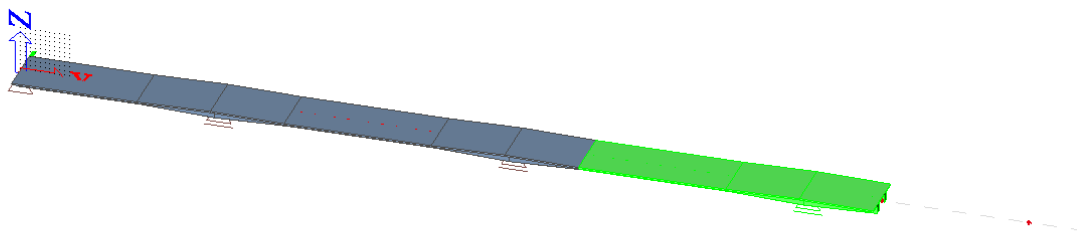




Pozn.: Červeně zvýrazněná podpora zobrazuje odbednění konstrukce a zelené zvýraznění ukazuje nové přidané prvky v dané fázi výstavby. Klasické černé prvky zobrazují konstrukce již zhotovené v předešlých fázích.

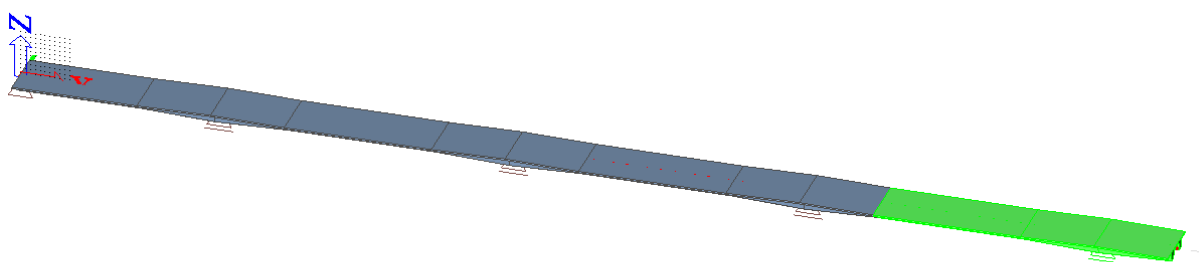
5.3. Fáze tři

Fáze tři začíná v čase $t = 42,1$ dne. V čase $t = 42,1$ dnů, je do bednění nalitý beton. Opět je beton ošetřován tři dny. Poté je do betonové konstrukce vneseno předpětí. Samotná konstrukce po odstranění bednění již působí jako spojitá konstrukce o třech polích.



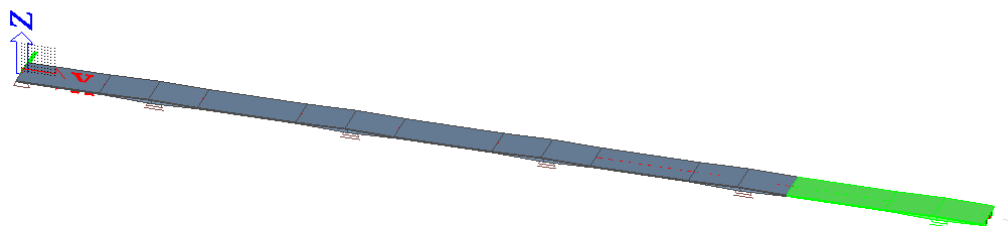
5.4. Fáze čtyři

Fáze čtyři začíná v čase $t = 63,1$ dne. V čase $t = 63,1$ dnů, je do bednění nalitý beton. Opět je beton ošetřován tři dny. Poté je do betonové konstrukce vneseno předpětí. Samotná konstrukce po odstranění bednění již působí jako spojitá konstrukce o čtyřech polích s převislým koncem.



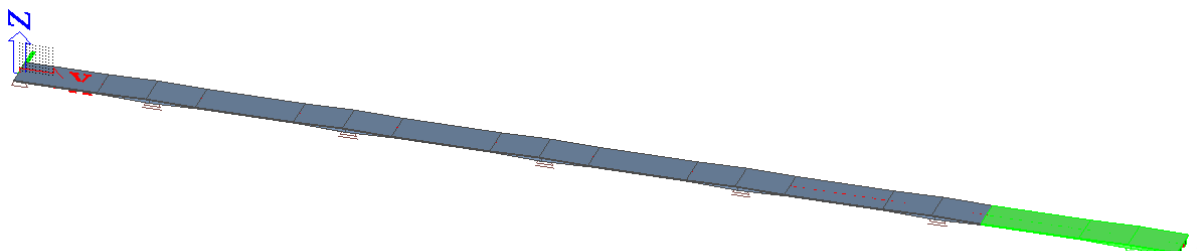
5.5. Fáze pět

Fáze pět začíná v čase $t = 84,1$ dne. V čase $t = 84,1$ dnů, je do bednění nalitý beton. Opět je beton ošetřován tři dny. Poté je do betonové konstrukce vneseno předpětí. Samotná konstrukce po odstranění bednění již působí jako spojitá konstrukce o pěti polích s převislým koncem.



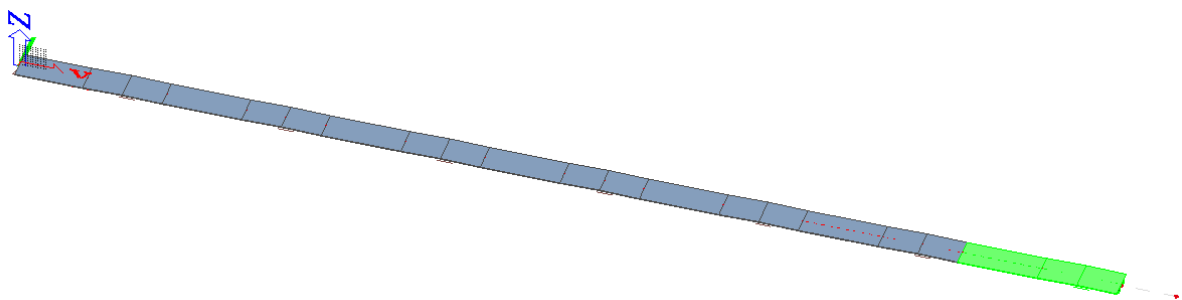
5.6. Fáze šest

Fáze šest začíná v čase $t = 105,1$ dne. V čase $t = 105,1$ dnů, je do bednění nalitý beton. Opět je beton ošetřován tři dny. Poté je do betonové konstrukce vneseno předpětí. Samotná konstrukce po odstranění bednění již působí jako spojitá konstrukce o šesti polích s převislým koncem.



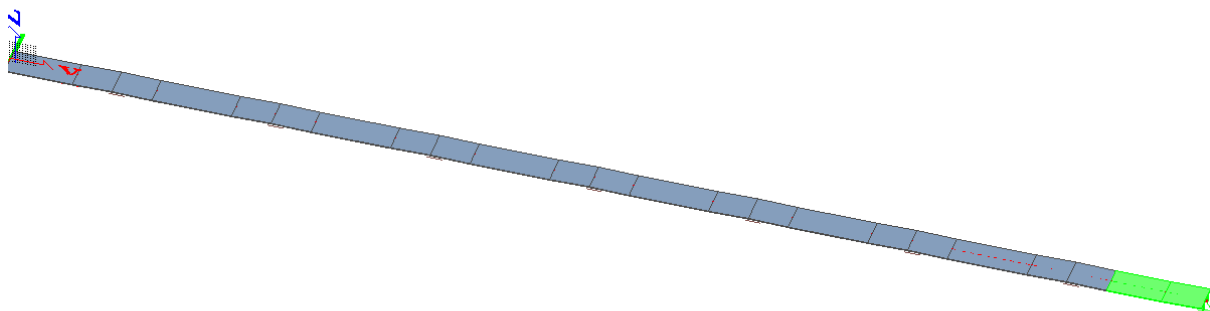
5.7. Fáze sedm

Fáze šest začíná v čase $t = 126,1$ dne. V čase $t = 126,1$ dnů, je do bednění nalitý beton. Opět je beton ošetřován tři dny. Poté je do betonové konstrukce vneseno předpětí. Samotná konstrukce po odstranění bednění již působí jako spojitá konstrukce o sedmi polích s převislým koncem.



5.8. Fáze osm

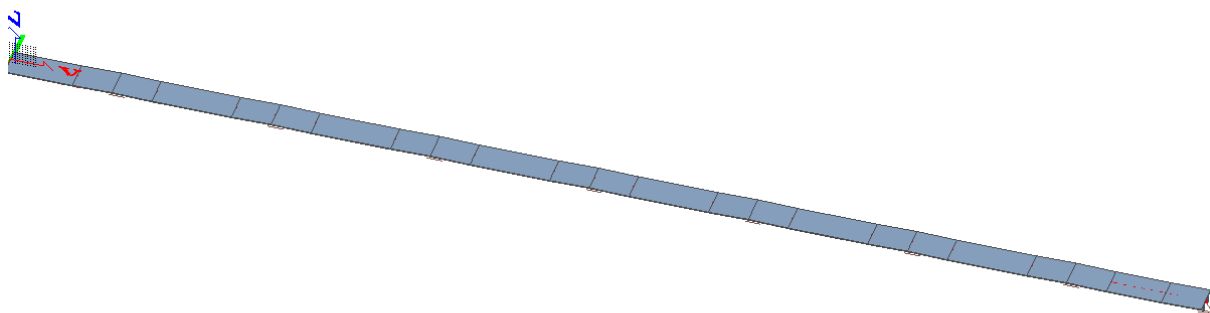
Fáze osm začíná v čase $t = 147,1$ dne. V čase $t = 147,1$ dnů, je do bednění nalitý beton. Opět je beton ošetřován tři dny. Poté je do betonové konstrukce vneseno předpětí. Samotná konstrukce po odstranění bednění již působí jako spojitá konstrukce o osmi polích.



5.9. Fáze devět

Fáze devět začíná v čase $t = 168,1$ dne.

V této fázi je konstrukce dokončena a je odstraněno bednění posledního pole. Tato fáze je v modelu označena jako poslední fáze výstavby.



5.10. Fáze deset

V čase $t = 170$ dní je započata práce na vozovce a vybavení kostní konstrukce. Stálým zatížením v této fázi je ostatní stálé zatížení.

5.11. Fáze jedenáct

V čase $t = 230$ dní je celá estakáda uvedena do provozu.

5.12. Fáze dvanáct

V čase $t = 36500$ dní je celá estakáda na konci své předpokládané životnosti.

6. Vnitřní síly

6.1. Model pro výpočet

Jako model pro posouzení konstrukce z globálního pohledu, byl zvolen model prutový. Prutový model je schopen věrně vystihnout chování konstrukce pro potřeby posouzení

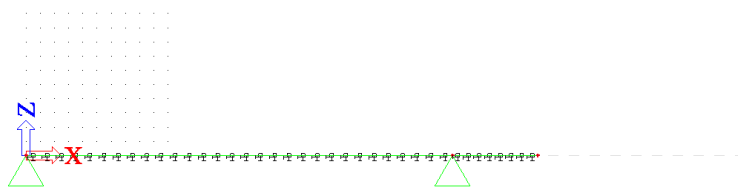
z hlediska MSP a MSÚ. Pro posouzení konstrukce v příčném směru bylo potřeba vytvořit model deskostěnový, který slouží hlavně pro posouzení chování desky mezi trámy. Prutový model má dále tu výhodu, že v rámci TDA analýzy je schopen postihnout historii zatěžování a změny materiálových charakteristik v čase. Tento přístup ovšem funguje pouze pro 2D modely, proto by 3D model pro globální analýzu konstrukce tak vhodný nebyl.

6.2. Vnitřní síly od vlastní tíhy.

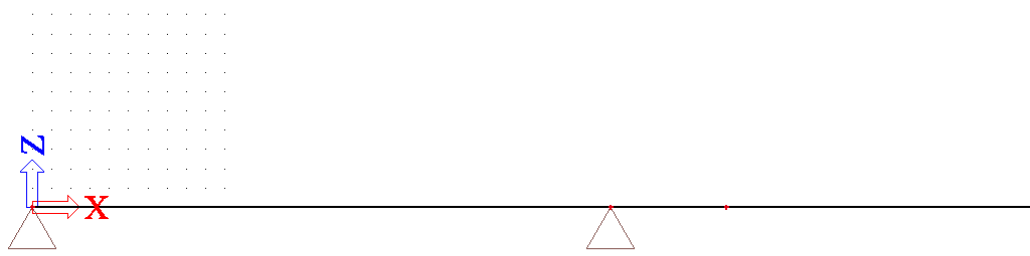
Vnitřní síly od vlastní tíhy jsou do konstrukce vnášeny postupně, jak se most postupně realizuje. V rámci realizace je nejdříve připraveno bednění, do něj se umístí beton, který je tři dny ošetřován, poté je do konstrukce vneseno předpětí a poté je konstrukce odbedněna. A v době odstranění bednění začne na konstrukci působit vlastní tíha realizovaného pole. Konstrukce má několik fází výstavby a pro každou fázi má vlastní zatěžovací stav „vlastní tíha“, který počítá s vlastní tíhou nikoli celé konstrukce, ale pouze právě realizovaného pole. Takže teprve až sečteme pomocí principu superpozice všechny zatěžovací stavy „vlastní tíha pole“ dostaneme výsledné působení konstrukce od celkové vlastní tíhy. Pro první a druhé pole bude tento postup podrobněji rozebrán pro přesnější představu.

Ve fázi jedna je do bednění umístěn beton. V tuto chvíli na nosnou konstrukci (v tomto případě myšleno na trám), nepůsobí žádné vnitřní síly. Nosnou funkci v této fázi přejímá výsuvná skruž.

Vzhledem k velkému množství výsledků, zde budou uvedeny pouze výsledky pro čas uvedení do provozu a konec životnosti (bude vyjádřeno v rámci přírůstků jednotlivých vnitřních sil od reologických změn). Jedinou výjimkou bude ostatní stálé zatížení, které je vneseno do konstrukce o fázi dříve. Vnitřní síly jednotlivých fází budou uvedeny vždy k danému posouzení dané fáze.

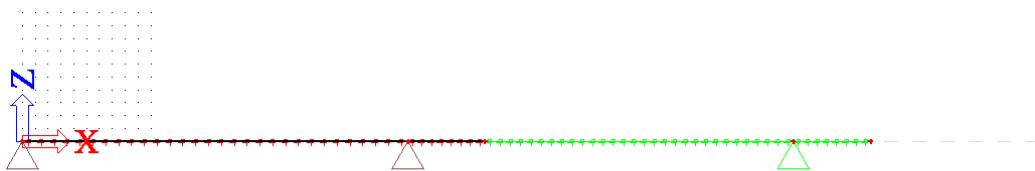


Zelenou jsou zobrazeny prvky v první fázi konstrukce.

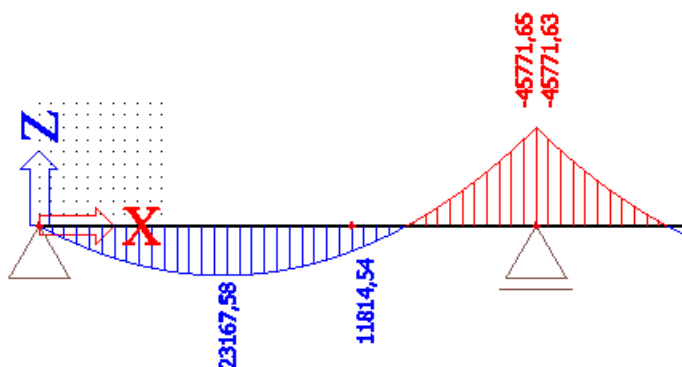


V této fázi nejsou na konstrukci žádné vnitřní síly.

Ve fázi dvě, je bednění první části odstraněno, a konstrukce již nějaké statické účinky vyvozuje. V této fázi se betonuje druhé pole, které jak je vidět z následujícího obrázku statický nepůsobí, protože nosnou funkci opět přejímá výsuvná skruž.



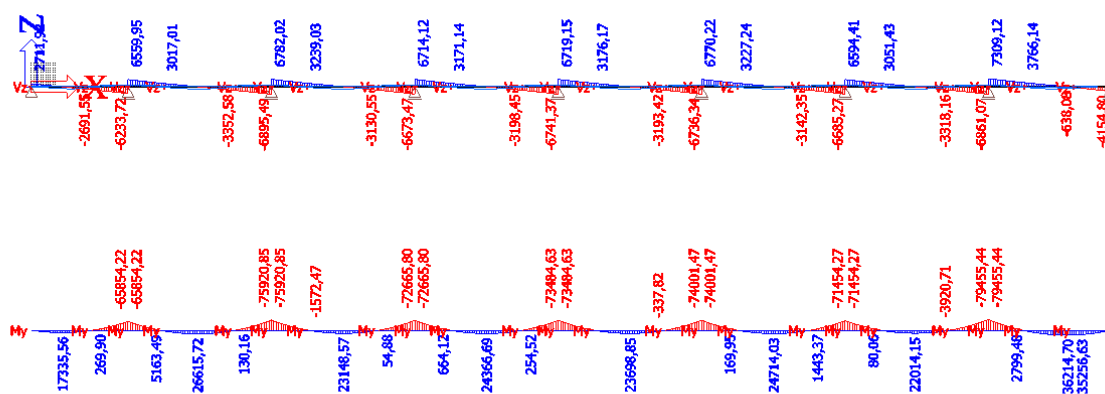
Moment od vlastní tíhy vypadá následovně:



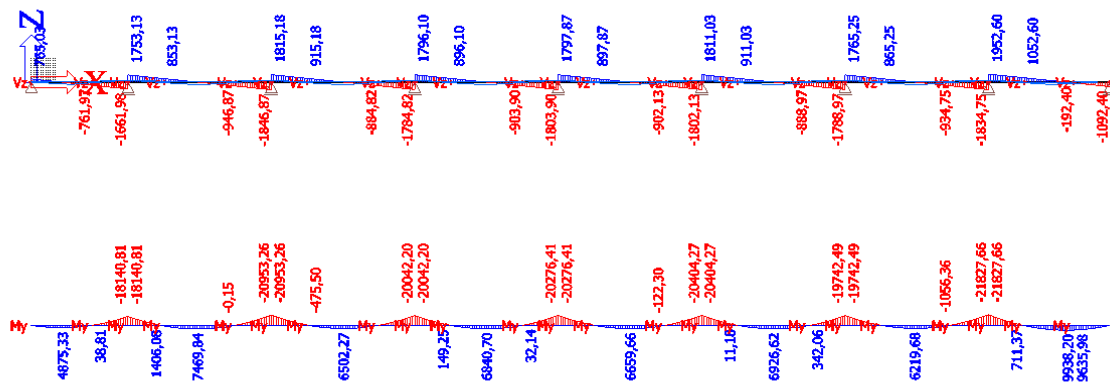
V tuto chvíli začíná působit staticky první pole.

Takto je na konstrukci postupně nanášeno zatížení od vlastní tíhy k tomu přeřazené zatížení od reologických změn v dané fázi.

6.3. Vlastní tíha – Uvedení do provozu



6.4. Ostatní stálé zatížení – pro dokončeno konstrukci

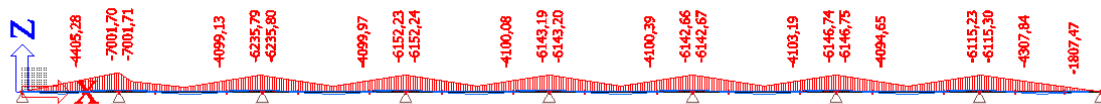


6.5. Reologické změny

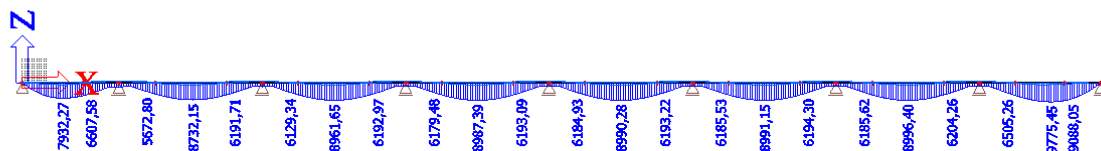
Tyto účinky jsou řešeny jako přírůstky k vnitřním silám k každé fázi konstrukce. Hodnoty vnitřních sil budou uvedeny v rámci kombinací pro jednotlivá posouzení v různých časech a fázích konstrukce a pro různé průřezy.

6.6. Vnitřní síly od zatížení modelem LM1 – TS

6.6.1 Obálka $M_y - \min$

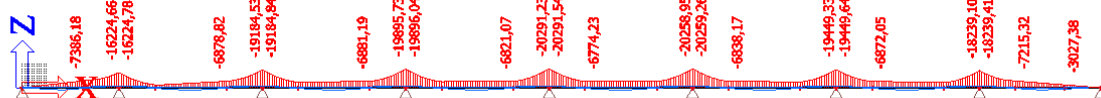


6.6.2. Obálka M_y – max

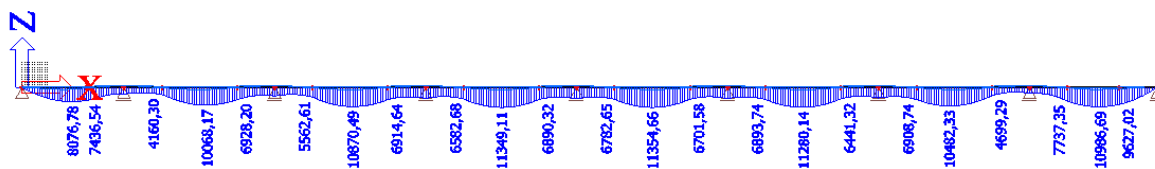


6.7. Vnitřní síly od zatížení modelem LM1 – UDL

6.7.1. Obálka M_y – min



6.7.2. Obálka M_y – max

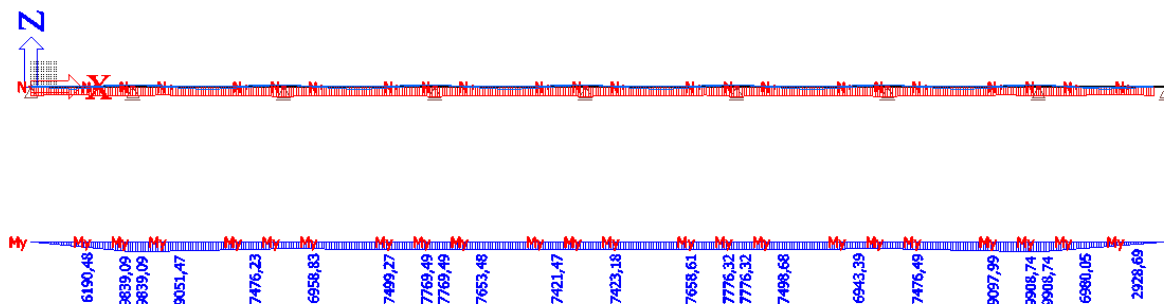


6.8. Vnitřní síly od zatížení modelem FLM3 (únavový model)

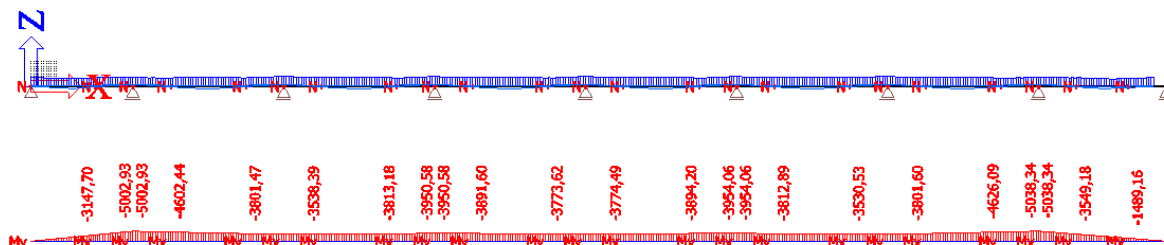
6.8.1. Obálka M_y – min

6.8.2. Obálka M_y – max

6.9. Vnitřní síly od ohřátí konstrukce



6.10. Vnitřní síly od ochlazení konstrukce



6.11. Vnitřní síly od stavenišť

Jsou součástí stavebních fází, v rámci, kterých byly vytvořeny kombinace dle ČSN EN 1990.

7. Sestavení kombinací

Kombinace jsou sestaveny dle metodiky uvedené v ČSN EN 1990 – Zásady navrhování konstrukcí. Obecně pro mosty pozemních komunikací platí určitá kombinační pravidla. Zde budou uvedena pravidla uplatněna v rámci tohoto konkrétního návrhu.

1. Současné zatížení větrem a teplotou se neuvažuje, pokud to není v daném projektu nezbytně nutné

Každá konstrukce by se dle své povahy, způsobu namáhání a dalším očekávatelným předpokladům měla posoudit z hlediska následujících mezních stavů únosnosti:

1. EQU: ztráta statické rovnováhy konstrukce nebo její části
2. STR: vnitřní porucha popřípadě nadměrná deformace nebo nosných prvků
3. GEO: porucha nebo nadměrná deformace základové půdy
4. FAT: únavová porucha konstrukce nebo nosných prvků
5. UPL: ztráta rovnováhy konstrukce nebo základové půdy v důsledku vztlaku vody
6. HYD: nadzdvihování dna, vnitřní eroze a sufose v základové půdě způsobená hydraulickými spády

V našem případě se budeme věnovat posouzení číslo 2 a posouzení číslo 4.

V rámci sestavování kombinací pro posouzení MSÚ máme tři možnosti, jakým způsobem kombinace sestavit.

$$6.10: \quad \sum \gamma_{G,j} + G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_P * P \text{ "+" } \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} \text{ "+" } \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

$$6.10a: \quad \sum \gamma_{G,j} + G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_P * P \text{ "+" } \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} * Q_{k,1} \text{ "+" } \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

$$6.10b: \quad \sum \xi_j \gamma_{G,j} + G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_P * P \text{ "+" } \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} \text{ "+" } \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

- Kde:
- $\gamma_{G,j}$ je dílčí součinitel j-tého stálého zatížení
 - $G_{k,j}$ je charakteristická hodnota j-tého stálého zatížení
 - γ_P je dílčí součinitel zatížení od předpětí
 - P je příslušná reprezentativní hodnota zatížení od předpětí
 - $\gamma_{Q,1}$ je dílčí součinitel hlavního proměnného zatížení
 - $Q_{k,1}$ je charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení
 - $\gamma_{Q,i}$ je dílčí součinitel vedlejšího i-tého proměnného zatížení
 - $Q_{k,i}$ je charakteristická hodnota vedlejšího i-tého proměnného zatížení
 - ψ_0 je kombinační součinitel pro hodnotu proměnného zatížení
 - ψ_1 je kombinační součinitel pro častou hodnotu proměnného zatížení
 - ψ_2 je kombinační součinitel pro kvazistálou hodnotu proměnného zatížení
 - ξ_j je redukční součinitel pro nepříznivé stálé zatížení G

Pro tyto kombinace budou použity následující součinitele zatížení:

Zatížení	Nepříznivé účinky	Příznivé účinky
Stálá zatížení	$\gamma_{G,sup} = 1,35$	$\gamma_{G,inf} = 1,00$
Nerovnoměrné poklesy	$\gamma_{G,set} = 1,20$	$\gamma_{G,set} = 1,20$
Zatížení dopravou na pozemních komunikacích	$\gamma_Q = 1,35$	$\gamma_Q = 0,0$
Redukční součinitel ξ	$\xi = 0,85$	

Pro příznivé účinky předpětí je součinitel pro předpětí roven 1,00.

Kombinace pro posouzení konstrukce v rámci MSP jsou kombinace:

1. Charakteristická – používaná pro nevratné mezní stavy
2. Častá – používaná pro vratné mezní stavy
3. Kvazistálá – používaná pro dlouhodobé účinky a vzhled konstrukce

Někdy je možné se u mostů pozemních komunikací setkat také s kombinací Občasnou. V tomto případě ovšem uvažována nebude. Následuje klíč pro sestavení kombinací pro posouzení konstrukce v mezních stavech použitelnosti.

Charakteristická kombinace zatížení:

$$\sum G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum \psi_{1,i} * Q_{k,i}$$

Častá kombinace zatížení:

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

Kvazistálá kombinace zatížení:

$$\sum G_{k,j} + P + \sum \psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

Pro posouzení v MSP jsou uvažovány následující kombinační součinitele:

Zatížení	Značka	ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\psi_{1,infq}$	
Zatížení dopravou	gr1a LM1	TS - dvojnáprava	0,75	0,75	0	0,8
		UDL - (rovn. Zatížení)	0,4	0,4	0	0,8
Zatížení teplotou	T_k	0,6	0,6	0,5	0,8	
Zatížení větrem	Vzhledem k minimálním účinkům, zatížení zanedbám					

Součinitel pro staveništní zatížení je ve všech kombinacích uvažován jako 1.

V rámci kombinací, je dle normy potřeba posoudit konstrukci na účinky zemětřesení. Ale jelikož se konstrukce nachází na území se zanedbatelnou seismickou aktivitou, toto posouzení není vyžadováno. Pro oblast Plzeňska není posouzení povinné.



Zdroj:

https://www.casopisstavebnictvi.cz/nova-norma-pro-navrhovani-konstrukci-odolnych-proti-ucinkum-zemetreseni_N2126

Vzhledem k obrovskému množství vygenerovaných výsledků, budou kombinace, které budou vyvozovat extrémní namáhání konstrukce uvedeny k příslušnému posouzení.

8. Návrh předpětí

8.1. Obecně

Návrh předpětí byl pro tuto konstrukci proveden tak, aby v kvazistálé kombinaci se v žádné stavební fázi a v žádném řezu nevyskytlo takové napětí pro všechny kombinace a zatěžovací stavy. Zároveň byl kladen velký důraz, aby na konci životnosti v konstrukci zůstala tlaková rezerva.

Pro tyto potřeby byl v programu Excel sestaven výpočet, podle kterého bude předpětí navrženo.

Vstupy do tohoto výpočtu jsou vnitřní síly od kvazistálých kombinací jednotlivých fází výstavby. Dále jsou odhadnuty ztráty předpětí, jako okamžité 5%, ztráty pro uvedení do provozu 15% a na konci životnosti je uvažováno 25% celkové ztráty napětí v předpínacích kabelech.

8.2. Předběžný návrh předpínací výztuže

Následuje tabulka se základními údaji kabelů a průřezů.

Návrh předpětí - předběžný

Momenty kvazistálé kombinace:	$M_{\text{krajní pole}} =$	32
	$M_{\text{nad podporou}} =$	-95
	$M_{\text{ve středním poli}} =$	28
Nyní budeme muset odhadnou staticky neurčitý moment: Odhad cca 10-20 % $M_{\text{nad podporou}}$		
$M_{p, \text{neurčitý}} =$	$(0,1-0,2) \times M_{\text{nad podporou}}$	-9,5 - -19 vezmeme : 15 MNm
Nyní momenty ok kvazistálé kombinace opravíme podle odhadnutého momentu		
$M_{\text{krajní pole}} =$	32 + 6	= 38 MNm
$M_{\text{nad podporou}} =$	-95 + 15	= -80 MNm
$M_{\text{ve středním poli}} =$	28 + 15	= 43 MNm

Předpětí je takto uvažováno v posledním stádiu životnosti:

Vypočet (návrh excentricity)			
Průřez v poli			
Výška průřezu =	2,00		m
Krytí =	0,09		m
Průměr kabelového kanálku =	0,09		m
Vzdálenost k horním vláknům =	0,70		m
Vzdálenost k dolním vláknům =	1,30		m
Excentricita horní (eh) =	0,57		m
Excentricita dolní (ed) =	1,17		m
Vlastnosti betonového průřezu			
Pocha betonového průřezu v poli $A_p =$	8,5313		m ²
Plocha betonového průřezu nad podporou $A_n =$	10,397		m ²
Průřez v poli			
Průřezový modul, horní vlákna $W_h =$	2,32362		m ³
Průřezový modul, dolní vlákna $W_d =$	4,35345		m ³
Průřez nad podporou			
Průřezový modul, horní vlákna $W_h =$	4,09212		m ³
Průřezový modul, dolní vlákna $W_d =$	7,94353		m ³
Průřez nad podporou			
Výška průřezu =	3,00		m
Krytí =	0,09		m
Průměr kabelového kanálku =	0,09		m
Vzdálenost k horním vláknům =	1,02		m

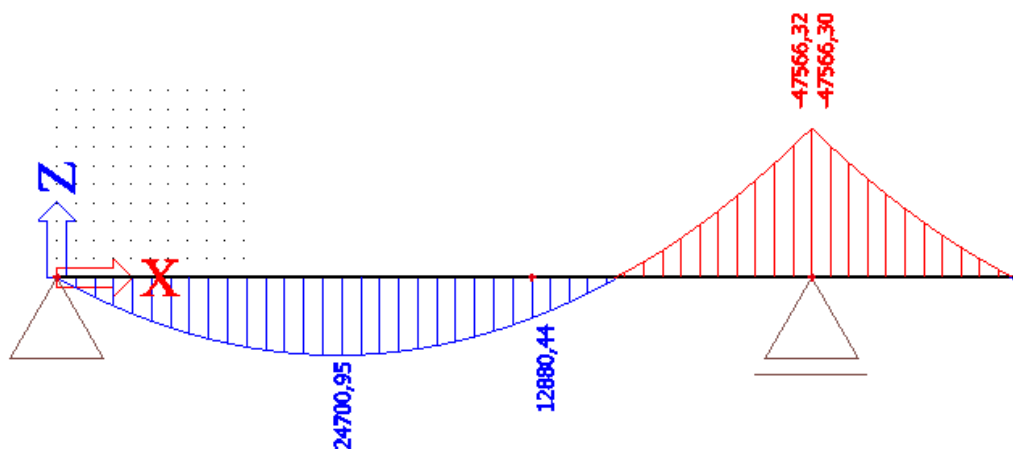
Vzdálenost k dolním vláknům =	1,98		m
Excentricita horní (eh) =	0,89		m
Excentricita dolní (ed) =	1,85		m
Výpočet napětí od kvazistálé kombinace			
Krajní pole:	Zajímají náš dolní vlákna	Napětí	
$N_p =$	22,68262 MN	1104,75	20531,9052 mm ²
Nad podporou:	Zajímají náš horní vlákna		
$N_p =$	74,30079 MN	1104,75	67255,7474 mm ²
Střední pole:	Zajímají náš dolní vlákna		
$N_p =$	16,71351 MN	1104,75	15128,7722 mm ²
Potřebná plocha předpínací výztuže			
Plocha jednoho lana:	$A_{lano} =$	0,00015	m ²
Počet lan v kabelu:	$n_{lan} =$	31	
Počet kabelů	$n_{kabelů} =$	16	
Celková potřebná plocha:	$A_p =$	0,0744	m ²

Pro návrh je tedy uvažováno 31 lan v kabelu a celkem 16 kabelů. Tyto kabely by měly být schopny pokrýt nadpodporové momenty, ale v poli je potřeba je vést kabely s menší než maximální excentricitou, jinak by vedení kabelu mělo zásadní vliv na nefunkčnost konstrukce.

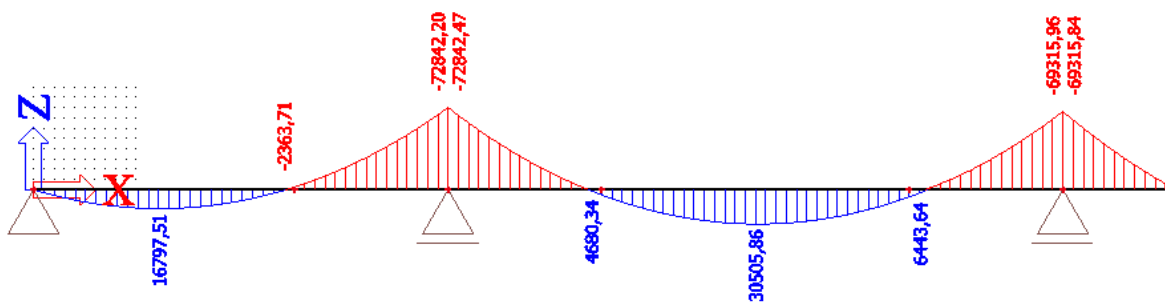
Pro předběžnou představu jsou v čase vybetonování prvního pole, druhého pole, uvedení do provozu a na konci životnosti spočítána napětí s odhadnutým staticky neurčitým momentem.

Zde budou ve výše zmíněných časech uvedeny kombinace kvazistálé pro které bude provedeno předběžné posouzení, které posoudí k doladění excentricit jednotlivých kabelů.

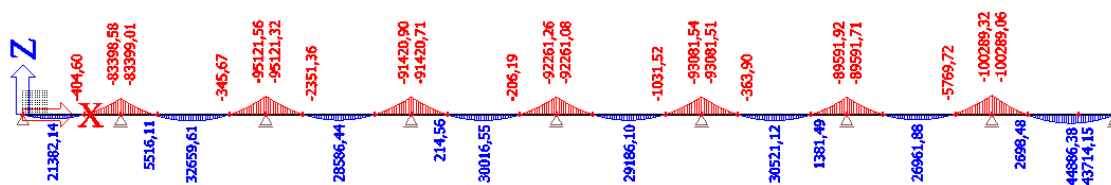
Průběh momentů od kvazistálé kombinace po betonáži prvního pole:



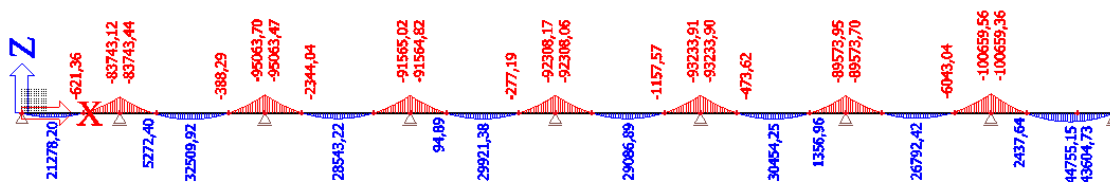
Průběh momentů od kvazistálé kombinace po betonáži druhého pole:



Průběh momentů od kvazistálé kombinace v čase uvedení do provozu:



Průběh momentů v čase na konci životnosti:



Předpětí bude opět uvažováno ve dvou sadách. První sada bude vedena s excentricitou 0,9 m k dolním vláknům v poli a nad podporou povede s excentricitou maximální. První sadu bude tvořit 8 kabelů, každý po 31 lanech. (například systémy vsI).

Druhá sada povede v poli se zápornou excentricitou -0,1 m a nad podporou povede s excentricitou maximální. Druhou sadu tvoří 8 kabelů, každý po 31 lanech.

Napětí spočítané pro první sadu výztuže pro průřez v krajním poli:

SOUČET NAPĚTÍ - V POLI						
Pro předpětí		Mp		Np		σp
Moment (0%)	Horní	19,710	+	-6,206	=	13,504
	Dolní	-10,520	+	-6,206	=	-16,726
Moment (5%)	Horní	18,725	+	-5,896	=	12,829
	Dolní	-9,994	+	-5,896	=	-15,890
Moment (15%)	Horní	16,754	+	-5,275	=	11,478
	Dolní	-8,942	+	-5,275	=	-14,217
Moment (25%)	Horní	14,783	+	-4,655	=	10,128
	Dolní	-7,890	+	-4,655	=	-12,545
Od zatížení		My	Součet napětí			
M1	Horní	-10,630	M1	Horní	2,874	
	Dolní	5,674		Dolní	-11,053	
M2	Horní	-7,230	M2	Horní	5,599	
	Dolní	3,859		Dolní	-12,031	
M3	Horní	-8,736	M3	Horní	2,742	
	Dolní	4,663		Dolní	-9,554	

M4	Horní	-9,167	M4	Horní	0,961
	Dolní	4,893		Dolní	-7,652

Zde vznikají tahová napětí již ve stavební fázi.

Napětí od druhé sady plus součet napětí od jednotlivých sad.

Příspěvek k celkovému předpětí						
Celkové napětí od přídavného předpětí	Horní	-2,279	+	-6,206	=	-8,485
	Dolní	1,216	+	-6,206	=	-4,990
	Horní	-2,165	+	-5,896	=	-8,061
	Dolní	1,155	+	-5,896	=	-4,740
	Horní	-1,937	+	-5,275	=	-7,212
	Dolní	1,034	+	-5,275	=	-4,241
	Horní	-1,709	+	-4,655	=	-6,364
	Dolní	0,912	+	-4,655	=	-3,742
SOUČET NAPĚTÍ - V POLI						
Od zatížení				Součet napětí		
M1	Horní	-10,630	M1	Horní	-5,611	
	Dolní	5,674		Dolní	-16,043	

M2	Horní	-7,230	M2	Horní	-2,462
	Dolní	3,859		Dolní	-16,772
M3	Horní	-8,736	M3	Horní	-4,470
	Dolní	4,663		Dolní	-13,796
M4	Horní	-9,167	M4	Horní	-5,402
	Dolní	4,893		Dolní	-11,395

Zde je již jasně vidět, že v konstrukci je dostatečně velká tlaková rezerva.

Pro předpínací výztuž nad podporou bude situace složitější, protože možnost zvednou excentricitu, i když tam budou náběhy je těžší než v poli. Proto jsou zde obě sady vedeny s excentricitou maximální.

Tabulka napětí pro první sadu výztuže:

SOUČET NAPĚTÍ - NAD PODPOROU						
Pro předpětí		Mp		Np		σp
Moment (0%)	Horní	-11,451	+	-5,093	=	-16,543
	Dolní	5,899	+	-5,093	=	0,806
Moment (5%)	Horní	-10,878	+	-4,838	=	-15,716
	Dolní	5,604	+	-4,838	=	0,766
Moment (15%)	Horní	-9,733	+	-4,329	=	-14,062
	Dolní	5,014	+	-4,329	=	0,685
Moment (25%)	Horní	-8,588	+	-3,819	=	-12,407
	Dolní	4,424	+	-3,819	=	0,605
Od zatížení		My	Součet napětí			
M1	Horní	11,622	M1	Horní		-4,921
	Dolní	-5,987		Dolní		-5,181
M2	Horní	18,527	M2	Horní		2,811
	Dolní	-9,544		Dolní		-8,778
M3	Horní	23,127	M3	Horní		9,065
	Dolní	-11,914		Dolní		-11,228
M4	Horní	23,118	M4	Horní		10,710
	Dolní	-11,909		Dolní		-11,304

Napětí od druhé sady výztuže, plus celkové napětí od obou sad:

SOUČET NAPĚTÍ - NAD PODPOROU						
Pro předpětí		Mp		Np		σp
Moment (0%)	Horní	-11,451	+	-5,093	=	-16,543

	Dolní	5,899	+	-5,093	=	0,806
Moment (5%)	Horní	-10,878	+	-4,838	=	-15,716
	Dolní	5,604	+	-4,838	=	0,766
Moment (15%)	Horní	-9,733	+	-4,329	=	-14,062
	Dolní	5,014	+	-4,329	=	0,685
Moment (25%)	Horní	-8,588	+	-3,819	=	-12,407
	Dolní	4,424	+	-3,819	=	0,605
Od zatížení		My	Součet napětí			
M1	Horní	0,000	M1	Horní	-21,464	
	Dolní	0,000		Dolní	-4,375	
M2	Horní	0,000	M2	Horní	-12,905	
	Dolní	0,000		Dolní	-8,012	
M3	Horní	0,000	M3	Horní	-4,997	
	Dolní	0,000		Dolní	-10,543	
M4	Horní	0,000	M4	Horní	-1,697	
	Dolní	0,000		Dolní	-10,700	

Ještě ověříme průřez nad podporou následující, kde je moment od kvazistálé kombinace o 10% větší.

SOUČET NAPĚTÍ - NAD PODPOROU						
Pro předpětí		Mp		Np		σp
Moment (0%)	Horní	-11,451	+	-5,093	=	-16,543
	Dolní	5,899	+	-5,093	=	0,806
Moment (5%)	Horní	-10,878	+	-4,838	=	-15,716
	Dolní	5,604	+	-4,838	=	0,766
Moment (15%)	Horní	-9,733	+	-4,329	=	-14,062
	Dolní	5,014	+	-4,329	=	0,685
Moment (25%)	Horní	-8,588	+	-3,819	=	-12,407
	Dolní	4,424	+	-3,819	=	0,605
Od zatížení		My	Součet napětí			
M1	Horní	11,622	M1	Horní	-4,921	
	Dolní	-5,987		Dolní	-5,181	
M2	Horní	18,527	M2	Horní	2,811	

		Dolní	-9,544			Dolní	-8,778
M3		Horní	24,437	M3		Horní	10,375
		Dolní	-12,589			Dolní	-11,903
M4		Horní	24,437	M4		Horní	12,030
		Dolní	-12,589			Dolní	-11,984

Napětí od druhé sadu + součet napětí od obou sad výztuže:

SOUČET NAPĚTÍ - NAD PODPOROU							
Pro předpětí		Mp		Np		σp	
Moment (0%)		Horní	-11,451	+	-5,093	=	-16,543
		Dolní	5,899	+	-5,093	=	0,806
Moment (5%)		Horní	-10,878	+	-4,838	=	-15,716
		Dolní	5,604	+	-4,838	=	0,766
Moment (15%)		Horní	-9,733	+	-4,329	=	-14,062
		Dolní	5,014	+	-4,329	=	0,685
Moment (25%)		Horní	-8,588	+	-3,819	=	-12,407
		Dolní	4,424	+	-3,819	=	0,605
Od zatížení		My	Součet napětí				
M1		Horní	0,000	M1		Horní	-21,464
		Dolní	0,000			Dolní	-4,375
M2		Horní	0,000	M2		Horní	-12,905
		Dolní	0,000			Dolní	-8,012
M3		Horní	0,000	M3		Horní	-3,686
		Dolní	0,000			Dolní	-11,218
M4		Horní	0,000	M4		Horní	-0,378
		Dolní	0,000			Dolní	-11,379

Takto navržená výztuž předběžnému posouzení vyhovuje. Proto přistoupíme k modelování kabelů v programu Scia.

8.3. Ztráty kabelů

Ztráty v kabelech jsou spočítány pomocí TDA analýzy v programu SCIA. Ztráty jsou spočítány pro každý kabel zvláště. Jsou následně zprůměrovány hodnoty pro první sadu kabelů a pro druhou sadu kabelů. Hodnoty napětí jsou pro fáze výstavby a pro různé průřezy vypsány do tabulky.

8.3.1. Zadání kabelů je následovné:

Materiál: Y1860S7 – 15,7

Počet prvků v kabelu: 31 lan

Počet kabelů v sadě: 8 kabelů

Materiál kabelového kanálku: Kov

Průměr kanálku: 90 mm

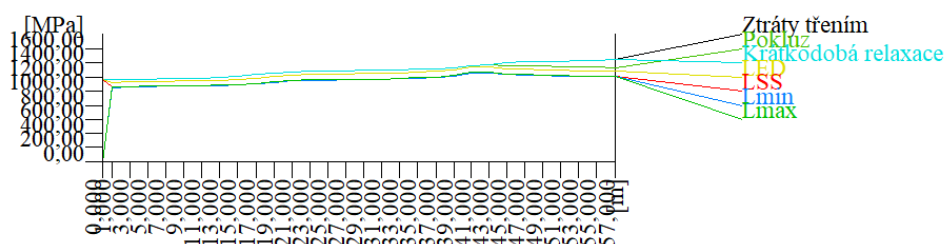
Typ předpínání: Typ 3

Pokluz: 5 mm

Trvání podržení napětí: 300 s

Napětí při držení: 1440 MPa

8.3.2. Grafické znázornění ztrát



Ztráty v jednotlivých kabelech jsou spočítány a určeny obdobným způsobem jako ve statickém výpočtu prvního pole, proto zde budou uvedeny pouze výsledné hodnoty. Součástí příloh jsou i jednotlivé modely částí konstrukce estakády. Řezy pro výpočet ztrát byly z důvodů časově náročných výpočetních operací uvažovány po dvou metrech. Pro mezilehlé hodnoty byla použita lineární interpolace.

8.3.3. Tabulka napětí po výpočtu ztrát pro sadu jedna:

Průřez	Betonáž 1. pole	Betonáž 2. pole	Uvedení do provozu	Konec životnosti
Krajní pole (16,2m)	1184,9	1155,1	1111,2	1103,22
Nad podporou (40,45m)	1310,13	1298,89	1266,3	1254,32
Střed rozpětí (70,45 m)	-	1223,22	1117,01	1114,23
Podpora 2 (100,45 m)	-	1298,91	1266,5	1254,42

pro sadu dvě:

Průřez	Betonáž 1. pole	Betonáž 2. pole	Uvedení do provozu	Konec životnosti
Krajní pole (16,2m)	1241,2	1224,1	1135,98	1131,87
Nad podporou (40,45m)	1312,87	1301,11	1259,15	1256,15
Střed rozpětí (70,45 m)	-	1212,76	1117,26	1114,25
Podpora 2 (100,45 m)	-	1301,03	1258,99	1254,98

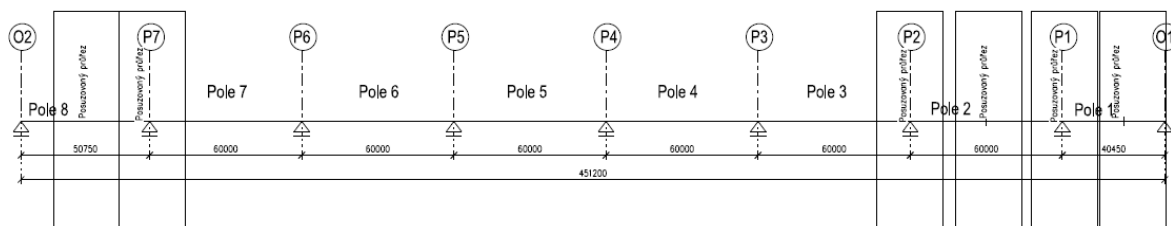
Zde je vidět, že pro sadu dvě jsou ztráty o něco málo menší. Je to pravděpodobně z důvodu vedení předpínací výztuže, kde sada číslo jedna vede po poměrně zakřivené dráze, kdežto sada dvě vede relativně přímo.

8.4. Schéma předpětí

9. Posouzení na MSP

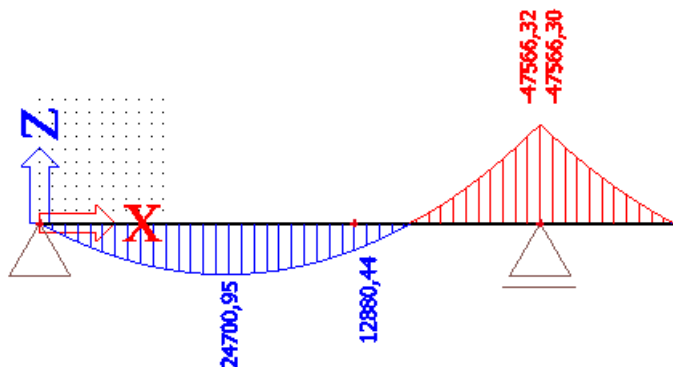
9.1. Obecně

Konstrukci posoudíme z hlediska dekomprese, tedy na kvazistálou a častou kombinaci. Tímto zjistíme zda-li je v průřezu v daný časový okamžik tlaková rezerva. Velikost tlakového napětí v průřezu je omezen na hodnotu 0,45 charakteristické pevnosti betonu v tlaku. Dále konstrukci posoudíme z hlediska omezení napětí, tedy na charakteristickou kombinaci, kde je tlakové namáhání omezeno 0,6 charakteristické pevnosti v tlaku a střední pevnosti betonu v tahu. Posouzen bude řez v obou krajních polích, k nim přilehlé podpory a průřez nad podporou dvě a střed rozpětí. Dohromady bude tedy sledováno pět rozhodujících průřezů pro 4 časové fáze. Ve stavební části se průběhy momentů příliš neliší, proto pokud v jednotlivých fázích bude z průřezů dostatečná tlaková rezerva, bude uvažováno, že konstrukce v dalších fázích vyhovuje.



9.2. Posouzení na dekompresi – kvazistálá kombinace

9.2.1. Posouzení pro první pole



$$M_{\text{krajní pole}} = 24,700 \text{ MNm}$$

$$M_{\text{nad podporou1}} = -47,556 \text{ MNm}$$

Posouzení v krajním poli

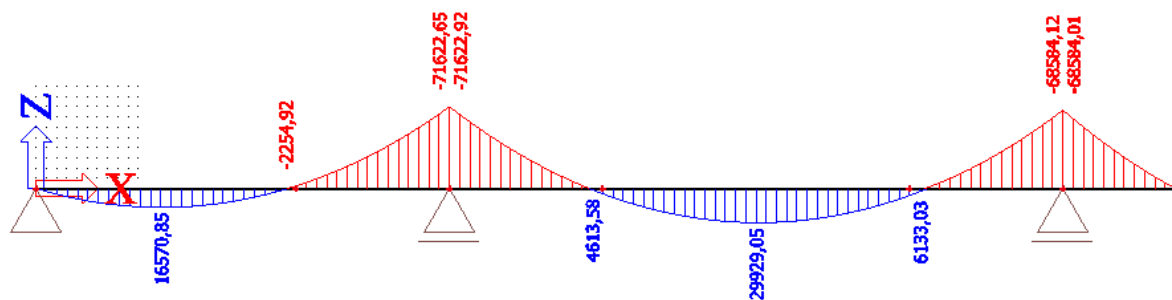
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	24	MNm	Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	44,33094	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	100	MN	
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531	m ²	
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324	m ³	
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353	m ³	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-1,68077	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-17,0807	MPa	< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

Posouzení nad první podporou:

Vstupní údaje pro posouzení + posouzení

Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-47,556		Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	69,75	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	97,505		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	10,363		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	4,092		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	7,944		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-14,83255		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-6,614983		< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

9.2.2. Posouzení po předepnutí druhého pole:



$$M_{\text{krajní pole}} = 16,57 \text{ MNm}$$

$$M_{\text{nad podporou}} = -71,622 \text{ MNm}$$

$$M_{\text{střed rozpětí}} = 29,929 \text{ MNm}$$

$$M_{\text{druhá podpora}} = -68,584 \text{ MNm}$$

Posouzení v krajním poli:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese**Vstupní údaje pro posouzení + posouzení**

Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	16,5	MNm	Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	43,407	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	100,547	MN	
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531	m ²	
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324	m ³	
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353	m ³	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-0,44031	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-18,2007	MPa	< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

Posouzení nad první podporou:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese**Vstupní údaje pro posouzení + posouzení**

Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-71,622		Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	69,75	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	97,505		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	10,363		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	4,092		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	7,944		

$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-8,95149		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-9,644618		< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

Posouzení průřezu mezi podporou 1 a 2:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	29,929	MNm	Pro $t =$
Hodnota momentu od předpetí M_p :	=	47,91	MNm	
Hodnota normálové síly od předpetí N_p :	=	102,484	MN	
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531	m ²	
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324	m ³	
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353	m ³	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-4,27435	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-16,143	MPa	< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

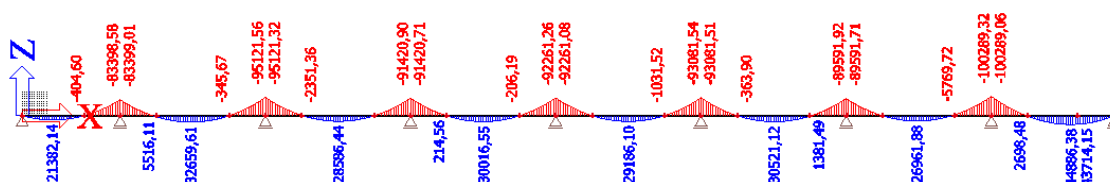
Posouzení nad podporou 2:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-68,584		Pro $t =$
Hodnota momentu od předpetí M_p :	=	76,491	MNm	

Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	106,76	
Plocha posuzovaného průřezu A	=	10,363	
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	4,092	
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	7,944	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-12,23429	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-9,306635	< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa

9.2.3. Posouzení po uvedení do provozu

Vnitřní síly se v průběhu výstavby příliš neliší a v průřezech je dostatečná tlaková rezerva pro drobné přírůstky zatížení. V této fázi bude posouzena konstrukce v krajním poli, v podpoře jedna, v průřezu mezi podporou 1 a 2, v posledním krajním poli a nad podporou předposlední podporou.



$$M_{\text{krajní pole}} = 21,382 \text{ MNm}$$

$$M_{\text{nad 1. podporou}} = -83,399 \text{ MNm}$$

$$M_{\text{mezi podporou 1 a 2}} = 32,659 \text{ MNm}$$

$$M_{\text{nad 2. podporou}} = 95,512 \text{ MNm}$$

$M_{\text{poslední krajní pole}} = 44,886 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad předposlední podporou}} = -100,289 \text{ MNm}$

Posouzení pro krajní pole:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	21,382	MNm	Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	45,035	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	96,34	MN	
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531	m ²	
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324	m ³	
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353	m ³	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-1,11316	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-16,7257	MPa	< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

Posouzení nad podporou 1:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-83,334		Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	69,22	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	96,88		

Plocha posuzovaného průřezu A	=	10,363		
Průřezový modul k horním vláknům Wh:	=	4,092		
Průřezový modul k dolním vláknům Wd:	=	7,944		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-7,211887		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-11,13073		< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro k-s = 0)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí (0,45 *f)	=	22,5	MPa	

Posouzení mezi podporami 1 a 2:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	32,659	MNm	Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	47,917	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	102,48	MN	
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531	m ²	
Průřezový modul k horním vláknům Wh:	=	2,324	m ³	
Průřezový modul k dolním vláknům Wd:	=	4,353	m ³	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-5,44576	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-15,517	MPa	< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro k-s = 0)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí (0,45 *f)	=	22,5	MPa	

Posouzení průřezu nad podporou 2:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese			
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení			
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-95,151	Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	76,491	MNm
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	101,54	
Plocha posuzovaného průřezu A	=	10,363	
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	4,092	
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	7,944	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-5,238339	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-12,1474	< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa

Posouzení průřezu posledního pole:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese			
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení			
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	44,886	MNm
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	53,106	MNm
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	101,223	MN
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531	m ²
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324	m ³

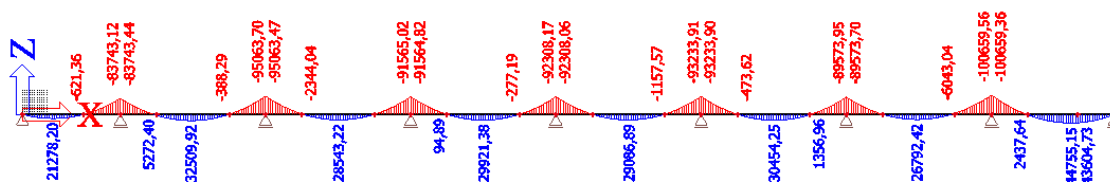
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353	m ³	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-8,32731	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-13,7531	MPa	< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

Posouzení průřezu nad předposlední podporou:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-100,289		Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	80,333	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	97,421		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	10,363		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	4,092		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	7,944		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-4,524161		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-11,91308		< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

9.2.4. Posouzení na konci životnosti

9.3. Posouzení konstrukce na dekompresi při časté kombinaci



$M_{\text{krajní pole}} = 21,278 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad první podporou}} = -83,746 \text{ MNm}$

$M_{\text{pro druhé pole}} = 32,509 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad druhou podporou}} = -95,063 \text{ MNm}$

$M_{\text{poslední pole}} = 44,755 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad předposlední podporou}} = -100,659 \text{ MNm}$

Posouzení pro krajní pole:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	21,278	MNm	Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	42,78	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	91,523	MN	
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531	m ²	
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324	m ³	

Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353	m ³	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-1,47424	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-15,667	MPa	< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

Posouzení pro průřez nad podporou 1:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-83,746		Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	69,84	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	96,31		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	10,363		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	4,092		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	7,944		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-5,9919		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-11,14075		< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

Posouzení pro pole 2:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	32,509	MNm	Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	46	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	98,595	MN	
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531	m ²	
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324	m ³	
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353	m ³	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-5,75083	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-14,6558	MPa	< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro k-s = 0)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí (0,45 * f)	=	22,5	MPa	

Posouzení nad druhou podporou:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-95,063		Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	73,53	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	97,327		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	10,363		

Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	4,092	
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	7,944	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-4,129715	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-12,10254	< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa

Posouzení pro poslední pole:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese			
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení			
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	44,755	MNm
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	50,106	MNm
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	97,222	MN
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531	m ²
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324	m ³
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353	m ³
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-9,09305	MPa
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-12,6251	MPa
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa

Posouzení pro předposlední podporu:

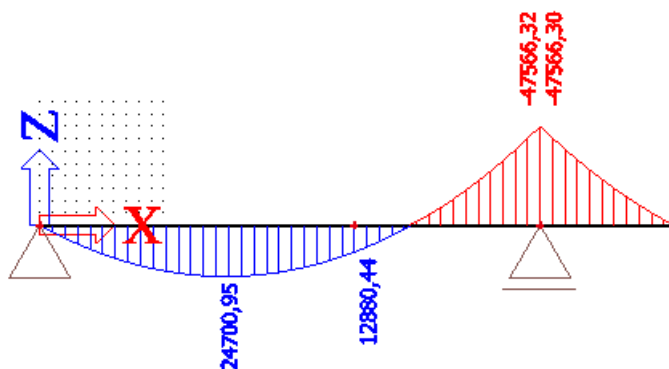
POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese

Vstupní údaje pro posouzení + posouzení

Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-100,659		Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	77,111	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	98,221		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	10,363		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	4,092		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	7,944		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-1,9991		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-12,64821		< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

Konstrukce splňuje požadavek dekomprese pro kvazistálou kombinaci.

9.3.1. Posouzení po předepnutí 1. pole



$$M_{\text{krajní pole}} = 24,700 \text{ MNm}$$

$$M_{\text{nad podporou1}} = -47,556 \text{ MNm}$$

Posouzení v krajním poli

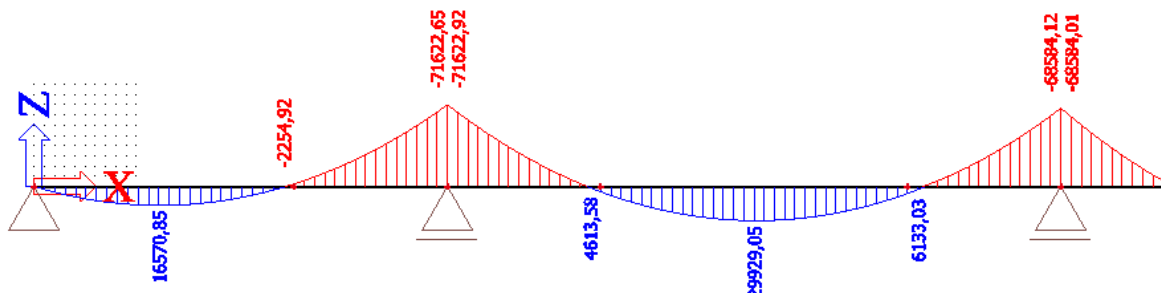
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	24	MNm	Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	44,33094	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	100	MN	
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531	m ²	
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324	m ³	
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353	m ³	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-1,68077	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-17,0807	MPa	< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro k-s = 0)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí (0,45 *f)	=	22,5	MPa	

Posouzení nad první podporou:

Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-47,556		Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	69,75	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	97,505		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	10,363		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	4,092		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	7,944		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-14,83255		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-6,614983		< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro k-s = 0)	=	0	MPa	

Limit pro tlakové napětí (0,45 *f)	=	22,5	MPa
------------------------------------	---	------	-----

9.3.2. Posouzení po předepnutí druhého pole:



$M_{\text{krajní pole}} = 16,57 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad podporou}} = -71,622 \text{ MNm}$

$M_{\text{střed rozpětí}} = 29,929 \text{ MNm}$

$M_{\text{druhá podpora}} = -68,584 \text{ MNm}$

Posouzení v krajním poli:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese			
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení			
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	16,5	MNm
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	43,407	MNm
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	100,547	MN
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531	m ²
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324	m ³
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353	m ³
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-0,44031	MPa
			< 22,5 > 0

$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-18,2007	MPa	< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro k-s = 0)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí (0,45 *f)	=	22,5	MPa	

Posouzení nad první podporou:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-71,622		Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	69,75	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	97,505		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	10,363		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	4,092		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	7,944		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-8,95149		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-9,644618		<22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro k-s = 0)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí (0,45 *f)	=	22,5	MPa	

Posouzení průřezu mezi podporou 1 a 2:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	29,929	MNm	Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	47,91	MNm	

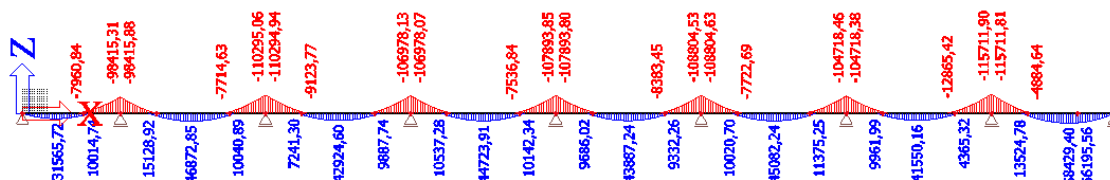
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	102,484	MN	
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531	m ²	
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324	m ³	
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353	m ³	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-4,27435	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-16,143	MPa	< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

Posouzení nad podporou 2:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-68,584		Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	76,491	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	106,76		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	10,363		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	4,092		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	7,944		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-12,23429		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-9,306635		< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

9.3.3. Posouzení po uvedení do provozu

Vnitřní síly se v průběhu výstavby příliš neliší a v průřezech je dostatečná tlaková rezerva pro drobné přírůstky zatížení. V této fázi bude posouzena konstrukce v krajním poli, v podpoře jedna, v průřezu mezi podporou 1 a 2, v posledním krajním poli a nad podporou předposlední podporou.



$M_{\text{krajní pole}} = 31,565 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad první podporou}} = -98,415 \text{ MNm}$

$M_{\text{pro druhé pole}} = 46,872 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad druhou podporou}} = -110,295 \text{ MNm}$

$M_{\text{poslední pole}} = 58,429 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad předposlední podporou}} = -115,711 \text{ MNm}$

Pro krajní pole:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	31,565	MNm	Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	45,035	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	96,34	MN	
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531	m ²	

Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324	m ³	
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353	m ³	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-5,49554	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-14,3866	MPa	< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

Pro průřez nad 1. podporou:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-98,415		Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	69,22	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	96,88		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	10,363		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	4,092		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	7,944		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-2,214203		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-13,02396		< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

Posouzení pro druhé pole:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese

Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	46,872	MNm	Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	47,917	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	102,48	MN	
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531	m ²	
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324	m ³	
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353	m ³	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-11,5625	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-12,2523	MPa	< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

Posouzení pro poslední pole:

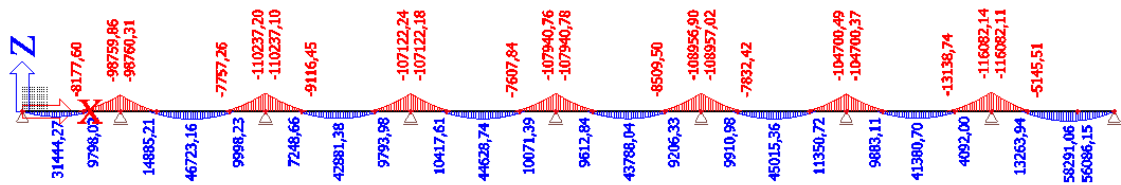
POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	58,429	MNm	Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	53,106	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	101,124	MN	
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531	m ²	
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324	m ³	
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353	m ³	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-14,1441	MPa	< 22,5

				> 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-10,6306	MPa	< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

Posouzení pro předposlední podporu:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-115,711		Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	80,333	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	97,421		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	10,363		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	4,092		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	7,944		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-0,755455		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-13,85454		< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

9.3.4. Posouzení na konci životnosti



$M_{\text{krajní pole}} = 31,444 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad první podporou}} = -98,755 \text{ MNm}$

$M_{\text{pro druhé pole}} = 46,723 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad druhou podporou}} = -110,237 \text{ MNm}$

$M_{\text{poslední pole}} = 58,291 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad předposlední podporou}} = -116,082 \text{ MNm}$

Posouzení po předepnutí 1. pole:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	58,429	MNm	Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	42,78	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	91,523	MN	
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531	m ²	
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324	m ³	
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353	m ³	

$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-17,4627	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-7,13329	MPa	< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 * f$)	=	22,5	MPa	

Posouzení pro průřez nad 1. podporou:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-98,755		Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	69,84	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	96,31		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	10,363		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	4,092		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	7,944		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-2,227623		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-12,93371		< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 * f$)	=	22,5	MPa	

Posouzení pro průřez ve 2. poli:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	46,723	MNm	Pro $t =$

Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	46	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	98,575	MN	
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531	m ²	
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324	m ³	
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353	m ³	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-11,8657	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-11,3884	MPa	< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

Posouzení pro průřez nad 2. podporou:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-98,755		Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	73,53	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	97,327		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	10,363		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	4,092		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	7,944		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-3,227494		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-12,56732		< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	

Limit pro tlakové napětí (0,45 *f)	=	22,5	MPa	
------------------------------------	---	------	-----	--

Posouzení v poledním poli:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	58,291	MNm	Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	50,106	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	97,222	MN	
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531	m ²	
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324	m ³	
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353	m ³	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-14,9184	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-9,5158	MPa	< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro k-s = 0)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí (0,45 *f)	=	22,5	MPa	

Posouzení pro průřez nad předposlední podporou:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-116,082		Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	77,11	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	98,2		

Plocha posuzovaného průřezu A	=	10,363		
Průřezový modul k horním vláknům Wh:	=	4,092		
Průřezový modul k dolním vláknům Wd:	=	7,944		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	0,047647		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-14,38215		<22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro k-s = 0)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí (0,45 *f)	=	22,5	MPa	

V tomto průřezu na konci životnosti nebude při časté kombinaci tlak. Tahové napětí, které v tomto průřezu je velmi malé. S ohledem na to, že častá kombinace se na konstrukci objeví jen velmi málo za dobu její životnosti, dovolím si tvrdit, že konstrukce na dekompresi vyhoví. Průřez bude posouzen ještě na charakteristickou kombinaci, a pokud tam nedojde k tahovému porušení, tak nám konstrukce s hlediska mezního stavu vyhoví.

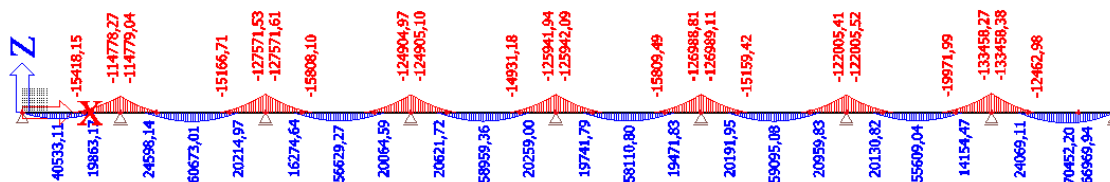
Konstrukce vyhovuje požadavku dekomprese, mimo jediný průřez, kde se na konci životnosti v časté kombinaci objeví v horních vláknech tah. Tah bude mít velikost **0,0476** MPa. Což je hodnota velmi malá, proto je požadavek považován za splněný.

9.4. Posouzení na MSP omezení napětí

Pro stavební stavy je charakteristická kombinace prakticky totožná s častou kombinací. Proto je uvažováno, že na charakteristickou kombinaci konstrukce ve stavebních stavech vyhovuje.

Proto bude konstrukce posouzena ve chvíli, kdy bude na konstrukci maximální proměnné zatížení. Takže ve chvíli uvedení do provozu a na konci životnosti.

9.4.1. Posouzení v čase uvedení do provozu



$M_{\text{krajní pole}} = 40,533 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad první podporou}} = -114,778 \text{ MNm}$

$M_{\text{pro druhé pole}} = 60,673 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad druhou podporou}} = -127,751 \text{ MNm}$

$M_{\text{poslední pole}} = 70,452 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad předposlední podporou}} = -133,458 \text{ MNm}$

Posouzení krajního pole:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese

Vstupní údaje pro posouzení + posouzení

Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	40,533	MNm	Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	45,035	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	96,34	MN	
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531	m ²	
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324	m ³	
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353	m ³	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-9,35504	MPa	< 30

				> 4,1
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-12,3267	MPa	< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro k-s = 0)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí (0,45 *f)	=	22,5	MPa	

Posouzení pro průřez nad 1. podporou:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-114,788		Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	69,84	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	96,88		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	10,363		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	4,092		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	7,944		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	1,63539		< 30 > 4,1
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-15,00709		< 30 > 4,1
Limit pro tahové napětí (pro k-s = 0)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí (0,45 *f)	=	22,5	MPa	

Posouzení v druhém poli:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	60,673	MNm	Pro t =

Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	47,917	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	102,48	MN	
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531	m ²	
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324	m ³	
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353	m ³	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-17,5019	MPa	< 30 > 4,5
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-9,08215	MPa	< 30 > 4,1
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

Posouzení průřezu nad druhou podporou:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-127,752		Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	76,491	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	101,54		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	10,363		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	4,092		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	7,944		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	2,728434		< 30 > 4,1
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-16,2515		< 30 > 4,1
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

Posouzení v posledním poli:

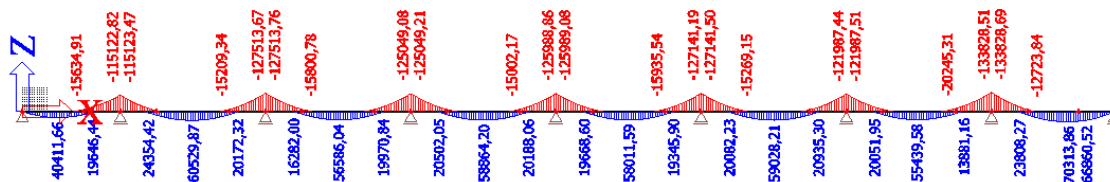
POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese			
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení			
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	70,452	MNm
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	53,106	MNm
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	101,124	MN
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531	m ²
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324	m ³
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353	m ³
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-19,3184	MPa
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-7,86887	MPa
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa

Posouzení nad předposlední podporou:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese			
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení			
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-133,458	
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	80,333	MNm
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	97,481	
Plocha posuzovaného průřezu A	=	10,363	
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	4,092	

Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	7,944	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	3,575626	< 30 > 4,1
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-16,09447	<30 > 4,1
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa

9.4.2. Posouzení na konci životnosti



$M_{\text{krajní pole}} = 40,411 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad první podporou}} = -115,122 \text{ MNm}$

$M_{\text{pro druhé pole}} = 60,529 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad druhou podporou}} = -127,513 \text{ MNm}$

$M_{\text{poslední pole}} = 70,313 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad předposlední podporou}} = -133,828 \text{ MNm}$

Posouzení pro krajní průřez:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese

Vstupní údaje pro posouzení + posouzení

Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	40,411	MNm	Pro $t =$
--	---	--------	-----	-----------

Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	42,78	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	91,523	MN	
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531	m ²	
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324	m ³	
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353	m ³	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-9,70838	MPa	< 30 > 4,1
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-11,2721	MPa	< 30 > 4,1
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

Posouzení pro průřez nad první podporou:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-115,122		Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	69,84	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	96,31		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	10,363		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	4,092		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	7,944		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	1,772014		< 30 > 4,1
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-14,99413		< 30 > 4,1
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

Posouzení průřezu ve druhém poli:

Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	60,529	MNm	Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	46	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	98,595	MN	
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531	m ²	
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324	m ³	
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353	m ³	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-17,8096	MPa	< 30 > 4,1
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-8,2195	MPa	< 30 > 4,1
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

Posouzení průřezu nad druhou podporou:

Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-127,513		Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	73,53	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	97,337		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	10,363		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	4,092		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	7,944		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	3,799192		< 30

				> 4,1
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-16,18859		<30
				> 4,1
Limit pro tahové napětí (pro k-s = 0)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí (0,45 *f)	=	22,5	MPa	

Posouzení průřezu v posledním poli:

Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	70,313	MNm	Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	50,106	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	97,222	MN	
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531	m ²	
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324	m ³	
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353	m ³	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-20,0923	MPa	< 30 > 4,1
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-6,75431	MPa	< 30 > 4,1
Limit pro tahové napětí (pro k-s = 0)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí (0,45 *f)	=	22,5	MPa	

Posouzení průřezu nad předposlední podporou:

Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-133,828		Pro t =

Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	77,8	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	95,33		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	10,363		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	4,092		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	7,944		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	4,092603		< 30 > 4,1
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-16,25236		< 30 > 4,1
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

9.5. Vyhodnocení MSP

Bylo dokázáno, že je dosaženo dekomprese při kvazistálé kombinaci ve všech časech konstrukce. Při posouzení dekomprese při časté kombinaci vyšel velmi malý tah v předposlední podpoře. Proto lze požadavek dekomprese považovat za splněný. Konstrukce vyhověla na MSP omezení napětí.

10. Posouzení na MSÚ

Mezní stavy únosnosti budou provedeny pro tři průřezy. Průřez v krajním poli, průřez nad první podporou a průřez uprostřed druhého pole. Konstrukce bude posuzována na konci životnosti, z důvodů vnesení velkého množství zatížení (v kombinaci se ztrátami nejhorší stav pro konstrukci). V rámci mezních stavů únosnosti bude konstrukce posouzena na kombinaci normálových účinků a ohybového momentu, posouzení smykové únosnosti, posouzení pro vyloučení křehkého lomu, posouzení únavy a bude zohledněno i kroucení konstrukce.

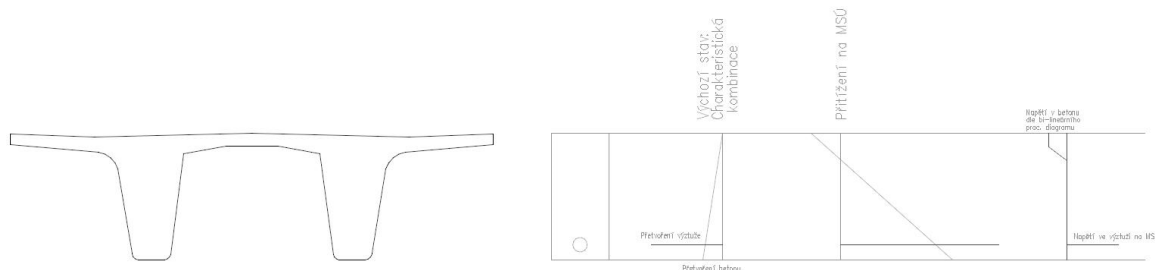
10.1. Posouzení kombinace normálové síly a ohybového momentu

10.1.1. Všeobecně

Pro posouzení konstrukce budeme uvažovat, že konstrukce bude kolabovat přetržením předpínací výztuže. Budeme v tomto vycházet z přetvoření a napětí předpínací výztuže v charakteristické kombinaci. Poté bude konstrukce přitížena na mezní přetvoření předpínací výztuže. Zjistíme zda je předpínací výztuž na mezi kluzu. Pokud ano, konstrukce se skutečně poruší přetržením výztuže. Podle přitížení zjistíme jaké je napětí v předpínací výztuži podle

návrhového pracovního diagramu. Jakmile budeme mít napětí ve výztuži, tak můžeme přes rovnováhu sil na průřezu zjistit únosnost průřezu tak, že poscítáme příspěvky od betonu a výztuže.

Zjednodušeně to ukazuje následující obrázek.

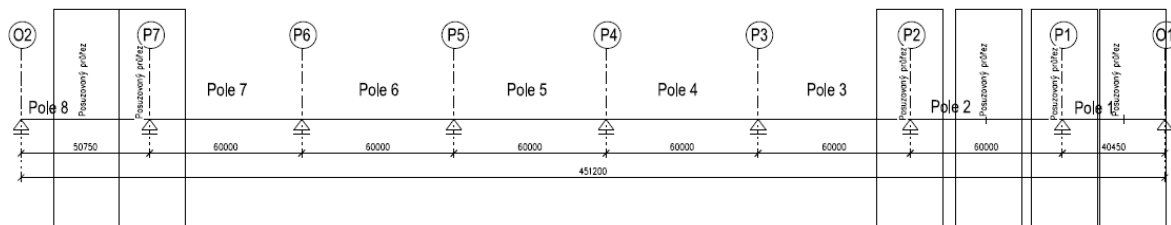


Ohybový moment na mezi únosnosti se pak prakticky určí pomocí numerické integrace v programu jako je třeba Excel obecně dle vzorce:

$$\int \sigma c * z_{ci} dA + \int \sigma p * z_{pi} dA = M_{rd} \text{ (sčítání příspěvků sil k momentové únosnosti)}$$

Integrujeme po pracovním diagramu.

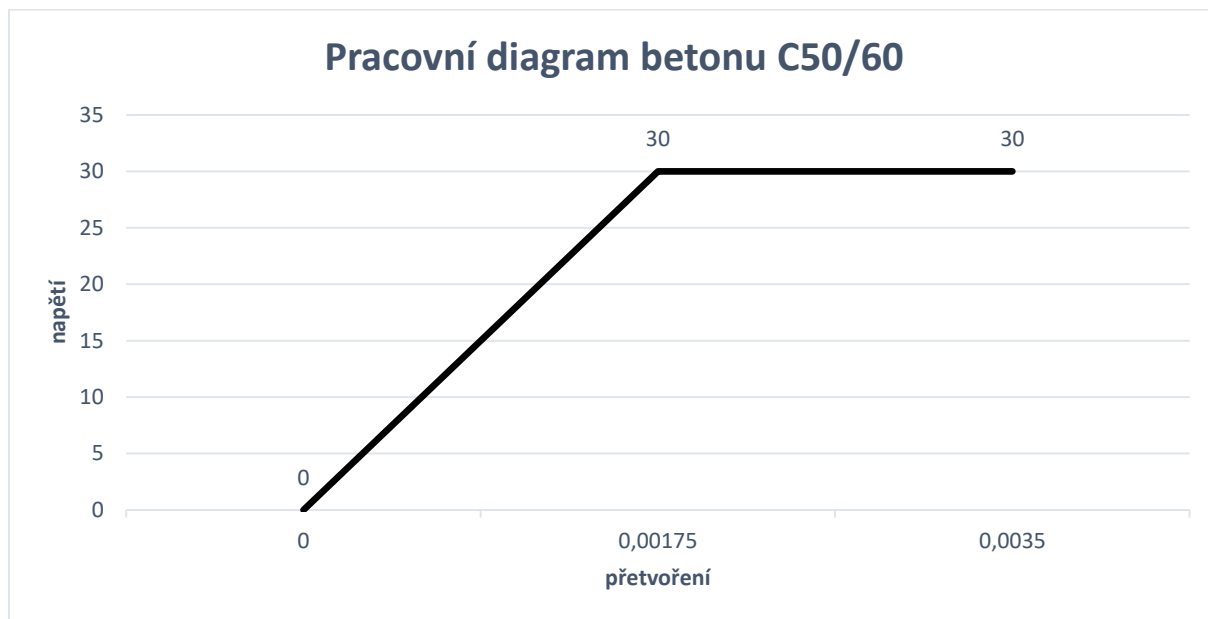
Posouzení bude provedeno pro místa s extrémními účinky ohybových momentů.



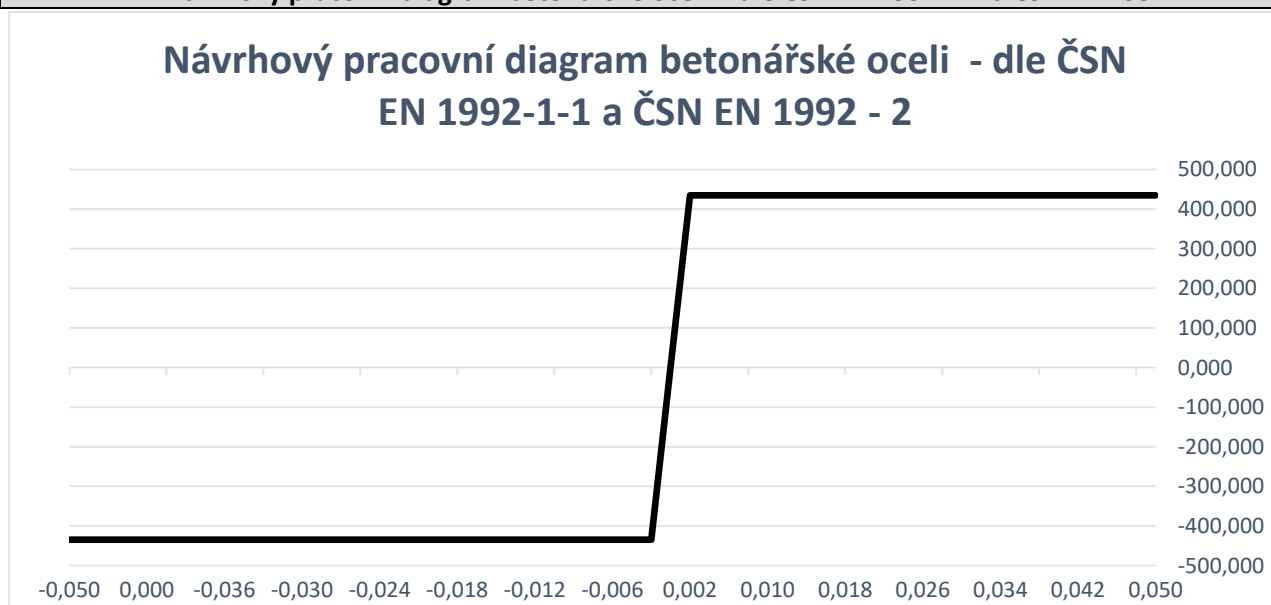
10.2. Posouzení průřezu v prvním poli:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - MSÚ			
MATERIÁLY posuzovaných průřezů			
Beton C50/60			
Pro posouzení průřezu byl vybrán bi-lineální pracovní diagram betonu. V úvahu připadal ještě parabolicko- rektangulární pracovní diagram, ale v rámci jednodušší			
Předpoklad - bilineární chování materiálu			
$f_{ck} =$	50	Mpa	
$\gamma_c =$	1,5		
$\alpha_{cc} =$	0,9		
$f_{cd} =$	30	MPa	

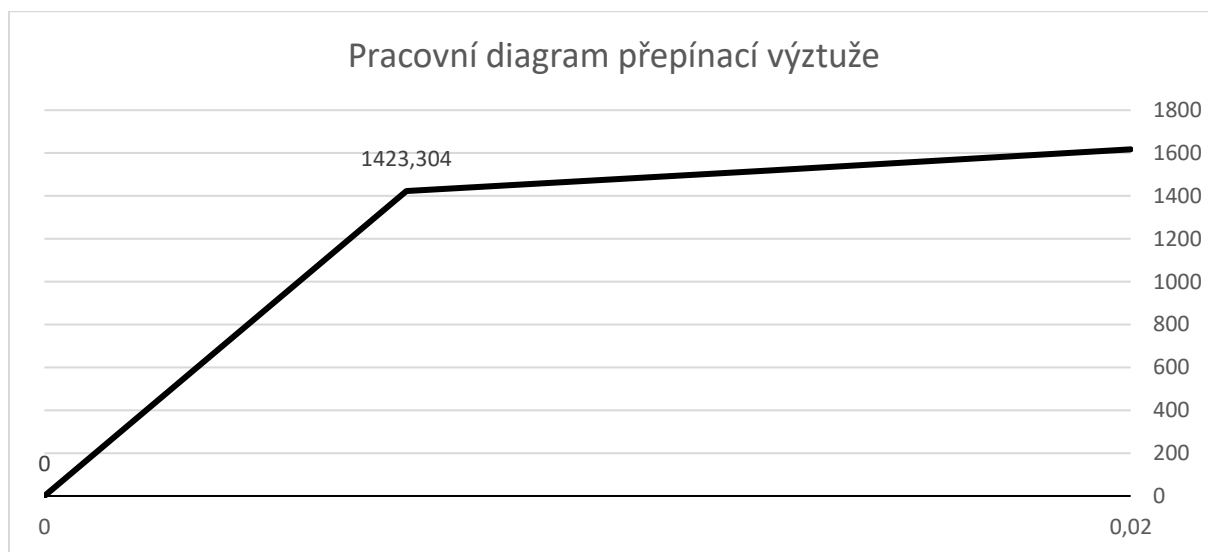
$\epsilon_0 =$	0	numerické integrace byl zvolen pracovní diagram bi-lineární.
$\epsilon_{c,pl} =$	0,00175	
$\epsilon_{c,u} =$	0,0035	
Vstupy pro prac. Diagram		<i>Beton je uvažován, že působí pouze v tlaku, tahové působení betonu je zanedbáno.</i>
f	ϵ	
0	0	
30	0,00175	
30	0,0035	



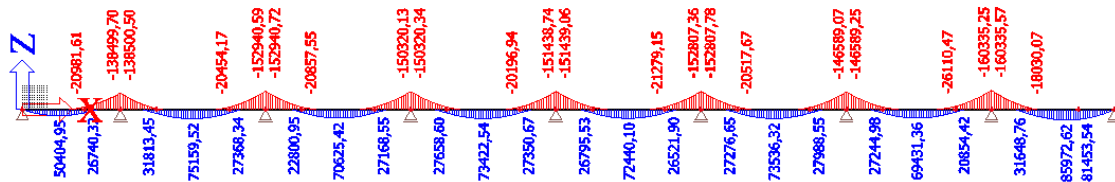
Betonářská výztuž B500B			
$f_{yk,c} =$	-500	MPa	Pro návrh bylo možné využít pracovní diagram se stoupající druhou větví pracovního diagramu. Za předpokladu, že by průřez v rámci posouzení nevyhovoval, přikročilo by se k přesnějšímu pracovnímu diagramu betonářské výztuže. Nicméně použití zjednodušeného pracovního diagramu posuzování konstrukce udržuje na straně bezpečné.
$f_{yk,t} =$	500	MPa	
$\gamma_c =$	1,15		
$f_{yd,c} =$	-434,783	MPa	
$f_{yd,t} =$	434,783	MPa	
$E_s =$	200000	MPa	
$\epsilon_{uk,c} =$	-0,0500		
$\epsilon_{uk,t} =$	0,0500		
$\epsilon_{pl} =$	0,0022		
Návrhový pracovní diagram betonářské oceli - dle ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992 - 2			



Předpínací výztuž Y1860S7 - 15,7 - - dle ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992 - 2			
$f_{pk} =$	1860	MPa	
$f_{p0,1k} =$	1636,8	MPa	
$\gamma_s =$	1,15		
$E_p =$	195000	MPa	
$f_{pd} =$	1617,391	MPa	
$f_{p0,1d} =$	1423,304	MPa	
$\epsilon_{ud}/\epsilon_{uk} =$	0,909		
$\epsilon_{ud} =$	0,02		
$\epsilon_{uk} =$	0,022		



Vnitřní síly pro posouzení:



$M_{\text{krajní pole}} = 50,404 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad první podporou}} = -138,5 \text{ MNm}$

$M_{\text{pro druhé pole}} = 75,2 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad druhou podporou}} = -152,9 \text{ MNm}$

$M_{\text{poslední pole}} = 85,97 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad předposlední podporou}} = -163,335 \text{ MNm}$

$\Delta M_p = 4,732 \text{ MNm}$

GEOMETRIE posuzovaných průřezů

Předpínací výztuž (Hodnota souřadnice z je uvažována jako vzdálenost od spodních vláken)

Průřez v poli

Výška průřezu = 2 m

Vrstva	Plocha výztuže	souř. Z	Počáteční napětí	Počáteční přetvoření
1	0,0372	0,435	1142,220	0,006
2	* tlakovou únosnost předpínací výztuže neuvažují			
3				

Vstupní údaje

Poloha posuzované výztuže	1. Vrstva	2. Vrstva	3. Vrstva
Počet lan v kabelu =	31	15	
Počet kabelů =	8	0	
Plocha jednoho lana =	150 mm ²	150 mm ²	150 mm ²

Celková plocha =	0,0372 m ²	0 m ²	0
Posouzení			
Výpočet síly v přepínací výztuži po přitížení na mez únosnosti			
Celkové možné poměrné přetvoření předpínací výztuže:	$\epsilon_{ud} =$	0,02	
Počáteční přetvoření předpínací výztuže:	$\epsilon_{počáteční} =$	0,006	
Rozdíl přetvoření:	$\epsilon_{MSÚ} =$	0,014	
Výztuž je na mezi kluzu, z prac. diagramu odečteme napětí:	$f_{MSÚ} =$	1519,437	
Výpočet síly v přepínací výztuži po přitížení na mez únosnosti:	$F_{MSÚ} =$	56,52306	MN
Zjištění polohy neutrální osy			
Předpoklad je bi-lineární pracovní diagram betonu.			
Síla od předpínací výztuže je rozdělena na tři díly:			
Síla pro první část pracovního diagramu (plocha pod křivkou):	$1/3 \times F_{MSÚ} =$	18,841	MN
Síla pro druhou část pracovního diagramu (*ditto*):	$2/3 \times F_{MSÚ} =$	37,682	MN
Výpočet výšky pro druhou část (obdélníková):	$h_{obdélník} =$	0,109223	m
Jelikož obě větve prac. Diagramu mají stejný přírůstek přetvoření, hodnotu $h_{obdélník}$ pouze vynásobíme dvěma			
Poloha neutrální osy vzhledem k tlačnému betonu:	$z =$	0,218447	m
Kontrola:	<i>Síly působící na průřez musí být v rovnováze</i>		
Síly od betonu:			
Pro první část:	$b * h_{obdélník} / 2 * f_{cd} =$	$F_{c1} =$	18,841 MN
Pro druhou část:	$b * h_{obdélník} * f_{cd} =$	$F_{c2} =$	37,682 MN
Celkem síly od betonu:		$F_c =$	56,523 MN
Celkové síly od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	56,523 MN
Rozdíl:	$F_c - F_{MSÚ} =$	$F_c - F_{MSÚ} =$	0 MN
Průřez je v rovnováze	<i>Celkový moment únosnosti je součtem příspěvku k tomuto momentu od obou materiálů</i>		
Zjišťování momentu únosnosti			
Výška průřezu:			2
Rameno pro sílu F_{c1} =	$h_{obdélník} * 2/3 =$	$r_{c1} =$	0,072816 m
Ramenopro sílu F_{c2} =	$h_{obdélník} / 2 + h_{obdélník} =$	$r_{c2} =$	0,163835 m
$M_{RD, betonu}:$	$F_{c1} * r_{c1} + F_{c2} * r_{c2} =$	$M_{RD, betonu}:$	7,545554 MNm
Rameno pro přepínací výztuž		$r_{předpětí} =$	1,246553 m
Síla od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	56,52306 MN
$M_{RDpředpětí}:$	$F_{MSÚ} * r_{předpětí} =$	$M_{RDpředpětí}:$	70,45901 MNm
Celkový moment únosnosti posuzovaného průřezu:		$M_{RD} =$	78,00457 MNm

$$M_{ed} = 55,136 \text{ MNm} < 78,005 \text{ MNm}$$

Průřez tedy vyhovuje

10.3. Posouzení pro průřez nad první podporou:

GEOMETRIE posuzovaných průřezů					
Předpínací výztuž		<i>(Hodnota souřadnice z je uvažována jako vzdálenost od spodních vláken)</i>			
Průřez v poli					
Výška průřezu =		2 m			
Vrstva	Plocha výztuže	souř. Z	Počáteční napětí	Počáteční přetvoření	Ztráty (%)
1	0,0744	0,135	1224,000	0,006	
2	* tlakovou únosnost předpínací výztuže neuvažuji				
3					
Vstupní údaje					
Poloha posuzované výztuže		1. Vrstva	2. Vrstva	3. Vrstva	
Počet lan v kabelu =		31	15		
Počet kabelů =		16	0		
Plocha jednoho lana =		150 mm ²	150 mm ²	150 mm ²	
Celková plocha =		0,0744 m ²	0 m ²	0	
Posouzení					
Výpočet síly v přepínací výztuži po přitížení na mez únosnosti					
Celkové možné poměrné přetvoření předpínací výztuže:		$\epsilon_{ud} =$	0,02		
Počáteční přetvoření předpínací výztuže:		$\epsilon_{počáteční} =$	0,006		
Rozdíl přetvoření:		$\epsilon_{MSÚ} =$	0,014		
Výztuž je na mezi kluzu, z prac. diagramu odečteme napětí:		$f_{MSÚ} =$	1512,424		
Výpočet síly v přepínací výztuži po přitížení na mez únosnosti:		$F_{MSÚ} =$	112,5243 MN		
Zjištění polohy neutrální osy					
Předpoklad je bi-lineární pracovní diagram betonu.					
Síla od předpínací výztuže je rozdělena na tři díly:					
Síla pro první část pracovního diagramu (plocha pod křivkou):		$1/3 \times F_{MSÚ} =$	37,508	MN	
Síla pro druhou část pracovního diagramu (*ditto*):		$2/3 \times F_{MSÚ} =$	75,016	MN	
Výpočet výšky pro druhou část (obdélníková):		$h_{obdélník} =$	1,25027	m	
Jelikož obě větve prac. Diagramu mají stejný přírůstek přetvoření, hodnotu $h_{obdélník}$ pouze vynásobíme dvěma					
Poloha neutrální osy vzhledem k tlačenému betonu:		$z =$	2,500541	m	
Kontrola:					
Síly od betonu: <i>Síly působící na průřez musí být v rovnováze</i>					
Pro první část:		$b * h_{obdélník} / 2 * f_{cd} =$	$F_{c1} =$	37,50811	MN
Pro druhou část:		$b * h_{obdélník} * f_{cd} =$	$F_{c2} =$	75,01622	MN
Celkem síly od betonu:			$F_c =$	112,5243	MN
Celkové síly od předpínací výztuže:			$F_{MSÚ} =$	112,5243	MN
Rozdíl:		$F_c - F_{MSÚ} =$	$F_c - F_{MSÚ} =$	0	MN

Průřez je v rovnováze	<i>Celkový moment únosnosti je součtem příspěvku k tomuto momentu od obou materiálů</i>		
Zjišťování momentu únosnosti			
Výška průřezu:	3		
Rameno pro sílu F_{c1} =	$h_{\text{obdélník}} * 2/3 =$	$r_{c1} =$	0,833514 m
Rameno pro sílu F_{c2} =	$h_{\text{obdélník}}/2 + h_{\text{obdélník}} =$	$r_{c2} =$	1,875406 m
$M_{RD, \text{betonu}}:$	$F_{c1} * r_{c1} + F_{c2} * r_{c2} =$	$M_{RD, \text{betonu}}:$	171,9494 MNm
Rameno pro přepínací výztuž		$r_{\text{předpětí}} =$	0,364459 m
Síla od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	112,5243 MN
$M_{RD, \text{předpětí}}:$	$F_{MSÚ} * r_{\text{předpětí}} =$	$M_{RD, \text{předpětí}}:$	41,01054 MNm
Celkový moment únosnosti posuzovaného průřezu:		$M_{RD} =$	212,9599 MNm

Med = -138,5 MNm < 212,9599 MNm

10.4. Posouzení průřezu ve druhém poli:

GEOMETRIE posuzovaných průřezů				
Předpínací výztuž		<i>(Hodnota souřadnice z je uvažována jako vzdálenost od spodních vláken)</i>		
Průřez v poli				
Výška průřezu =		2 m		
Vrstva	Plocha výztuže	souř. Z	Počáteční napětí	Počáteční přetvoření
1	0,0372	0,435	1142,220	0,006
2	* tlakovou únosnost předpínací výztuže neuvažují			
3				
Vstupní údaje				
Poloha posuzované výztuže		1. Vrstva	2. Vrstva	3. Vrstva
Počet lan v kabelu =		31	15	
Počet kabelů =		8	0	
Plocha jednoho lana =		150 mm ²	150 mm ²	150 mm ²
Celková plocha =		0,0372 m ²	0 m ²	0
Posouzení				
Výpočet síly v přepínací výztuži po přitížení na mez únosnosti				
Celkové možné poměrné přetvoření předpínací výztuže:		$\epsilon_{ud} =$	0,02	
Počáteční přetvoření předpínací výztuže:		$\epsilon_{\text{počáteční}} =$	0,006	
Rozdíl přetvoření:		$\epsilon_{MSÚ} =$	0,014	
Výztuž je na mezi kluzu, z prac. diagramu odečteme napětí:		$f_{MSÚ} =$	1519,437	
Výpočet síly v přepínací výztuži po přitížení na mez únosnosti:		$F_{MSÚ} =$	56,52306 MN	
Zjištění polohy neutrální osy				
Předpoklad je bi-lineární pracovní diagram betonu.				
Síla od předpínací výztuže je rozdělena na tři díly:				
Síla pro první část pracovního diagramu (plocha pod křivkou):		$1/3 * F_{MSÚ} =$	18,841	MN
Síla pro druhou část pracovního diagramu (*ditto*):		$2/3 * F_{MSÚ} =$	37,682	MN
Výpočet výšky pro druhou část (obdélníková):		$h_{\text{obdélník}} =$	0,109223	m

Jelikož obě větve prac. Diagramu mají stejný přírůstek přetvoření, hodnotu $h_{\text{obdélník}}$ pouze vynásobíme dvěma

Poloha neutrální osy vzhledem k tlačenému betonu: $z = 0,218447 \text{ m}$

Kontrola:

Síly působící na průřez musí být v rovnováze

Síly od betonu:

Pro první část: $b * h_{\text{obdélník}}/2 * f_{cd} = F_{c1} = 18,841 \text{ MN}$

Pro druhou část: $b * h_{\text{obdélník}} * f_{cd} = F_{c2} = 37,682 \text{ MN}$

Celkem síly od betonu: $F_c = 56,523 \text{ MN}$

Celkové síly od předpínací výztuže: $F_{MSÚ} = 56,523 \text{ MN}$

Rozdíl: $F_c - F_{MSÚ} = F_c - F_{MSÚ} = 0 \text{ MN}$

Průřez je v rovnováze

Celkový moment únosnosti je součtem příspěvku k tomuto momentu od obou materiálů

Zjišťování momentu únosnosti

Výška průřezu: 2

Rameno pro sílu $F_{c1} = h_{\text{obdélník}} * 2/3 = r_{c1} = 0,072816 \text{ m}$

Ramenopro sílu $F_{c2} = h_{\text{obdélník}}/2 + h_{\text{obélník}} = r_{c2} = 0,163835 \text{ m}$

$M_{RD, \text{betonu}}: F_{c1} * r_{c1} + F_{c2} * r_{c2} = M_{RD, \text{betonu}}: 7,545554 \text{ MNm}$

Rameno pro přepínací výztuž $r_{\text{předpětí}} = 1,246553 \text{ m}$

Síla od předpínací výztuže: $F_{MSÚ} = 56,52306 \text{ MN}$

$M_{RD, \text{předpětí}}: F_{MSÚ} * r_{\text{předpětí}} = M_{RD, \text{předpětí}}: 70,45901 \text{ MNm}$

Celkový moment únosnosti posuzovaného průřezu: $M_{RD} = 78,00457 \text{ MNm}$

$M_{ed} = 79,932 \text{ MNm} > 78,005 \text{ MNm}$

Průřez tedy nevyhovuje.

Proto bude v tomto případě počítáno i s betonářskou výztuží.

Přídavná betonářská výztuž			
Velikost nepokrytého momentu:	$M_{roz} =$	-	MNm
Plocha betonářské výztuže:	$A_b =$	0,0196	m ²
Napětí v betonářské výztuži:	$\sigma =$	435,0000	Mpa
Velikost síly od předpínací výztuže:	$F_p =$	56,4915	MN
Velikost síly od bet. Výztuže:	$F_b =$	8,5369	MN
Průměr prutu betonářské výztuže:	$\phi =$	0,0250	m
Počet prutů:	$n =$	40,0000	(pro oba trámy)
Plocha jednoho prutu:	$A_1 =$	0,0005	m ²
Síla pro první část pracovního diagramu (plocha pod křivkou):	$1/3 * F_{MSÚ} =$		21,67613 MN
Síla pro druhou část pracovního diagramu (*ditto*):	$2/3 * F_{MSÚ} =$		43,35226 MN
Rameno pro sílu $F_{c1} =$	$= h_{\text{obdélník}} * 2/3$	$r_{c1} =$	0,083689 m
Ramenopro sílu $F_{c2} =$	$= h_{\text{obdélník}}/2 + h_{\text{obélník}}$	$r_{c2} =$	0,188488 m
$M_{RD, \text{betonu}}:$	$F_{c1} * r_{c1} + F_{c2} * r_{c2} =$	$M_{RD, \text{betonu}}:$	9,98543 MNm
Rameno pro přepínací výztuž		$r_{\text{předpětí}} =$	1,313683 m
Síla od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	56,4915 MN
$M_{RD, \text{předpětí}}:$	$= F_{MSÚ} * r_{\text{předpětí}}$	$M_{RD, \text{předpětí}}:$	74,21191 MNm

$M_{bet. \text{ výztuž}} :$	$r_{výztuz} =$	1,673683 m
	$M_{výztuž} =$	14,28802 MNm
Celkový ohybový moment únosnosti s bet. Výztuží:	$M_{rd} =$	98,48536 MNm

$$M_{ed} = 79,932 < M_{rd} = 98,485 \text{ MNm}$$

Průřez vyhovuje s uvažením betonářské výztuže.

10.5. Posouzení průřezu nad druhou podporou:

GEOMETRIE posuzovaných průřezů						
Předpínací výztuž		<i>(Hodnota souřadnice z je uvažována jako vzdálenost od spodních vláken)</i>				
Průřez v poli						
Výška průřezu =		2 m				
Vrstva	Plocha výztuže	souř. Z	Počáteční napětí	Počáteční přetvoření	Ztráty (%)	
1	0,0744	0,135	1231,000	0,006		
2	* tlakovou únosnost předpínací výztuže neuvažují					
3						
Vstupní údaje						
Polooha posuzované výztuže		1. Vrstva	2. Vrstva	3. Vrstva		
Počet lan v kabelu =		31	15			
Počet kabelů =		16	0			
Plocha jednoho lana =		150 mm ²	150 mm ²	150 mm ²		
Celková plocha =		0,0744 m ²	0 m ²	0		
Posouzení						
Výpočet síly v přepínací výztuži po přetížení na mez únosnosti						
Celkové možné poměrné přetvoření předpínací výztuže:				$\epsilon_{ud} =$	0,02	
Počáteční přetvoření předpínací výztuže:				$\epsilon_{počáteční} =$	0,006	
Rozdíl přetvoření:				$\epsilon_{MSÚ} =$	0,014	
Výztuž je na mezi kluzu, z prac. diagramu odečteme napětí:				$f_{MSÚ} =$	1511,824	
Výpočet síly v přepínací výztuži po přetížení na mez únosnosti:				$F_{MSÚ} =$	112,4797 MN	
Zjištění polohy neutrální osy						
Předpoklad je bi-lineární pracovní diagram betonu.						
Síla od předpínací výztuže je rozdělena na tři dílly:						
Síla pro první část pracovního diagramu (plocha pod křivkou):				$1/3 \times F_{MSÚ} =$	37,493	MN
Síla pro druhou část pracovního diagramu (*ditto*):				$2/3 \times F_{MSÚ} =$	74,986	MN
Výpočet výšky pro druhou část (obdélníková):				$h_{obdélínik} =$	1,249774	m
Jelikož obě větve prac. Diagramu mají stejný přírůstek přetvoření, hodnotu $h_{obdélínik}$ pouze vynásobíme dvěma						
Polooha neutrální osy vzhledem k tlačnému betonu:				$z =$	2,499548	m

Kontrola:		<i>Síly působící na průřez musí být v rovnováze</i>	
Síly od betonu:			
Pro první část:	$b * h_{\text{obdélník}}/2 * f_{cd} =$	$F_{c1} =$	37,49322 MN
Pro druhou část:	$b * h_{\text{obdélník}} * f_{cd} =$	$F_{c2} =$	74,98645 MN
Celkem síly od betonu:		$F_C =$	112,4797 MN
Celkové síly od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	112,4797 MN
Rozdíl:	$F_C - F_{MSÚ} =$	$F_C - F_{MSÚ} =$	0 MN
Průřez je v rovnováze		<i>Celkový moment únosnosti je součtem příspěvku k tomuto momentu od obou materiálů</i>	
Zjišťování momentu únosnosti			
Výška průřezu:		3	
Rameno pro sílu F_{c1} =	$h_{\text{obdélník}} * 2/3 =$	$r_{c1} =$	0,833183 m
Rameno pro sílu F_{c2} =	$h_{\text{obdélník}}/2 + h_{\text{obdélník}} =$	$r_{c2} =$	1,874661 m
$M_{RD, \text{betonu}}:$	$F_{c1} * r_{c1} + F_{c2} * r_{c2} =$	$M_{RD, \text{betonu}}:$	171,8129 MNm
Rameno pro přepínací výztuž		$r_{\text{předpětí}} =$	0,365452 m
Síla od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	112,4797 MN
$M_{RD, \text{předpětí}}:$	$F_{MSÚ} * r_{\text{předpětí}} =$	$M_{RD, \text{předpětí}}:$	41,1059 MNm
Celkový moment únosnosti posuzovaného průřezu:		$M_{RD} =$	212,9188 MNm

Med = -152,9 MNm < 212,92 MNm

Průřez tedy vyhovuje

10.6. Posouzení průřezu v posledním poli:

Posouzení			
Výpočet síly v přepínací výztuži po přitížení na mez únosnosti			
Celkové možné poměrné přetvoření předpínací výztuže:	$\epsilon_{ud} =$		0,02
Počáteční přetvoření předpínací výztuže:	$\epsilon_{\text{počáteční}} =$		0,006
Rozdíl přetvoření:	$\epsilon_{MSÚ} =$		0,014
Výztuž je na mezi kluzu, z prac. diagramu odečteme napětí:	$f_{MSÚ} =$		1519,437
Výpočet síly v přepínací výztuži po přitížení na mez únosnosti:	$F_{MSÚ} =$		70,65382 MN
Zjištění polohy neutrální osy			
Předpoklad je bi-lineární pracovní diagram betonu.			
Síla od předpínací výztuže je rozdělena na tři díly:			
Síla pro první část pracovního diagramu (plocha pod křivkou):	$1/3 * F_{MSÚ} =$	23,551	MN
Síla pro druhou část pracovního diagramu (*ditto*):	$2/3 * F_{MSÚ} =$	47,103	MN
Výpočet výšky pro druhou část (obdélníková):	$h_{\text{obdélník}} =$	0,136529	m
Jelikož obě větve prac. Diagramu mají stejný přírůstek přetvoření, hodnotu $h_{\text{obdélník}}$ pouze vynásobíme dvěma			
Poloha neutrální osy vzhledem k tlačnému betonu:	$z =$	0,273058	m
Kontrola:		<i>Síly působící na průřez musí být v rovnováze</i>	
Síly od betonu:			
Pro první část:	$b * h_{\text{obdélník}}/2 * f_{cd} =$	$F_{c1} =$	23,551 MN
Pro druhou část:	$b * h_{\text{obdélník}} * f_{cd} =$	$F_{c2} =$	47,103 MN
Celkem síly od betonu:		$F_C =$	70,654 MN
Celkové síly od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	70,654 MN
Rozdíl:	$F_C - F_{MSÚ} =$	$F_C - F_{MSÚ} =$	0 MN
Průřez je v rovnováze		<i>Celkový moment únosnosti je součtem příspěvku k tomu</i>	

Zjišťování momentu únosnosti		momentu od obou materiálů	
Výška průřezu:			2
Rameno pro sílu F_{c1} =	$h_{\text{obdélník}} * 2/3 =$	$r_{c1} =$	0,091019 m
Ramenopro sílu F_{c2} =	$h_{\text{obdélník}}/2 + h_{\text{obélník}} =$	$r_{c2} =$	0,204794 m
$M_{RD, \text{betonu}}:$	$F_{c1} * r_{c1} + F_{c2} * r_{c2} =$	$M_{RD, \text{betonu}}:$	11,78993 MNm
Rameno pro přepínací výztuž		$r_{\text{předpětí}} =$	1,191942 m
Síla od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	70,65382 MN
$M_{RD, \text{předpětí}}:$	$F_{MSÚ} * r_{\text{předpětí}} =$	$M_{RD, \text{předpětí}}:$	84,21524 MNm
Celkový moment únosnosti posuzovaného průřezu:		$M_{RD} =$	96,00517 MNm

$M_{ed} = 90,706 < 96,005$

Průřez tedy vyhovuje.

10.7. Posouzení průřezu nad předposlední podporou:

GEOMETRIE posuzovaných průřezů					
Předpínací výztuž		<i>(Hodnota souřadnice z je uvažována jako vzdálenost od spodních vláken)</i>			
Průřez v poli					
Výška průřezu =		2 m			
Vrstva	Plocha výztuže	souř. Z	Počáteční napětí	Počáteční přetvoření	Ztráty (%)
1	0,0744	0,135	1231,000	0,006	
2	* tlakovou únosnost předpínací výztuže neuvažuji				
3					
Vstupní údaje					
Poloha posuzované výztuže		1. Vrstva	2. Vrstva	3. Vrstva	
Počet lan v kabelu =		31	15		
Počet kabelů =		16	0		
Plocha jednoho lana =		150 mm ²	150 mm ²	150 mm ²	
Celková plocha =		0,0744 m ²	0 m ²	0	
Posouzení					
Výpočet síly v přepínací výztuži po přetížení na mez únosnosti					
Celkové možné poměrné přetvoření předpínací výztuže:		$\epsilon_{ud} =$	0,02		
Počáteční přetvoření předpínací výztuže:		$\epsilon_{\text{počáteční}} =$	0,006		
Rozdíl přetvoření:		$\epsilon_{MSÚ} =$	0,014		
Výztuž je na mezi kluzu, z prac. diagramu odečteme napětí:		$f_{MSÚ} =$	1511,824		
Výpočet síly v přepínací výztuži po přetížení na mez únosnosti:		$F_{MSÚ} =$	112,4797 MN		
Zjištění polohy neutrální osy					
Předpoklad je bi-lineární pracovní diagram betonu.					
Síla od předpínací výztuže je rozdělena na tři dílly:					
Síla pro první část pracovního diagramu (plocha pod křivkou):					
		$1/3 * F_{MSÚ} =$	37,493	MN	

Síla pro druhou část pracovního diagramu (*ditto*):	$2/3 \times F_{MSÚ} =$	74,986	MN
Výpočet výšky pro druhou část (obdélníková):	$h_{obdélínik} =$	1,249774	m
Jelikož obě větve prac. Diagramu mají stejný přírůstek přetvoření, hodnotu $h_{obdélínik}$ pouze vynásobíme dvěma			
Poloha neutrální osy vzhledem k tlačenému betonu:	$z =$	2,499548	m
Kontrola:	<i>Síly působící na průřez musí být v rovnováze</i>		
Síly od betonu:			
Pro první část:	$b * h_{obdélínik} / 2 * f_{cd} =$	$F_{c1} =$	37,49322 MN
Pro druhou část:	$b * h_{obdélínik} * f_{cd} =$	$F_{c2} =$	74,98645 MN
Celkem síly od betonu:	$F_C =$	112,4797	MN
Celkové síly od předpínací výztuže:	$F_{MSÚ} =$	112,4797	MN
Rozdíl:	$F_C - F_{MSÚ} =$	$F_C - F_{MSÚ} =$	0 MN
Průřez je v rovnováze	<i>Celkový moment únosnosti je součtem příspěvku k tomuto momentu od obou materiálů</i>		
Zjišťování momentu únosnosti			
Výška průřezu:			3
Rameno pro sílu F_{c1} =	$h_{obdélínik} * 2/3 =$	$r_{c1} =$	0,833183 m
Ramenopro sílu F_{c2} =	$h_{obdélínik} / 2 + h_{obdélínik} =$	$r_{c2} =$	1,874661 m
$M_{RD, betonu}$:	$F_{c1} * r_{c1} + F_{c2} * r_{c2} =$	$M_{RD, betonu}$:	171,8129 MNm
Rameno pro přepínací výztuž		$r_{předpětí} =$	0,365452 m
Síla od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	112,4797 MN
$M_{RDpředpětí}$:	$F_{MSÚ} * r_{předpětí} =$	$M_{RDpředpětí}$:	41,1059 MNm
Celkový moment únosnosti posuzovaného průřezu:	$M_{RD} =$	212,9188	MNm

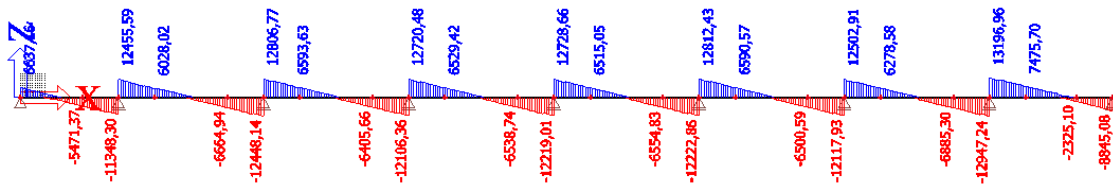
$$M_{ed} = -163,335 \text{ MNm} < 212,9188 \text{ MNm}$$

Konstrukce z tohoto hlediska na požadavky MSÚ vyhovuje.

10.8. Posouzení na smykové účinky

Součástí posouzení je také návrh výztuže. Extrémní účinky jsou v místě mezilehlých podpor. Na tyto síly je navržena smykové výztuž. Smykové výztuž v polích je navržena ze stejného průměru, ale s větší roztečí.

Posouzení na extrémní smykové namáhání:



$V_{ED, nad\ podporou} = 13,197\ MN$

$V_{pole} = 6,883\ MN$

Nad podporou			
POSOUZENÍ PRŮŘEZU - MSÚ			
SMYKOVÁ ÚNOSNOST - POSOUZENÍ DLE ČSN EN 1992-1-1			
Geometrie průřezu:			
Výška:	$h =$		3 m
Minimální šířka:	$b_w =$	0,9 m	x 2 1,8 m
<i>Pozn.: Posuzovaná konstrukce je dvoutrám, proto je potřeba b_w vynásobit dvěma</i>			
Ohybová výztuž:		Symková výztuž - třmeny	
Krytí:	$c =$	0,06 m	Profil: $\phi =$ 0,025 m
Průměr výztuže:	$\phi =$	25 mm	Střížnost: 4
Množství výztuže:	$n =$	6,666	Rozteč: $s =$ 0,1
Statická výška:	$d =$	2,915 m	Plocha: $A_{sw1} =$ 0,000156
Rameno vnitřních sil	$z =$	2,6235	$A_{ssw, trám} =$ 0,000625
			$A_{průřez} =$ 0,00125
Vlastnosti betonu			
Char. pevnost	$f_{ck} =$	50 MPa	
Součinitel mat.	$\gamma_c =$	1,5	

Redukční souč. v tlaku	$\alpha_{cc} =$	0,9	
Návrhová pevnost	$f_{cd} =$	30 MPa	
Součinitel smyk. Pev.	$v_1 =$	0,48	
Stanovení smyskové únosnosti prvku			
Únosnost tlačené diagonály:		$V_{Rd,max} = a_{cw} * b_w * z * v_1 * f_{cd} * (2 * \cotg\theta) / (1 + \cotg^2\theta)$	
$V_{Rd,max} =$		69,10683	MN
$a_{cw} =$		0,5	
Únosnost smyskové výztuže		$V_{Rd,s} = A_{sw}/s * z * f_{ywd} * \cotg\theta$	
$V_{Rd,s} =$		17831,6	kN
$A_{sw} =$	0,00125	m ²	
$f_{ywd} =$	435	MPa	
Návrhová hodnota posouvající síly V_{ed}		13196,66	< 17831,6
Stanovení smyskové únosnosti prvku bez smyskové výztuže			
<i>- není provedeno. Z letmého pohledu na výsledné vnitřní síly je jasné, že se konstrukce bez smyskové výztuže neobejde.</i>			
<i>- samotná konstrukce nikdy nebude navržena bez smyskové výztuže. Vždy je potřeba dodržet minimální stupeň vyztužení.</i>			
POSOUZENÍ PRŮŘEZU - MSÚ			
SMYKOVÁ ÚNOSNOST - POSOUZENÍ DLE ČSN EN 1992-1-1			
Geometrie průřezu:			
Výška:	$h =$		2 m
Minimální šířka:	$b_w =$	1,175 m	x 2 2,35 m
<i>Pozn.: Posuzovaná konstrukce je dvoutrám, proto je potřeba b_w vynásobit dvěma</i>			
Ohybová výztuž:		Smysková výztuž - třmeny	
Krytí:	$c =$	0,06 m	Profil: $\phi =$ 0,025 m
Průměr výztuže:	$\phi =$	25 mm	Střížnost: 4
Množství výztuže:	$n =$	6,666	Rozteč: $s =$ 0,15
Statická výška:	$d =$	1,915 m	Plocha: $A_{sw1} =$ 0,000156
Rameno vnitřních sil	$z =$	1,7235	$A_{ssw,trám} =$ 0,000625
			$A_{průřez} =$ 0,00125
Vlastnosti betonu			
Char. pevnost	$f_{ck} =$	50 MPa	
Součinitel mat.	$\gamma_c =$	1,5	
Redukční souč. v tlaku	$\alpha_{cc} =$	0,9	
Návrhová pevnost	$f_{cd} =$	30 MPa	
Součinitel smyk. Pev.	$v_1 =$	0,48	
Stanovení smyskové únosnosti prvku			
Únosnost tlačené diagonály:		$V_{Rd,max} = a_{cw} * b_w * z * v_1 * f_{cd} * (2 * \cotg\theta) / (1 + \cotg^2\theta)$	
$V_{Rd,max} =$		59,27159	MN

$a_{cw} =$	0,5	
Únosnost smykové výztuže	$V_{Rd,s} = A_{sw}/s * z * f_{ywd} * \cot\theta$	
$V_{Rd,s} =$	7809,609	kN
$A_{sw} =$	0,00125	m ²
$f_{ywd} =$	435	MPa
Návrhová hodnota posouvající síly V_{ed}	6883	< 7809,609
Stanovení smykové únosnosti prvku bez smykové výztuže		
<i>- není provedeno. Z letmého pohledu na výsledné vnitřní síly je jasné, že se konstrukce bez smykové výztuže neobejde.</i>		
<i>- samotná konstrukce nikdy nebude navržena bez smykové výztuže. Vždy je potřeba dodržet minimální stupeň vyztužení.</i>		

V náběžích je navrženo $\phi 16$ po 150 4- střižné. Mimo náběhy $\phi 16$ po 200 4- střižné.

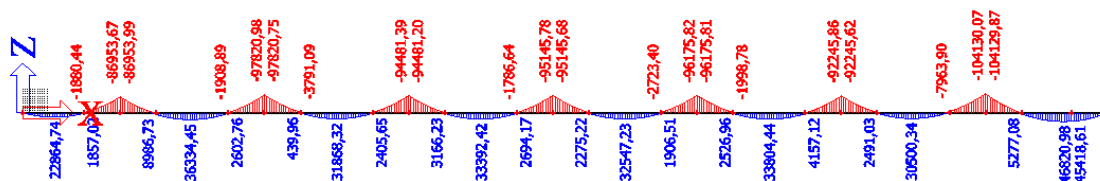
Konstrukce vyhovuje z tohoto MSÚ.

10.9. Posouzení z hlediska křehkého lomu

Dle normy ČSN EN 1992 – 1 – 1, má být bráněno křehkému lomu přetržením předpínací výztuže. Dle ČSN EN 1992 – 2 se k tomuto účelu navrhne betonářská výztuž, která bude varovat, před eventuálním kolapsem konstrukce.

Postu je následující:

1. zjistíme kolik musíme mít v průřezu předpínací výztuže, aby bylo za časté kombinace dosaženo mezní pevnosti betonu v tahu
2. Podle toho redukuje výztuž pro posouzení únosnosti
3. Posoudíme na únosnost s takto omezenou výztuží, jestli nám konstrukce za časté kombinace vyhoví



$M_{\text{krajní pole}} = 22,864 \text{ MNm}$

$M_{\text{první podpora}} = -86,953 \text{ MNm}$

$M_{\text{druhé pole}} = 36,335 \text{ MNm}$

$M_{\text{druhá podpora}} = -97,820 \text{ MNm}$

$M_{\text{poslední pole}} = 46,820 \text{ MNm}$

$M_{\text{předposlední podpora}} = -104,129 \text{ MNm}$

10.8.1 Posouzení krajního pole

Vstupní údaje			
Poloha posuzované výztuže	1. Vrstva	2. Vrstva	3. Vrstva
Počet lan v kabelu =	31	15	
Počet kabelů =	1,51	0	
Plocha jednoho lana =	150 mm ²	150 mm ²	150 mm ²
Celková plocha =	0,007022 m ²	0 m ²	0
Posouzení			
Výpočet síly v přepínací výztuži po přitížení na mez únosnosti			
Celkové možné poměrné přetvoření předpínací výztuže:	$\epsilon_{ud} =$	0,02	
Počáteční přetvoření předpínací výztuže:	$\epsilon_{\text{počáteční}} =$	0,006	
Rozdíl přetvoření:	$\epsilon_{MSÚ} =$	0,014	
Výztuž je na mezi kluzu, z prac. diagramu odečteme napětí:	$f_{MSÚ} =$	1518,589	
Výpočet síly v přepínací výztuži po přitížení na mez únosnosti:	$F_{MSÚ} =$	10,66277 MN	
Zjištění polohy neutrální osy			
Předpoklad je bi-lineární pracovní diagram betonu.			
Síla od předpínací výztuže je rozdělena na tři díly:			
Síla pro první část pracovního diagramu (plocha pod křivkou):	$1/3 \times F_{MSÚ} =$	3,554	MN
Síla pro druhou část pracovního diagramu (*ditto*):	$2/3 \times F_{MSÚ} =$	7,109	MN
Výpočet výšky pro druhou část (obdélníková):	$h_{\text{obdélník}} =$	0,020604	m
Jelikož obě větve prac. Diagramu mají stejný přírůstek přetvoření, hodnotu $h_{\text{obdélník}}$ pouze vynásobíme dvěma			

Poloha neutrální osy vzhledem k tlačenému betonu:	$z =$	0,041209	m
Kontrola:	<i>Síly působící na průřez musí být v rovnováze</i>		
Síly od betonu:			
Pro první část:	$b * h_{\text{obdélník}}/2 * f_{cd} =$	$F_{c1} =$	3,554 MN
Pro druhou část:	$b * h_{\text{obdélník}} * f_{cd} =$	$F_{c2} =$	7,109 MN
Celkem síly od betonu:	$F_c =$	10,663	MN
Celkové síly od předpínací výztuže:	$F_{MSÚ} =$	10,663	MN
Rozdíl:	$F_c - F_{MSÚ} =$	$F_c - F_{MSÚ} =$	0 MN
Průřez je v rovnováze	<i>Celkový moment únosnosti je součtem příspěvku k tomuto momentu od obou materiálů</i>		
Zjišťování momentu únosnosti			
Výška průřezu:			2
Rameno pro sílu F_{c1} =	$h_{\text{obdélník}} * 2/3 =$	$r_{c1} =$	0,013736 m
Ramenopro sílu F_{c2} =	$h_{\text{obdélník}}/2 + h_{\text{obdélník}} =$	$r_{c2} =$	0,030907 m
$M_{RD, \text{betonu}}:$	$F_{c1} * r_{c1} + F_{c2} * r_{c2} =$	$M_{RD, \text{betonu}}:$	0,268522 MNm
Rameno pro přepínací výztuž		$r_{\text{předpětí}} =$	1,423791 m
Síla od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	10,66277 MN
$M_{RD, \text{předpětí}}:$	$F_{MSÚ} * r_{\text{předpětí}} =$	$M_{RD, \text{předpětí}}:$	15,18156 MNm
Celkový moment únosnosti posuzovaného průřezu:		$M_{RD} =$	15,45008 MNm

Bude potřeba betonářská výztuž.

Bude uvažováno s betonářskou výztuží ve dvou řadách každá řada deset prutů průměru 25 mm.

Přídavná betonářská výztuž			
Velikost nepokrytého momentu:	$M_{\text{roz}} =$	-	MNm
Plocha betonářské výztuže:	$A_b =$	0,0196	m ²
Napětí v betonářské výztuži:	$\sigma =$	435,0000	Mpa
Velikost síly od předpínací výztuže:	$F_p =$	10,6628	MN
Velikost síly od bet. Výztuže:	$F_b =$	8,5369	MN
Průměr prutu betonářské výztuže:	$\phi =$	0,0250	m
Počet prutů:	$n =$	40,0000	(pro oba trámy)
Plocha jednoho prutu:	$A_1 =$	0,0005	m ²
Síla pro první část pracovního diagramu (plocha pod křivkou):	$1/3 * F_{MSÚ} =$		6,399882 MN
Síla pro druhou část pracovního diagramu (*ditto*):	$2/3 * F_{MSÚ} =$		12,79976 MN
Rameno pro sílu F_{c1} =	$h_{\text{obdélník}} * 2/3 =$	$r_{c1} =$	0,024709 m
Ramenopro sílu F_{c2} =	$h_{\text{obdélník}}/2 + h_{\text{obdélník}} =$	$r_{c2} =$	0,055651 m
$M_{RD, \text{betonu}}:$	$F_{c1} * r_{c1} + F_{c2} * r_{c2} =$	$M_{RD, \text{betonu}}:$	0,870457 MNm
Rameno pro přepínací výztuž		$r_{\text{předpětí}} =$	1,490798 m
Síla od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	10,6628 MN
$M_{RD, \text{předpětí}}:$	$F_{MSÚ} * r_{\text{předpětí}} =$	$M_{RD, \text{předpětí}}:$	15,89604 MNm
$M_{\text{bet. Výztuž}}:$		$r_{\text{vyztuz}} =$	1,850798 m

	$M_{\text{výztuž}} =$	15,80004 MNm
Celkový ohybový moment únosnosti s bet. Výztuží:	$M_{\text{rd}} =$	32,56654 MNm

Takto navržený průřez již vyhovuje.

10.9.2. Posouzení průřezu ve druhém poli:

Vstupní údaje			
Poloha posuzované výztuže	1. Vrstva	2. Vrstva	3. Vrstva
Počet lan v kabelu =	31	15	
Počet kabelů =	2,79	0	
Plocha jednoho lana =	150 mm ²	150 mm ²	150 mm ²
Celková plocha =	0,012974 m ²	0 m ²	0
Posouzení			
Výpočet síly v přepínací výztuži po přetížení na mez únosnosti			
Celkové možné poměrné přetvoření předpínací výztuže:	$\epsilon_{\text{ud}} =$	0,02	
Počáteční přetvoření předpínací výztuže:	$\epsilon_{\text{počáteční}} =$	0,006	
Rozdíl přetvoření:	$\epsilon_{\text{MSÚ}} =$	0,014	
Výztuž je na mezi kluzu, z prac. diagramu odečteme napětí:	$f_{\text{MSÚ}} =$	1518,589	
Výpočet síly v přepínací výztuži po přetížení na mez únosnosti:	$F_{\text{MSÚ}} =$	19,70141 MN	
Zjištění polohy neutrální osy			
Předpoklad je bi-lineární pracovní diagram betonu.			
Síla od předpínací výztuže je rozdělena na tři díly:			
Síla pro první část pracovního diagramu (plocha pod křivkou):	$1/3 \times F_{\text{MSÚ}} =$	6,567	MN
Síla pro druhou část pracovního diagramu (*ditto*):	$2/3 \times F_{\text{MSÚ}} =$	13,134	MN
Výpočet výšky pro druhou část (obdélníková):	$h_{\text{obdélník}} =$	0,03807	m
Jelikož obě větve prac. Diagramu mají stejný přírůstek přetvoření, hodnotu $h_{\text{obdélník}}$ pouze vynásobíme dvěma			
Poloha neutrální osy vzhledem k tlačnému betonu:	$z =$	0,076141	m
Kontrola: <i>Síly působící na průřez musí být v rovnováze</i>			
Síly od betonu:			
Pro první část:	$b * h_{\text{obdélník}}/2 * f_{\text{cd}} =$	$F_{\text{c1}} =$	6,567 MN
Pro druhou část:	$b * h_{\text{obdélník}} * f_{\text{cd}} =$	$F_{\text{c2}} =$	13,134 MN
Celkem síly od betonu:		$F_{\text{c}} =$	19,701 MN
Celkové síly od předpínací výztuže:		$F_{\text{MSÚ}} =$	19,701 MN
Rozdíl:	$F_{\text{c}} - F_{\text{MSÚ}} =$	$F_{\text{c}} - F_{\text{MSÚ}} =$	0 MN
Průřez je v rovnováze <i>Celkový moment únosnosti je součtem příspěvku k tomuto momentu od obou materiálů</i>			
Zjišťování momentu únosnosti			
Výška průřezu: 2			
Rameno pro sílu F_{c1} =	$h_{\text{obdélník}} * 2/3 =$	$r_{\text{c1}} =$	0,02538 m
Rameno pro sílu F_{c2} =	$h_{\text{obdélník}}/2 + h_{\text{obdélník}} =$	$r_{\text{c2}} =$	0,057106 m
$M_{\text{RD, betonu.}}$:	$F_{\text{c1}} * r_{\text{c1}} + F_{\text{c2}} * r_{\text{c2}} =$	$M_{\text{RD, betonu.}}$:	0,916716 MNm
Rameno pro přepínací výztuž		$r_{\text{předpětí}} =$	1,388859 m
Síla od předpínací výztuže:		$F_{\text{MSÚ}} =$	19,70141 MN
$M_{\text{RDpředpětí.}}$:	$F_{\text{MSÚ}} * r_{\text{předpětí}} =$	$M_{\text{RDpředpětí.}}$:	27,36249 MNm
Celkový moment únosnosti posuzovaného průřezu:		$M_{\text{RD}} =$	28,27921 MNm

I zde bude potřeba použít betonářskou výztuž. Návrh výztuže je stejný.

Přídavná betonářská výztuž			
Velikost nepokrytého momentu:	$M_{roz} =$	-	MNm
Plocha betonářské výztuže:	$A_b =$	0,0196	m ²
Napětí v betonářské výztuži:	$\sigma =$	435,0000	Mpa
Velikost síly od předpínací výztuže:	$F_p =$	19,7014	MN
Velikost síly od bet. Výztuže:	$F_b =$	8,5369	MN
Průměr prutu betonářské výztuže:	$\phi =$	0,0250	m
Počet prutů:	$n =$	40,0000	(pro oba trámy)
Plocha jednoho prutu:	$A_1 =$	0,0005	m ²
Síla pro první část pracovního diagramu (plocha pod křivkou):	$1/3 \times F_{MSÚ} =$		9,412763 MN
Síla pro druhou část pracovního diagramu (*ditto*):	$2/3 \times F_{MSÚ} =$		18,82553 MN
Rameno pro sílu $F_{c1} =$	$=$	$h_{obdélník} * 2/3$	$r_{c1} =$ 0,036341 m
Ramenopro sílu $F_{c2} =$	$=$	$h_{obdélník}/2 + h_{obdélník}$	$r_{c2} =$ 0,08185 m
$M_{RD, betonu}:$	$F_{c1} * r_{c1} + F_{c2} * r_{c2} =$	$M_{RD, betonu}:$	1,882945 MNm
Rameno pro přepínací výztuž		$r_{předpětí} =$	1,455867 m
Síla od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	19,7014 MN
$M_{RD, předpětí}:$	$=$	$M_{RD, předpětí}:$	28,68263 MNm
$M_{bet. výztuž} :$		$r_{vyztuž} =$	1,815867 m
		$M_{vyztuž} =$	15,50183 MNm
Celkový ohybový moment únosnosti s bet. Výztuží:	$M_{rd} =$		46,0674 MNm

Takto navržený průřez již vyhovuje.

10.9.3. Posouzení posledního pole:

Vstupní údaje			
Poloha posuzované výztuže	1. Vrstva	2. Vrstva	3. Vrstva
Počet lan v kabelu =	31	15	
Počet kabelů =	3,64	0	
Plocha jednoho lana =	150 mm ²	150 mm ²	150 mm ²
Celková plocha =	0,016926 m ²	0 m ²	0
Posouzení			
Výpočet síly v přepínací výztuži po přitížení na mez únosnosti			
Celkové možné poměrné přetvoření předpínací výztuže:	$\epsilon_{ud} =$		0,02
Počáteční přetvoření předpínací výztuže:	$\epsilon_{počáteční} =$		0,006
Rozdíl přetvoření:	$\epsilon_{MSÚ} =$		0,014
Výztuž je na mezi kluzu, z prac. diagramu odečteme napětí:	$f_{MSÚ} =$		1518,589
Výpočet síly v přepínací výztuži po přitížení na mez únosnosti:	$F_{MSÚ} =$		25,70364 MN
Zjištění polohy neutrální osy			
Předpoklad je bi-lineární pracovní diagram betonu.			

Síla od předpínací výztuže je rozdělena na tři dílly:

Síla pro první část pracovního diagramu (plocha pod křivkou): $1/3 \times F_{MSÚ} = 8,568$ MN

Síla pro druhou část pracovního diagramu (*ditto*): $2/3 \times F_{MSÚ} = 17,136$ MN

Výpočet výšky pro druhou část (obdélníková): $h_{obdélník} = 0,049669$ m

Jelikož obě větve prac. Diagramu mají stejný přírůstek přetvoření, hodnotu $h_{obdélník}$ pouze vynásobíme dvěma

Poloha neutrální osy vzhledem k tlačenému betonu: $z = 0,099338$ m

Kontrola:

Síly působící na průřez musí být v rovnováze

Síly od betonu:

Pro první část: $b * h_{obdélník} / 2 * f_{cd} = F_{c1} = 8,568$ MN

Pro druhou část: $b * h_{obdélník} * f_{cd} = F_{c2} = 17,136$ MN

Celkem síly od

betonu: $F_c = 25,704$ MN

Celkové síly od předpínací výztuže: $F_{MSÚ} = 25,704$ MN

Rozdíl: $F_c - F_{MSÚ} = 0$ MN

Průřez je v rovnováze

Celkový moment únosnosti je součtem příspěvku k tomuto momentu od obou materiálů

Zjišťování momentu únosnosti

Výška průřezu:

2

Rameno pro sílu $F_{c1} = h_{obdélník} * 2/3 = r_{c1} = 0,033113$ m

Ramenopro sílu $F_{c2} = h_{obdélník} / 2 + h_{obdélník} = r_{c2} = 0,074503$ m

$M_{RD, betonu}: F_{c1} * r_{c1} + F_{c2} * r_{c2} = M_{RD, betonu}: 1,560375$ MNm

Rameno pro přepínací výztuž $r_{předpětí} = 1,365662$ m

Síla od předpínací výztuže: $F_{MSÚ} = 25,70364$ MN

$M_{RD, předpětí}: F_{MSÚ} * r_{předpětí} = M_{RD, předpětí}: 35,10249$ MNm

Celkový moment únosnosti posuzovaného průřezu: $M_{RD} = 36,66286$ MNm

Bude potřeba návrh betonářské výztuže:

Přídavná betonářská výztuž			
Velikost nepokrytého momentu:	$M_{roz} =$	-	MNm
Plocha betonářské výztuže:	$A_b =$	0,0196	m ²
Napětí v betonářské výztuži:	$\sigma =$	435,0000	Mpa
Velikost síly od předpínací výztuže:	$F_p =$	25,7036	MN
Velikost síly od bet. Výztuže:	$F_b =$	8,5369	MN
Průměr prutu betonářské výztuže:	$\phi =$	0,0250	m
Počet prutů:	$n =$	40,0000	(pro oba trámy)
Plocha jednoho prutu:	$A_1 =$	0,0005	m ²
Síla pro první část pracovního diagramu (plocha pod křivkou):	$1/3 \times F_{MSÚ} =$	11,4135	MN
Síla pro druhou část pracovního diagramu (*ditto*):	$2/3 \times F_{MSÚ} =$	22,82701	MN
Rameno pro sílu $F_{c1} =$	$= h_{obdélník} * 2/3$	$r_{c1} =$	0,044066 m
Ramenopro sílu $F_{c2} =$	$= h_{obdélník} / 2 + h_{obdélník}$	$r_{c2} =$	0,099248 m
$M_{RD, betonu}: F_{c1} * r_{c1} + F_{c2} * r_{c2} =$	$M_{RD, betonu}: 2,76848$		MNm
Rameno pro přepínací výztuž	$r_{předpětí} =$	1,43267	m
Síla od předpínací výztuže:	$F_{MSÚ} =$	25,7036	MN

$M_{RDpředpětí}$:	$F_{MSÚ} * r_{předpětí}$	$M_{RDpředpětí}$:	36,82482 MNm
$M_{bet. výztuž}$:	=	$r_{výztuž}$ =	1,79267 m
		$M_{výztuž}$ =	15,3038 MNm
Celkový ohybový moment únosnosti s bet. Výztuží:		M_{rd} =	54,89709 MNm

Průřez s takto navrženou výztuží vyhovuje.

10.9.4. Posouzení nad první podporou:

Vstupní údaje			
Poloha posuzované výztuže	1. Vrstva	2. Vrstva	3. Vrstva
Počet lan v kabelu =	31	15	
Počet kabelů =	12,2	0	
Plocha jednoho lana =	150 mm ²	150 mm ²	150 mm ²
Celková plocha =	0,05673 m ²	0 m ²	0
Posouzení			
Výpočet síly v přepínací výztuži po přitížení na mez únosnosti			
Celkové možné poměrné přetvoření předpínací výztuže:	ϵ_{ud} =	0,02	
Počáteční přetvoření předpínací výztuže:	$\epsilon_{počáteční}$ =	0,006	
Rozdíl přetvoření:	$\epsilon_{MSÚ}$ =	0,014	
Výztuž je na mezi kluzu, z prac. diagramu odečteme napětí:	$f_{MSÚ}$ =	1509,824	
Výpočet síly v přepínací výztuži po přitížení na mez únosnosti:	$F_{MSÚ}$ =	85,65229 MN	
Zjištění polohy neutrální osy			
Předpoklad je bi-lineární pracovní diagram betonu.			
Síla od předpínací výztuže je rozdělena na tři dílly:			
Síla pro první část pracovního diagramu (plocha pod křivkou):	$1/3 \times F_{MSÚ}$ =	28,551 MN	
Síla pro druhou část pracovního diagramu (*ditto*):	$2/3 \times F_{MSÚ}$ =	57,102 MN	
Výpočet výšky pro druhou část (obdélníková):	$h_{obdélník}$ =	0,906373 m	
Je-li obě větve prac. Diagramu mají stejný přírůstek přetvoření, hodnotu $h_{obdélník}$ pouze vynásobíme dvěma			
Poloha neutrální osy vzhledem k tlačnému betonu:	z =	1,812747 m	
Kontrola: <i>Síly působící na průřez musí být v rovnováze</i>			
Síly od betonu:			
Pro první část:	$b * h_{obdélník} / 2 * f_{cd}$ =	F_{c1} =	28,55076 MN
Pro druhou část:	$b * h_{obdélník} * f_{cd}$ =	F_{c2} =	57,10153 MN
Celkem síly od betonu:		F_c =	85,65229 MN
Celkové síly od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ}$ =	85,65229 MN
Rozdíl:	$F_c - F_{MSÚ}$ =	$F_c - F_{MSÚ}$ =	0 MN
Průřez je v rovnováze <i>Celkový moment únosnosti je součtem příspěvku k tomuto momentu od obou materiálů</i>			
Zjišťování momentu únosnosti			
Výška průřezu:			3
Rameno pro sílu F_{c1}			
=	$h_{obdélník} * 2/3$ =	r_{c1} =	0,604249 m
Rameno pro sílu F_{c2}			
=	$h_{obdélník} / 2 + h_{obdélník}$ =	r_{c2} =	1,35956 m

$M_{RD, \text{betonu}}:$	$F_{c1} * r_{c1} + F_{c2} * r_{c2} =$	$M_{RD, \text{betonu}}:$	94,88474 MNm
Rameno pro přepínací výztuž		$r_{\text{předpětí}} =$	1,052253 m
Síla od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	85,65229 MN
$M_{RD, \text{předpětí}}:$	$F_{MSÚ} * r_{\text{předpětí}} =$	$M_{RD, \text{předpětí}}:$	90,12789 MNm
Celkový moment únosnosti posuzovaného průřezu:		$M_{RD} =$	185,0126 MNm

Průřez vyhovuje i bez přídavné betonářské výztuže.

10.9.5. Posouzení nad druhou podporou:

Vstupní údaje			
Poloha posuzované výztuže	1. Vrstva	2. Vrstva	3. Vrstva
Počet lan v kabelu =	31	15	
Počet kabelů =	12,9	0	
Plocha jednoho lana =	150 mm ²	150 mm ²	150 mm ²
Celková plocha =	0,059985 m ²	0 m ²	0
Posouzení			
Výpočet síly v přepínací výztuži po přitížení na mez únosnosti			
Celkové možné poměrné přetvoření předpínací výztuže:	$\epsilon_{ud} =$	0,02	
Počáteční přetvoření předpínací výztuže:	$\epsilon_{\text{počáteční}} =$	0,006	
Rozdíl přetvoření:	$\epsilon_{MSÚ} =$	0,014	
Výztuž je na mezi kluzu, z prac. diagramu odečteme napětí:	$f_{MSÚ} =$	1509,824	
Výpočet síly v přepínací výztuži po přitížení na mez únosnosti:	$F_{MSÚ} =$	90,56677 MN	
Zjištění polohy neutrální osy			
Předpoklad je bi-lineární pracovní diagram betonu.			
Síla od předpínací výztuže je rozdělena na tři díly:			
Síla pro první část pracovního diagramu (plocha pod křivkou):	$1/3 * F_{MSÚ} =$	30,189 MN	
Síla pro druhou část pracovního diagramu (*ditto*):	$2/3 * F_{MSÚ} =$	60,378 MN	
Výpočet výšky pro druhou část (obdélníková):	$h_{\text{obdélník}} =$	0,958379 m	
Jelikož obě větve prac. Diagramu mají stejný přírůstek přetvoření, hodnotu $h_{\text{obdélník}}$ pouze vynásobíme dvěma			
Poloha neutrální osy vzhledem k tlačenému betonu:	$z =$	1,916757 m	
Kontrola:			
<i>Síly působící na průřez musí být v rovnováze</i>			
Síly od betonu:			
Pro první část:	$b * h_{\text{obdélník}} / 2 * f_{cd} =$	$F_{c1} =$	30,18892 MN
Pro druhou část:	$b * h_{\text{obdélník}} * f_{cd} =$	$F_{c2} =$	60,37785 MN
Celkem síly od betonu:		$F_c =$	90,56677 MN
Celkové síly od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	90,56677 MN
Rozdíl:	$F_c - F_{MSÚ} =$	$F_c - F_{MSÚ} =$	0 MN
Průřez je v rovnováze <i>Celkový moment únosnosti je součtem příspěvku k tomuto momentu od obou materiálů</i>			
Zjišťování momentu únosnosti			
Výška průřezu: 3			
Rameno pro sílu F_{c1}			
=	$h_{\text{obdélník}} * 2/3 =$	$r_{c1} =$	0,638919 m
Ramenopro sílu F_{c2}			
=	$h_{\text{obdélník}} / 2 + h_{\text{obdélník}} =$	$r_{c2} =$	1,437568 m

$M_{RD, \text{betonu}}:$	$F_{c1} * r_{c1} + F_{c2} * r_{c2} =$	$M_{RD, \text{betonu}}:$	106,0855 MNm
Rameno pro přepínací výztuž		$r_{\text{předpětí}} =$	0,948243 m
Síla od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	90,56677 MN
$M_{RD, \text{předpětí}}:$	$F_{MSÚ} * r_{\text{předpětí}} =$	$M_{RD, \text{předpětí}}:$	85,8793 MNm
Celkový moment únosnosti posuzovaného průřezu:		$M_{RD} =$	191,9648 MNm

Průřez vyhovuje i bez přídavné betonářské výztuže.

10.9.6. Posouzení nad poslední podporou:

Vstupní údaje			
Poloha posuzované výztuže	1. Vrstva	2. Vrstva	3. Vrstva
Počet lan v kabelu =	31	15	
Počet kabelů =	13,2	0	
Plocha jednoho lana =	150 mm ²	150 mm ²	150 mm ²
Celková plocha =	0,06138 m ²	0 m ²	0
Posouzení			
Výpočet síly v přepínací výztuži po přitížení na mez únosnosti			
Celkové možné poměrné přetvoření předpínací výztuže:	$\epsilon_{ud} =$	0,02	
Počáteční přetvoření předpínací výztuže:	$\epsilon_{\text{počáteční}} =$	0,006	
Rozdíl přetvoření:	$\epsilon_{MSÚ} =$	0,014	
Výztuž je na mezi kluzu, z prac. diagramu odečteme napětí:	$f_{MSÚ} =$	1509,824	
Výpočet síly v přepínací výztuži po přitížení na mez únosnosti:	$F_{MSÚ} =$	92,67297 MN	
Zjištění polohy neutrální osy			
Předpoklad je bi-lineární pracovní diagram betonu.			
Síla od předpínací výztuže je rozdělena na tři dílly:			
Síla pro první část pracovního diagramu (plocha pod křivkou):	$1/3 * F_{MSÚ} =$	30,891 MN	
Síla pro druhou část pracovního diagramu (*ditto*):	$2/3 * F_{MSÚ} =$	61,782 MN	
Výpočet výšky pro druhou část (obdélníková):	$h_{\text{obdélník}} =$	0,980666 m	
Je-li obě větve prac. Diagramu mají stejný přírůstek přetvoření, hodnotu $h_{\text{obdélník}}$ pouze vynásobíme dvěma			
Poloha neutrální osy vzhledem k tlačenému betonu:	$z =$	1,961333 m	
Kontrola:			
<i>Síly působící na průřez musí být v rovnováze</i>			
Síly od betonu:			
Pro první část:	$b * h_{\text{obdélník}} / 2 * f_{cd} =$	$F_{c1} =$	30,89099 MN
Pro druhou část:	$b * h_{\text{obdélník}} * f_{cd} =$	$F_{c2} =$	61,78198 MN
Celkem síly od betonu:		$F_c =$	92,67297 MN
Celkové síly od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	92,67297 MN
Rozdíl:	$F_c - F_{MSÚ} =$	$F_c - F_{MSÚ} =$	0 MN
Průřez je v rovnováze <i>Celkový moment únosnosti je součtem příspěvku k tomuto momentu od obou materiálů</i>			
Zjišťování momentu únosnosti			
Výška průřezu:			3
Rameno pro sílu F_{c1}			
=	$h_{\text{obdélník}} * 2/3 =$	$r_{c1} =$	0,653778 m
Ramenopro sílu F_{c2}			
=	$h_{\text{obdélník}} / 2 + h_{\text{obdélník}} =$	$r_{c2} =$	1,471 m

$M_{RD, \text{betonu}}:$	$F_{c1} * r_{c1} + F_{c2} * r_{c2} =$	$M_{RD, \text{betonu}}:$	111,0771 MNm
Rameno pro přepínací výztuž		$r_{\text{předpětí}} =$	0,903667 m
Síla od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	92,67297 MN
$M_{RD, \text{předpětí}}:$	$F_{MSÚ} * r_{\text{předpětí}} =$	$M_{RD, \text{předpětí}}:$	83,74553 MNm
Celkový moment únosnosti posuzovaného průřezu:		$M_{RD} =$	194,8226 MNm

Opět průřez vyhovuje bez přídavné výztuže.

10.9.7. Shrnutí:

Odolnost průřezu:

$$M_{FRd \text{ krajní pole}} = 32,556 \text{ MNm}$$

$$M_{FRd \text{ nad první podporou}} = -185,012 \text{ MNm}$$

$$M_{FRd \text{ pro druhé pole}} = 46,06 \text{ MNm}$$

$$M_{FRd \text{ nad druhou podporou}} = -191,964 \text{ MNm}$$

$$M_{FRd \text{ poslední pole}} = 54,897 \text{ MNm}$$

$$M_{FRd \text{ nad předposlední podporou}} = -194,822 \text{ MNm}$$

Návrhové hodnoty momentů:

$$M_{\text{krajní pole}} = 22,864 \text{ MNm}$$

$$M_{\text{první podpora}} = -86,953 \text{ MNm}$$

$$M_{\text{druhé pole}} = 36,335 \text{ MNm}$$

$$M_{\text{druhá podpora}} = -97,820 \text{ MNm}$$

$$M_{\text{poslední pole}} = 46,820 \text{ MNm}$$

$$M_{\text{předposlední podpora}} = -104,129 \text{ MNm}$$

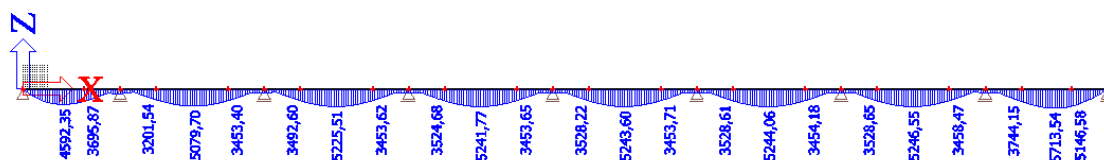
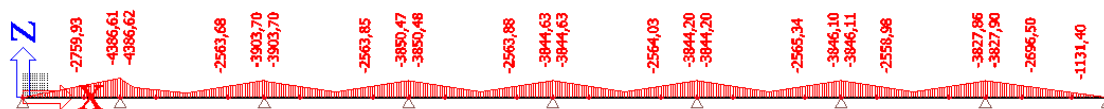
Konstrukce vyhovuje požadavku na vyloučení křehkého lomu.

10.10 Posouzení únavy

Pro posouzení na únavu využijeme model zatížení FLM3, který bude zkombinován se stálým zatížením a s teplotou. Budou použity maxima a minima z výše uvedených momentů a z těchto hodnot stanoven rozkmit napětí v betonu a následné posouzení, jak ukazují další tabulky.

10.10.1. Momenty od FML3

Posouzen bude průřez nad druhou podporou a ve druhém poli.



10.10.2. Posouzení betonu

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - MSÚ			
POSOUZENÍ NA ÚNAVU			
Moment	častá kombinace konec životnosti (G+ P)	=	viz. Níže
	častá kombinace konec životnosti (G +P)	=	

Moment	častá kombinace konec životnosti (G + P + Qfat)	=	viz. níže
	častá kombinace konec životnosti (G + P + Qfat)	=	
Napětí	častá kombinace konec životnosti (G + P)	=	
	častá kombinace konec životnosti (G + P)	=	
Napětí	častá kombinace konec životnosti (G + P + Qfat)	=	
	častá kombinace konec životnosti (G + P + Qfat)	=	

Pro průřez v poli

Pro beton $f_{ck} < 50\text{MPa}$, je limitní podmínka 0,9

Tabulka napětí

Vlákna	Jednotlivé časy zatížení				Posouzení na únavu je provedeno dle ČSN_EN_1992-1-1, ČLÁNKU 6.8.7.
	Nad podporou	Ve středu rozpětí			
Horní	5,78	4,82	5,54	7,7	
Dolní	12,62	13,11	15,4	14,23	

Návrhová hodnota únavové pevnosti betonu

$f_{cd,fat} =$	$k_1 \cdot \beta_{cc}(t_0) \cdot f_{cd} \cdot (1 - f_{ck}/100)$	=	24,88649 MPa
$k_1 =$	doporučená hodnota pro $N=10+e6$	=	0,85
$\beta_{cc}(t_0) =$	$\exp(0,2 \cdot (1 - \sqrt{28/t_0}))$	=	1,219926
$t_0 =$	stáří betonu při vnesení prvního cyklického zatížení	=	360 dní
$f_{cd} =$	návrhová pevnost v tlaku	=	30 MPa
$f_{ck} =$	charakteristická pevnost v tlaku	=	50 MPa

Posouzení únavy betonu

$\sigma_{c,max}/f_{cd,fat} - 0,45\sigma_{c,min}/f_{cd,fat} < 0,5$	0,083379 <	0,5
$\sigma_{c,max} =$	5,54	
$\sigma_{c,min} =$	7,7	

Beton v poli vyhovuje

Pro průřez nad podporou

Pro beton $f_{ck} < 50\text{MPa}$, je limitní podmínka 0,9

Tabulka napětí

Vlákna	Jednotlivé časy zatížení				Posouzení na únavu je provedeno dle ČSN_EN_1992-1-1, ČLÁNKU 6.8.7.
	Nad podporou	Ve středu rozpětí			
Horní	5,78	4,82	5,54	7,7	
Dolní	12,62	13,11	15,4	14,23	

Návrhová hodnota únavové pevnosti betonu

$f_{cd,fat} =$	$k_1 \cdot \beta_{cc}(t_0) \cdot f_{cd} \cdot (1 - f_{ck}/100)$	=	24,88649 MPa
$k_1 =$	doporučená hodnota pro $N=10+e6$	=	0,85
$\beta_{cc}(t_0) =$	$\exp(0,2 \cdot (1 - \sqrt{28/t_0}))$	=	1,219926
$t_0 =$	stáří betonu při vnesení prvního cyklického zatížení	=	360 dní
$f_{cd} =$	návrhová pevnost v tlaku	=	30 MPa

$f_{ck} =$	charakteristická pevnost v tlaku	=	50 MPa
$\sigma_{c,max}/f_{cd,fat} - 0,45\sigma_{c,min}/f_{cd,fat} < 0,5$		Posouzení únavy betonu	0,145099 < 0,5
$\sigma_{c,max} =$	5,78		
$\sigma_{c,min} =$	4,82		
			Beton nad podporou vyhovuje

Jak je vidět, beton na účinky únavy v pohodě vyhoví.

10.10.3. Posouzení výztuže

10.10.3.1. V poli

OVĚŘENÍ VÝZTUŽE NA ÚČINKY ÚNAVY		
$\gamma_{f,FAT} * \Delta\sigma_{s,equ}(N') < \Delta\sigma_{Rsk}(N') / \gamma_{s,fat}$		
$\gamma_{f,fat} =$	dílčí součinitel pro únavové zatížení, dle ČSN EN 1992-1-1, čl. 2.4.2.3	1
$\Delta\sigma_{Rsk}(N') =$		120 MPa
$\Delta\sigma_{s,equ}(N') = \Delta\sigma_{s,Ec} * \lambda_s =$		
$\Delta\sigma_{s,Ec} =$	rozkmít vyvolaný modelem zatížení na únavu 3, vynásobený součinitelem, *viz níže	
$\gamma_{s,fat} =$	dílčí součinitel pro před- výztuž, dle ČSN EN 1992-1-1, čl. 2.4.2.4	
Stanovení součinitele λ_s		
$\lambda_1 =$	- konstrukce v poli - zakřivené kabely v ocelových trubkách - spojitý nosník - rozhodující délka příčinkové čáry =	1,41
$\lambda_2 =$	- zakřivené kabely v ocelových hadicích - předpokládáme dopravu na střední vzdálenosti - kategorie dopravy 2	0,755
$\lambda_3 =$	- zohlednění návrhové životnosti - návrhoná životnost 100 let - zohledňuje pohyb nákladních vozidel v rámci dopravních pruhů	1
$\lambda_4 =$	90 % všech nákladních vozidel se pohybuje v pomalém zat. Pruhu. - lze uvažovat jako 1	1
$\varphi_{fat} =$	- předpoklad je, že máme povrch dobré kvality	1,2
$\lambda_s = \varphi_{fat} * \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 =$		1,27746
Posouzení výztuže na účinky únavy		
$\Delta\sigma_{Rsk}(N') =$	- dodatečně předepnutá výztuž v kovových kanálcích pro 1000000 cyklů - součinitel pro podporové oblasti mezilehlých spojitých mostů 1,70	120 MPa
$\Delta\sigma_{s,Ec} =$		1,7

	- součinitel pro všechny ostatní oblasti 1,40	1,4
$\Delta\sigma_{s,Ec} =$		21,2
$\Delta\sigma_{s,eq}(N^{\vee}) =$		27,082152
$\gamma_{f,FAT} * \Delta\sigma_{s,eq}(N^{\vee}) < \Delta\sigma_{Rsk}(N^{\vee}) / \gamma_{s,fat}$	27,08215 <	104,347826

Výztuž vyhovuje.

10.10.3.2. Nad podporou

OVĚŘENÍ VÝZTUŽE NA ÚČINKY ÚNAVY		
$\gamma_{f,FAT} * \Delta\sigma_{s,eq}(N^{\vee}) < \Delta\sigma_{Rsk}(N^{\vee}) / \gamma_{s,fat}$		
$\gamma_{f,fat} =$	dílčí součinitel pro únavové zatížení, dle ČSN EN 1992-1-1, čl. 2.4.2.3	1
$\Delta\sigma_{Rsk}(N^{\vee}) =$		120 MPa
$\Delta\sigma_{s,eq}(N^{\vee}) =$	$\Delta\sigma_{s,Ec} * \lambda_s =$	
$\Delta\sigma_{s,Ec} =$	rozkmít vyvolaný modelem zatížení na únavu 3, vynásobený součinitelem, *viz níže	
$\gamma_{s,fat} =$	dílčí součinitel pro před- výztuž, dle ČSN EN 1992-1-1, čl. 2.4.2.4	
Stanovení součinitele λ_s		
$\lambda_1 =$	- konstrukce v poli - zakřivené kabely v ocelových trubkách - spojitý nosník - rozhodující délka příčinkové čáry =	1,4
$\lambda_2 =$	- zakřivené kabely v ocelových hadicích - předpokládáme dopravu na střední vzdálenosti - kategorie dopravy 2	0,755
$\lambda_3 =$	- zohlednění návrhové životnosti - návrhoná životnost 100 let - zohledňuje pohyb nákladních vozidel v rámci dopravních pruhů	1
$\lambda_4 =$	90 % všech nákladních vozidel se pohybuje v pomalém zat. Pruhu. - lze uvažovat jako 1	1
$\varphi_{fat} =$	- předpoklad je, že máme povrch dobré kvality	1,2
$\lambda_s = \varphi_{fat} * \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 =$		1,2684
Posouzení výztuže na účinky únavy		
$\Delta\sigma_{Rsk}(N^{\vee}) =$	- dodatečně předepnutá výztuž v kovových kanálcích pro 1000000 cyklů - součinitel pro podporové oblasti mezilehlých spojitých mostů 1,70	120 MPa
$\Delta\sigma_{s,Ec} =$	- součinitel pro všechny ostatní oblasti 1,40	1,7
$\Delta\sigma_{s,Ec} =$		1,4
$\Delta\sigma_{s,eq}(N^{\vee}) =$		26,99
$\Delta\sigma_{s,eq}(N^{\vee}) =$		34,234116
$\gamma_{f,FAT} * \Delta\sigma_{s,eq}(N^{\vee}) < \Delta\sigma_{Rsk}(N^{\vee}) / \gamma_{s,fat}$	34,23412 <	104,347826

Výztuž vyhovuje.

10.11. Posouzení na účinky kroucení a interakci kroucení a smyku

Pro posouzení účinků kroucení a jejich interakce, nebude uvažováno, že pro dosažení maximálního kroutícího momentu a smykové síly nedosáhneme v jedné kombinaci. Takto posoudíme oba nejhorší stavy, které se na konstrukce mohou nacházet na již navrženou výztuž v předchozích krocích.

Posouzení průřezu na kroucení			
Únosnost tlačené diagonály: $T_{Rd,max} = (2 * \alpha_{cw} * v_1 * f_{cd} * A_k * t_e) * (\sin\theta + \cos\theta)$			
$\alpha_{cw} =$	1,123		
$\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c$	4,80908		
$f_{cd} =$	30		
$v_1 = 0,6 * (1 - f_{ck}/250)$	0,48		
$N_{ed} =$	50		
$A_k =$	2,032 m ²		
$t_e =$	0,4233 m		
Únosnost tlačené diagonály: $T_{Rd,max} = (2 * \alpha_{cw} * v_1 * f_{cd} * A_k * t_e) * (\sin\theta + \cos\theta) =$			10764,5 kN
Návrhový kroutící moment T_{ed}			1121,3 kN
$=$			0,104166
Posouzení únosnosti tlačené diagonály: $T_{ed}/T_{Rd,max} < 1$			
Posouzení interakce smyku a kroucení pro tlačnou diagonálu: $V_{ed}/V_{Rd,max} + T_{ed}/T_{Rd} < 1$			
Pro smyk $V_{ed}/V_{Rd,max} =$			0,178233
Interakce			0,2824
Převedení kroucení na posouvající sílu			
$V_{ed,Tmax} = T_{ed,max}/(2 * A_k) * l_i$			275,9104 kN
$V_{ed,max} = V_{ed} + V_{ed,Tmax}$			12593,06 kN
Posouzení příčného třmínku			
Návrhový kroutící moment T_{ed}			1121,3 kN
$=$			0,025 m
Návrh podélného třmínku	Profil:	$\phi =$	
Plocha třmínku:			0,000156 m ²
Únosnost smykové výztuže	$V_{Rd,s} = A_{sw}/s * z * f_{ywd} * \cot\theta$		2228,95 kN

Pro příspěvek k posouvající síle, opět posoudíme smykovou únosnost.

Nad podporou
POSOUZENÍ PRŮŘEZU - MSÚ
SMYKOVÁ ÚNOSNOST - POSOUZENÍ DLE ČSN EN 1992-1-1

Geometrie průřezu:			
Výška:	$h =$		3 m
Minimální šířka:	$b_w =$	0,9 m	x 2 1,8 m
<i>Pozn.: Posuzovaná konstrukce je dvoutrám, proto je potřeba b_w vynásobit dvěma</i>			
Ohybová výztuž:		Symková výztuž - třmeny	
Krytí:	$c =$	0,06 m	Profil: $\phi =$ 0,025 m
Průměr výztuže:	$\phi =$	25 mm	Střížnost: 4
Množství výztuže:	$n =$	6,666	Rozteč: $s =$ 0,1
Statická výška:	$d =$	2,915 m	Plocha: $A_{sw1} =$ 0,000156
Rameno vnitřních sil	$z =$	2,6235	$A_{ssw, trám} =$ 0,000625
			$A_{průřez} =$ 0,00125
Vlastnosti betonu			
Char. pevnost	$f_{ck} =$	50 MPa	
Součinitel mat.	$\gamma_c =$	1,5	
Redukční souč. v tlaku	$\alpha_{cc} =$	0,9	
Návrhová pevnost	$f_{cd} =$	30 MPa	
Součinitel smyk. Pev.	$v_1 =$	0,48	
Stanovení smyskové únosnosti prvku			
Únosnost tlačené diagonály:	$V_{Rd,max} = a_{cw} * b_w * z * v_1 * f_{cd} * (2 * \cotg\theta) / (1 + \cotg^2 2\theta)$		
$V_{Rd,max} =$	69,10683	MN	
$a_{cw} =$	0,5		
Únosnost smykové výztuže	$V_{Rd,s} = A_{sw}/s * z * f_{ywd} * \cotg\theta$		
$V_{Rd,s} =$	17831,6	kN	
$A_{sw} =$	0,00125	m ²	
$f_{ywd} =$	435	MPa	
Návrhová hodnota posouvající síly V_{ed}	12593,06	<	17831,6
Stanovení smyskové únosnosti prvku bez smykové výztuže			
<i>- není provedeno. Z letmého pohledu na výsledné vnitřní síly je jasné, že se konstrukce bez smykové výztuže neobejde.</i>			
<i>- samotná konstrukce nikdy nebude navržena bez smykové výztuže. Vždy je potřeba dodržet minimální stupeň vyztužení.</i>			

Třmínky budou uzavřené, aby byly účinné v kroucení.

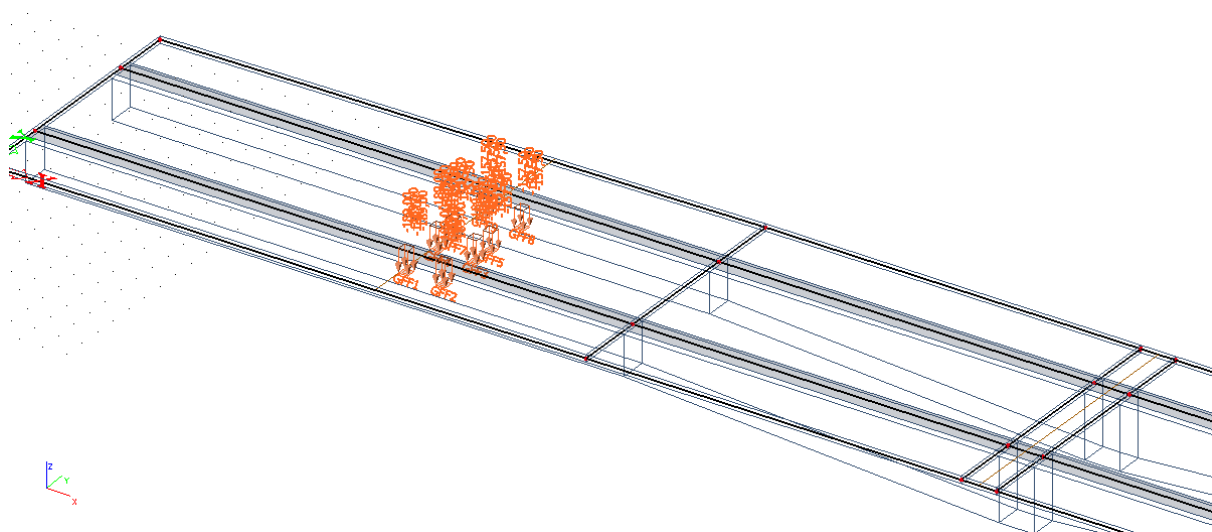
Průřez vyhovuje na účinky kroucení a na interakce kroucení a smyku.

10.12. Posouzení na ohyb v příčném směru

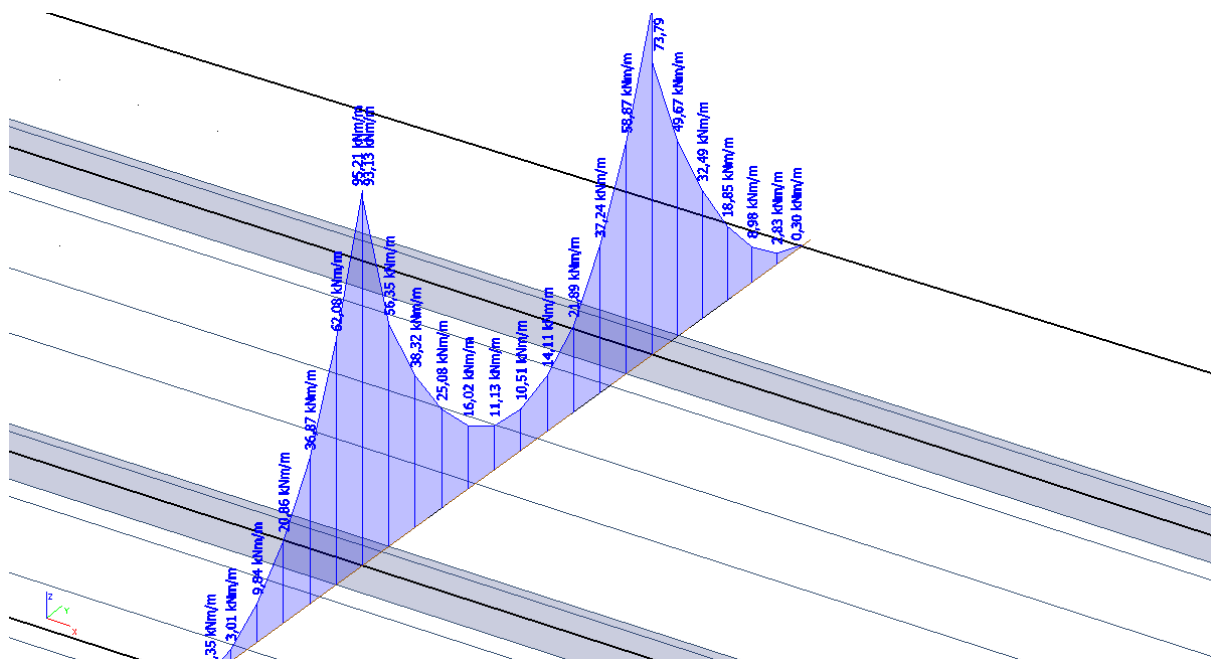
Pro potřeby posouzení a návrhu betonářské výztuže desky dvoutrámu, byl vytvořen dekostěnový model, který byl zatížen standartně, podle kapitoly zatížení. Nosníky desky byly modelovány jako žebra. Byly vybrány stavy, které vyvozují extrémní účinky na desku.

10.12.1. Umístění zatížení dopravou na konstrukci

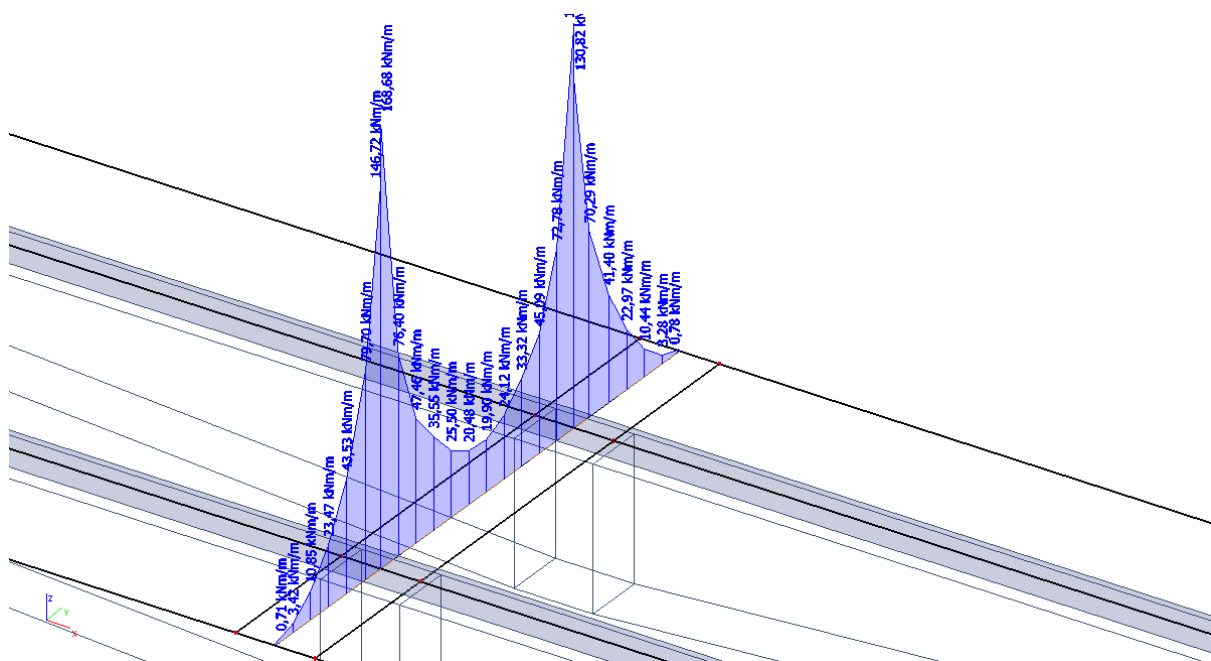
10.12.1.1. Pro průřez v krajním poli



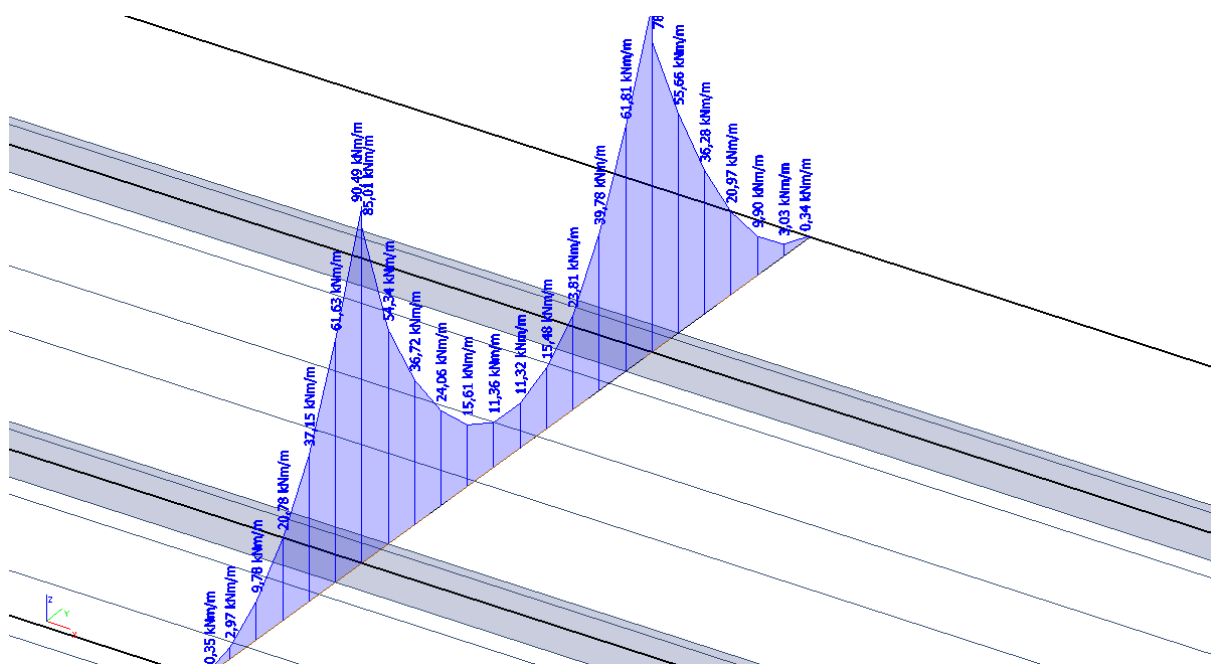
10.12.3.1. Pro krajní pole



10.12.3.2. Pro průřez nad podporou



10.12.3.3. Pro střed rozpětí



10.12.4. Návrhové síly

Vzhledem k vysokým špičkám, a konzervativnímu modelování žebíř (žebíř jsou obdélníková, nikoli lichoběžníková) budou uvažovány hodnoty krajní v místě začátku a konce žebíř.

Posouzení bude provedeno na metr šířky a tloušťku desky uvažovanou jako jednotnou, a to 0,3 metru.

Posouzení a návrh:

Průměr prutu	$\phi =$	0,016	m
Plocha jednoho prutu:	$A_1 =$	0,000201	m ²
Rozteč prutů=	$n =$	150	
Počet prvků na 1 m:	$A_s =$	6,666667	
Plocha výztuže:	$A_s =$	0,00134	m ²
Ocel B500B			
$f_{yk} =$	500	MPa	
$\gamma_y =$	1,15		
$f_{yd} =$	434,7826	MPa	
Beton C50/60			
$f_{ck} =$	50	MPa	
$\gamma_c =$	1,5		
$f_{cd} =$	33,33333	MPa	
$d =$	0,242	m	
$x =$	0,021843	m	
$\xi =$	0,090262		

z =	0,233263	m		
Mrd =	135,8738	kNm/m		
Med =	61,8	kNm/m	OK	<i>pole</i>
Med =	79,7	kNm/m	OK	<i>nad podporou</i>
Med =	62,08	kNm/m	OK	<i>ve druhém poli rozpětí</i>

Navržená výztuž ϕ 16 po 150 mm, vyhovuje ve všech průřezích pro zachycení příčných ohybů.

11. Závěr – vyhodnocení

Navržená konstrukce je poslední součástí projektu estakády v Plzni na komunikaci I/24. Konstrukce se drží rozměrů a dimenzí, které byly použity ve dvou předešlých konstrukcích. Konstrukce je navržena jako dvoutrámová, proměnné výšky. Průřez dvoutrámu je v poli výšky 2 m a směrem k pilířům je konstrukce opatřena náběhy, kde průřez nad podporou má 3 m. Příčné uspořádání konstrukce je složeno ze samotné komunikace šířky 7,5 m a na každé straně jsou umístěny chodníky o šířce 1,5 m. Na konzolové části příčného řezu bude umístěna monolitická římsa (na každé straně jedna). Římsy budou upevněny pomocí kotev k samotné nosné konstrukci. Na krajích komunikace budou osazena svodidla se stupněm zadržení H2. Na krajích chodníků budou umístěna zábradlí se svislou výplní a výšky 1,1 m.

V podélném směru konstrukci tvoří celkem osm polí. Dvě krajní pole mají podélnou rozteč 40,25 m a 50,75 m. Zbýlých šest polí má rozpětí 60 m. Náběhy jsou v celkové délce 15 m. Konstrukce je poměrně štíhlá, proto návrh předpětí byl poměrně obtížný. Nakonec byly navrženy dvě sady kabelů, každá po osmi kabelech. Sada jedna je vedena jako standardní předpínací výztuž, kde v poli je vedeno s excentricitou a nad podporou je vedený s maximální excentricitou. To ovšem v poli vede k nebezpečí, že předpínací výztuž vyvodí příliš velké tahové namáhání. Proto je do konstrukce navržena druhá sada, která je vedena v poli se zápornou excentricitou a nad podporou s excentricitou maximální. Takto navržená výztuž již potřebná posouzení na dekompresi a omezení napětí vyhoví.

Konstrukce byla posouzena v rámci MSP na dekompresi v kvazistálé kombinaci a v časté kombinaci. Kde bylo dodrženo omezení 0,45 charakteristické pevnosti betonu v tlaku a nulové tahové napětí. Dále bude konstrukce posouzena na MSP omezení napětí. Napětí je v tomto případě omezeno na 0,6 charakteristické pevnosti betonu v tlaku a pevnosti betonu v tahu. Pro konstrukci je rozhodujícím časem konec životnosti, kde jsou ztráty předpětím samozřejmě největší.

Na MPS byla konstrukce posouzena i v různých fázích výstavby.

V rámci MPÚ bude konstrukce posouzena na kombinaci ohybu a normálové síly, na smykové účinky, posouzení z hlediska křehkého lomu, na účinky únavy na kroucení a interakci

kroucení se smykem, a na příčný ohyb konstrukce (v tomto případě je posuzována deska dvoutrámu). Konstrukce byla posouzena v šesti průřezech a ve všech posouzeních konstrukce vyhověla.

Takto navržená konstrukce vyhovuje na MSP a MSÚ.

V Olomouci.

Dne: 18.5.2019

Podpis: