

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

Statický výpočet druhé 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- příčný řez v poli	6
2.2. podélný řez celé estakády	7
2.3. Podélný řez typickým polem	7
2.4. Průřezové charakteristiky	7
2.4.1. Průřez v poli	8
3. Materiály	8
3.1. Beton	8
3.2. Předpínací ocel	9
3.3. Betonářská výztuž	10
4. Zatížení	10
4.1. Všeobecně	10
4.2. Zatížení stálé	11
4.2.1. Zatížení vlastní tíhou	11
4.2.2. Ostatní stálé zatížení	11
4.2.3. Zatížení nerovnoměrnými poklesy	11
4.2.4. Reologické změny	12
5.1. Fáze jedna	17
5.2. Fáze dva	18
5.3. Fáze tři	19
5.4. Fáze čtyři	20
5.5. Fáze pět	20
5.6. Fáze šest	21
5.7. Fáze sedm	21
5.8. Fáze osm	22
5.9. Fáze devět	22
5.10. Fáze deset	23
5.11. Fáze jedenáct	23
5.12. Fáze dvanáct	24
5.13. Fáze třináct	25
5.14. Fáze čtrnáct	25
5.15. Fáze patnáct	26
5.16. Fáze šestnáct	26

5.17. Fáze sedmnáct.....	27
5.18. Fáze osmnáct.....	27
6. Vnitřní síly.....	27
6.1. Model pro výpočet	27
6.2. Vnitřní síly od vlastní tíhy.	27
6.3. Vlastní tíha – Pro dokončenou konstrukci.....	29
6.4. Ostatní stálé zatížení – pro dokončeno konstrukci	30
6.5. Reologické změny.....	30
6.6. Vnitřní síly od zatížení modelem LM1 – TS.....	30
6.6.2. Obálka M_y – max.....	31
6.8. Vnitřní síly od zatížení modelem FLM3 (únavový model)	32
6.8.2. Obálka M_y – max.....	32
6.9. Vnitřní síly od ohřátí konstrukce	32
6.10. Vnitřní síly od ochlazení konstrukce.....	33
6.11. Vnitřní síly od stavenišť	33
7. Sestavení kombinací.....	34
8. Návrh předpětí	37
8.1. Obecně	37
8.2. Předběžný návrh předpínací výztuže	37
8.3. Napětí od předpětí v poli pro kvazistálou kombinaci.....	39
8.4. Napětí od předpětí pro kvazistálou kombinaci pro průřez nad podporou.....	40
8.5. Schéma předpětí	42
9. Posouzení MSP	42
9.1. Obecně	42
9.2. Posouzení po betonáži prvního pole:	42
9.2.1. Posouzení v prvním poli	43
9.2.2. Posouzení pro průřez nad první podporou	44
9.3. Posouzení po betonáži druhého pole.....	44
9.3.1. Posouzení prvního pole	45
9.3.2. Posouzení nad první podporou	46
9.3.3. Posouzení druhého pole.....	46
9.3.4. Posouzení nad druhou podporou.....	47
9.4. Posouzení po dokončení celé konstrukce	48
9.4.1. Posouzení v prvním poli	48
9.4.2. Posouzení nad první podporou	49

9.4.3. Posouzení ve druhém poli	50
9.4.4. Posouzení nad druhou podporou.....	50
9.4.5. Posouzení nad střední podporou	51
9.4.6. Posouzení středního pole	51
9.5. Posouzení konstrukce v čase uvedení do provozu	52
9.6. Posouzení po betonáži prvního pole: Nový návrh.....	54
9.6.1. Posouzení prvního pole pro nový návrh:.....	54
9.6.2. Posouzení průřezu nad první podporou nového návrhu:	55
9.7. Posouzení po betonáži druhého pole: nový návrh.....	56
9.7.1. Posouzení prvního pole: nový návrh	56
9.7.2. Posouzení nad první podporou: nový návrh	57
9.7.3. Posouzení druhého pole: nový návrh.....	57
9.7.4. Posouzení nad druhou podporou: nový návrh.....	58
9.8. Posouzení dokončené konstrukce: nový návrh	59
9.8.1. Posouzení prvního pole: nový návrh	59
9.8.2. Posouzení nad první podporou: nový návrh	60
9.8.3. Posouzení druhého pole: nový návrh.....	60
9.8.4. Posouzení průřezu nad druhou podporou: nový návrh	61
9.8.5. Posouzení nad prostřední podporou: nový návrh.....	62
9.8.6. Posouzení středního pole: nový návrh	62
9.9. Posouzení v čase uvedení do provozu: nový návrh.....	63
9.9.1. Posouzení první pole	64
9.9.2. Posouzení nad první podporou	64
9.9.3. Posouzení ve druhém poli	65
9.9.4. Posouzení nad druhou podporou.....	65
9.9.5. Posouzení nad prostřední podporou.....	66
9.9.6. Posouzení ve středním poli	67
9.10. Posouzení dekomprese pro kvazistálou kombinaci na konci životnosti	67
9.10.1. Posouzení prvního pole	68
9.10.2. Posouzení nad první podporou	69
9.10.3. Posouzení druhého pole.....	69
9.10.4. Posouzení průřezu nad druhou podporou	70
9.10.5. Posouzení nad střední podporou	71
9.10.6. Posouzení prostředního pole	71
9.11. Posouzení dekomprese pro častou kombinaci.....	72

9.11.2. Posouzení konstrukce na konci životnosti.....	76
9.12. Posouzení konstrukce na MSP – omezení napětí.....	81
9.12.1. Posouzení pro uvedení do provozu	81
9.12.2. Posouzení omezení napětí na konci životnosti	86
10. Posouzení MSÚ.....	90
10.1. Posouzení kombinace normálové síly a ohybového momentu	91
10.1.1. Všeobecně	91
10.1.2. Posouzení MSÚ M-N.....	91
10.1.4. Posouzení druhého pole.....	97
10.1.5. Posouzení nad druhou podporou.....	98
10.1.6. Posouzení nad střední podporou	99
10.1.7. Posouzení středního pole	100
10.1.8. Vyhodnocení.....	101
10.2. Posouzení smykové únosnosti.....	101
10.2.1. Posouzení v poli.....	102
10.2.2. Posouzení nad podporou	103
10.3. Posouzení na účinky křehkého lomu.....	104
10.3.1. Posouzení prvního pole	105
10.3.2. Posouzení nad první podporou	107
10.3.3. Posouzení druhého pole.....	108
10.3.4. Posouzení středního pole	109
10.3.5. Vyhodnocení.....	111
10.4. Posouzení konstrukce na únavu	111
10.5. Posouzení kroucení	115
10.6. Posouzení na ohyb v příčném směru	117
10.6.1. Umístění zatížení dopravou na konstrukci	117
10.6.3. Návrhové momenty.....	119
10.6.4. Návrhové síly	120
11. Závěr.....	121

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 čtrnácti polích, kde třináct má rozpětí 30 m a prostřední pole má rozpětí 40,08 m. Příčný řez konstrukce je dvoutrámový nosník o výšce 2 m. Konstrukce je předepnuta ocelí Y1860S7 – 15,7. Dále je konstrukce vyztužena výztuží B500B.

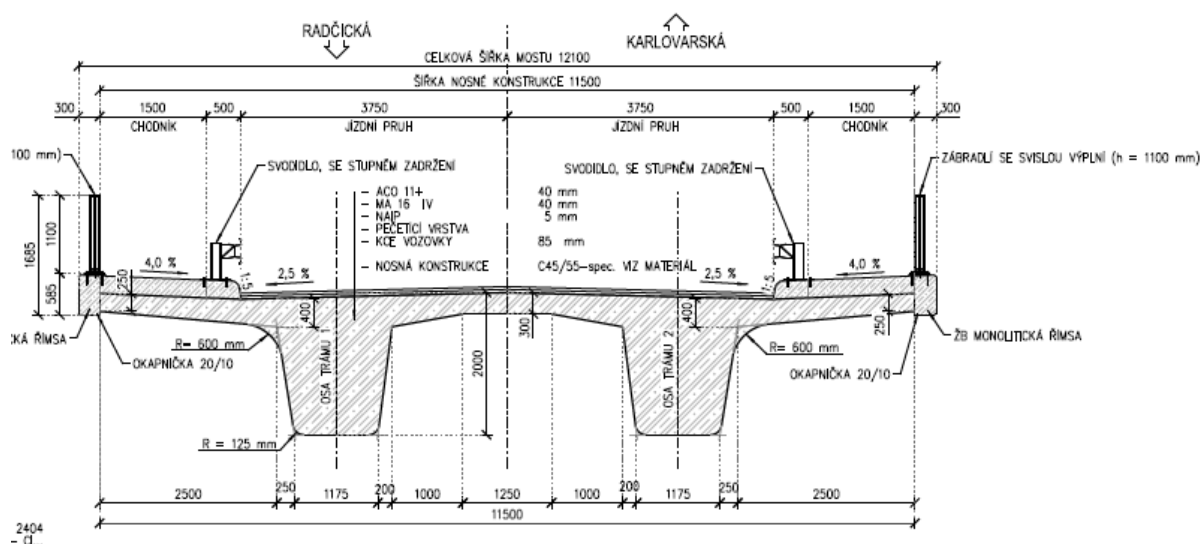
Na konstrukci je umístěna izolace z asfaltového izolačního pásu. Vozovka je třívrstvá. Obrusná vrstva ACO 11+ v tloušťce 40 mm. Ložná vrstva MA 16 IV v tloušťce 40 mm. Celková tloušťka vozovky 85 mm.

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.

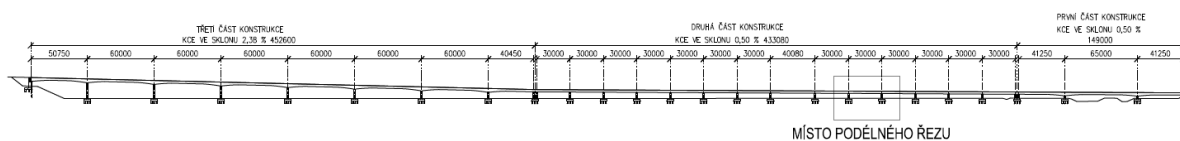
2. Konstrukce

2.1. Schéma konstrukce- příčný řez v poli



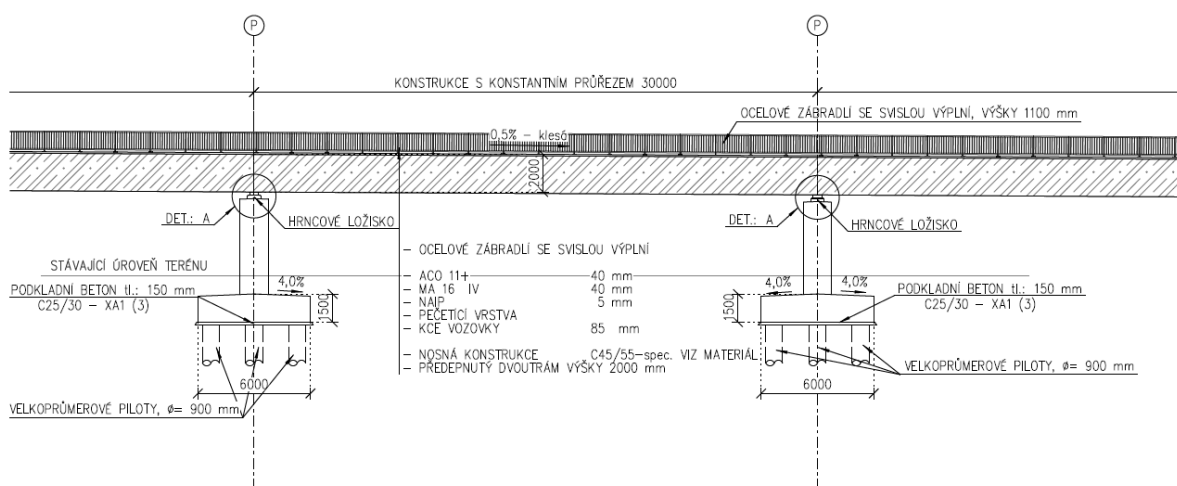
2.2. podélný řez celé estakády

PODÉLNÝ ŘEZ CELÉ KCE
M: 1:2000



2.3. Podélný řez typickým polem

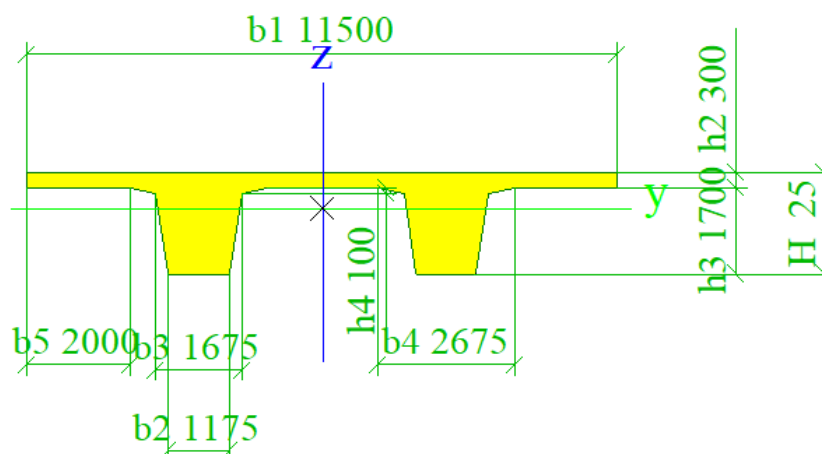
PODÉLNÝ ŘEZ TYPICKÉHO POLE 2. ČÁSTI
M: 1:200



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

2.4. Průřezové charakteristiky

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



2.4.1. 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

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) Cl, Dmax: 16 mm
SPODNÍ STAVBA	-	C30/37 – XF4, XD2, XC4 (CZ F.2) Cl, Dmax: 16 mm
NOSNÁ KONSTRUKCE	-	C50/60 – XF2, XD1, XC4 (Cl F.2) Cl, 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

$f_{ctm} = 3,8$ 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 75% 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 vynechán 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.

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

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

$$\gamma_s = 1,15$$

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 zváží). 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

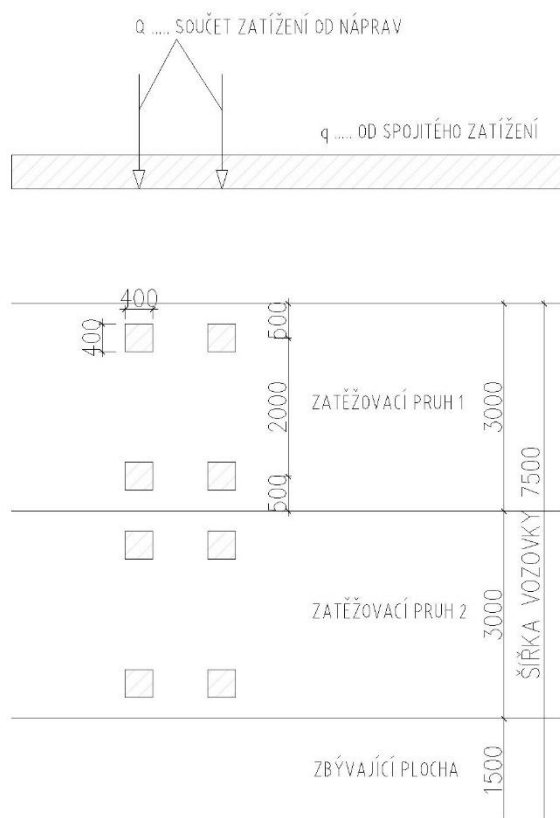
4.3.1. Zatížení dopravou LM1

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 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, každý o šířce 3 m, a zbývající plochu 1,5 m. Pro posuzovanou konstrukce platí již výše

napsané, a to, že máme dva zatěžovací pruhy o šířce 3 m a zbývající plochu 1,5 m.



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 spojitě 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:

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

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

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

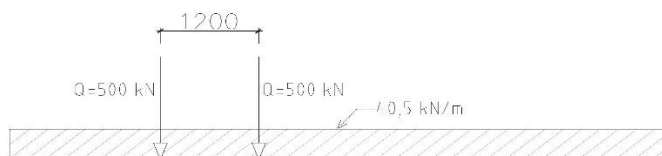
$$\alpha_{q1} = 1,0$$

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

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

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

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

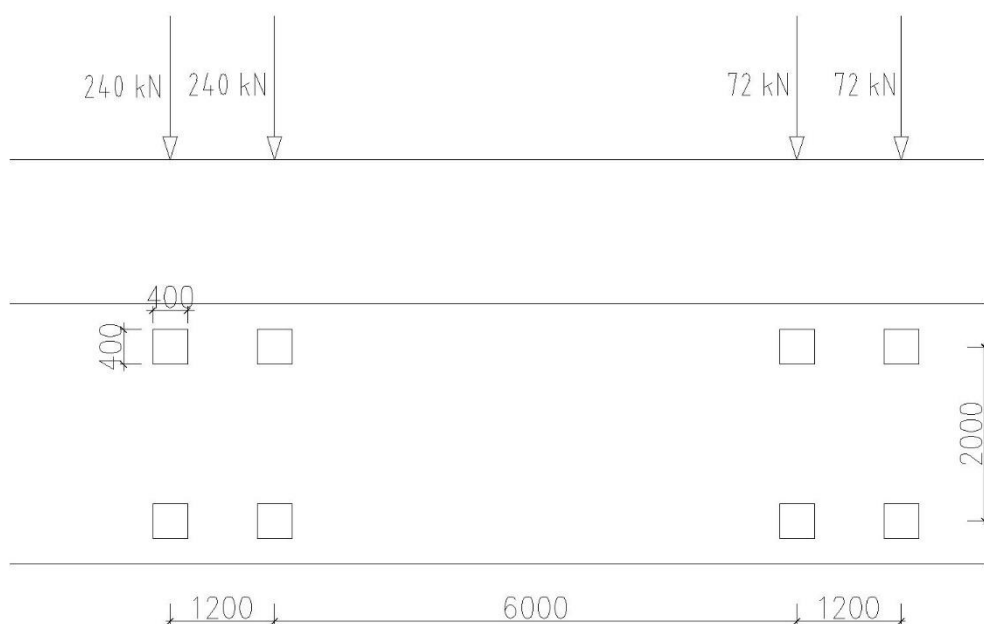


4.3.2. Zatížení modelem FLM3

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 x 400 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:

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

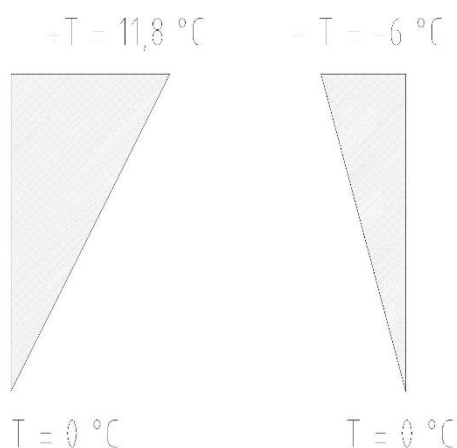
$$\Delta T_{M,cool} = -8 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

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.

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

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

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

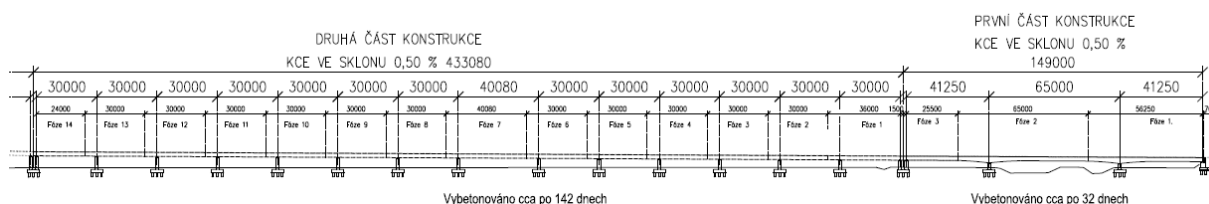


Průběh teploty po betonovém nosníku.

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



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

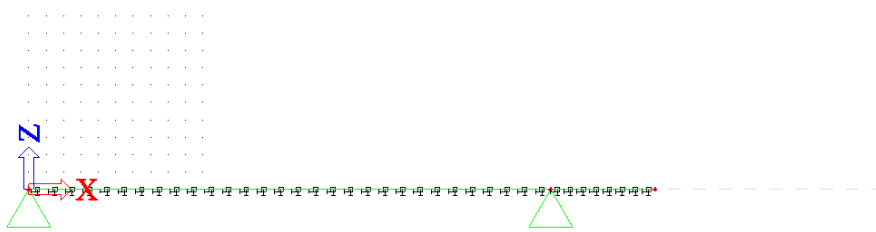
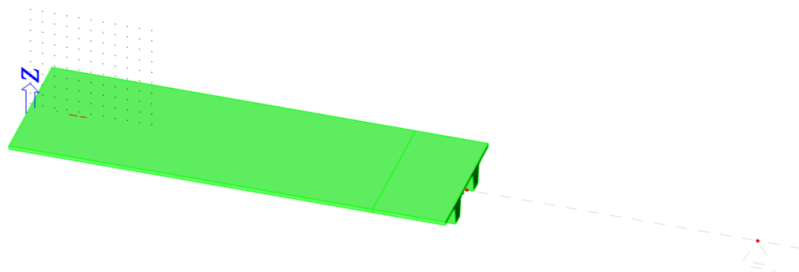
1. Betonáž první části t = 21 dní
2. Betonáž druhé části t = 21 dní
3. Betonáž třetí části t = 21 dní
4. Betonáž čtvrté části t = 21 dní
5. Betonáž páté části t = 21 dní
6. Betonáž šesté části t = 21 dní
7. Betonáž sedmé části t = 21 dní
8. Betonáž osmé části t = 21 dní
9. Betonáž deváté části t = 21 dní
10. Betonáž desáté části t = 21 dní
11. Betonáž jedenácté č. t = 21 dní
12. Betonáž dvanácté č. t = 21 dní
13. Betonáž třinácté č. t = 21 dní
14. Betonáž čtrnácté č. t = 21 dní
15. Konec výstavby t = 10 den
16. Konstrukce voz. t = 377 dní
17. Uvedení do provozu t = 555 dní
18. 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 30 m od sebe a

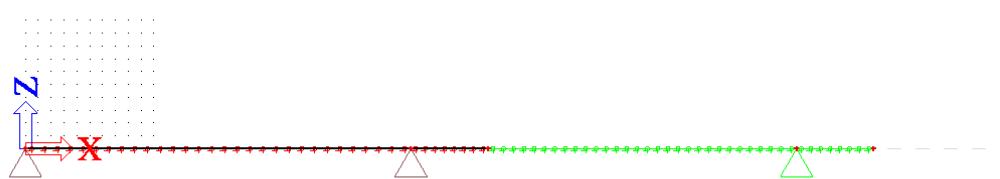
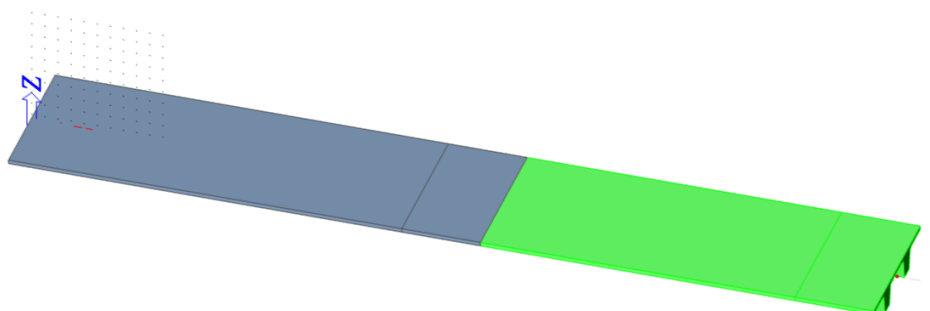
převislý konec je délky 6 m.



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 30 m, druhé pole 30 m a převislý konec 6 m. Celková délka konstrukce je tuto chvíli 66 m. Stálým zatížením

této fáze je vlastní tíha druhé části konstrukce.

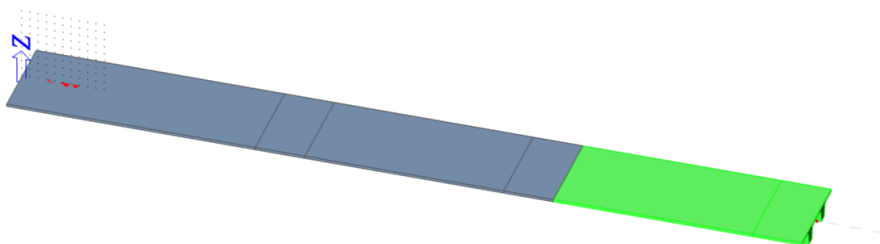


Pozn.: Červeně zvýrazněná podpora zobrazuje odbednění konstrukce a zelené zvýraznění ukazuje nové přidané prvky v dané fázi výstavby. Klasické černé prvky zobrazují konstrukce již zhotovené v předešlých fázích.

5.3. Fáze tři

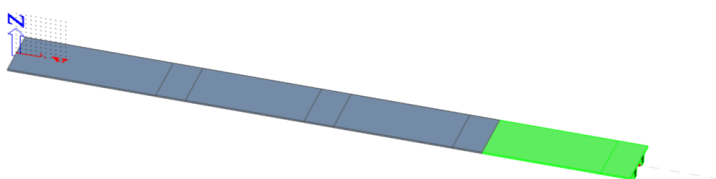
Fáze tři začíná v čase $t = 42,1$ dne. V čase $t = 42,1$ dnů, je do bednění nalitý beton. Opět je beton ošetřován tři dny. Poté je do betonové konstrukce vneseno předpětí. Samotná konstrukce po odstranění bednění již působí jako spojitá konstrukce o třech polích. V tuto

chvíli je již konstrukce spojitá o třech polích o 96 m.



5.4. Fáze čtyři

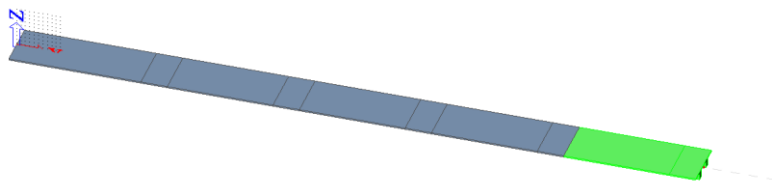
Fáze čtyři začíná v čase $t = 63,1$ dne. V čase $t = 63,1$ dnů, je do bednění nalitý beton. Opět je beton ošetřován tři dny. Poté je do betonové konstrukce vneseno předpětí. Samotná konstrukce po odstranění bednění již působí jako spojitá konstrukce o čtyřech polích s převislým koncem.



5.5. Fáze pět

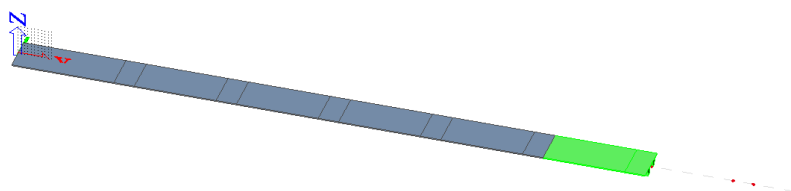
Fáze pět začíná v čase $t = 84,1$ dne. V čase $t = 84,1$ dnů, je do bednění nalitý beton. Opět je beton ošetřován tři dny. Poté je do betonové konstrukce vneseno předpětí. Samotná konstrukce po odstranění bednění již působí jako spojitá konstrukce o pěti polích s převislým

koncem.



5.6. Fáze šest

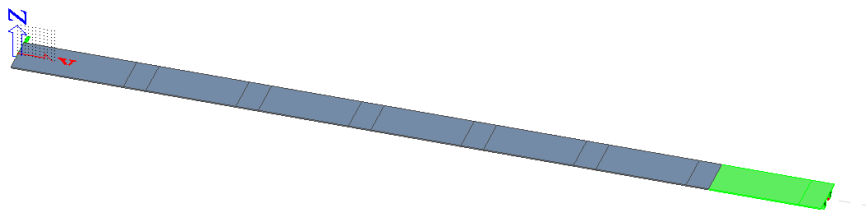
Fáze šest začíná v čase $t = 85,1$ dne. V čase $t = 85,1$ dnů, je do bednění nalitý beton. Opět je beton ošetřován tři dny. Poté je do betonové konstrukce vneseno předpětí. Samotná konstrukce po odstranění bednění již působí jako spojitá konstrukce o šesti polích s převislým koncem.



5.7. Fáze sedm

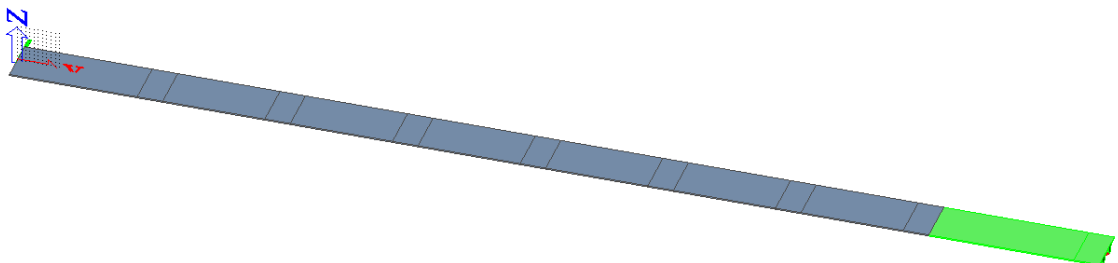
Fáze šest začíná v čase $t = 105,1$ dne. V čase $t = 105,1$ dnů, je do bednění nalitý beton. Opět je beton ošetřován tři dny. Poté je do betonové konstrukce vneseno předpětí. Samotná konstrukce po odstranění bednění již působí jako spojitá konstrukce o sedmi polích

s převislým koncem.



5.8. Fáze osm

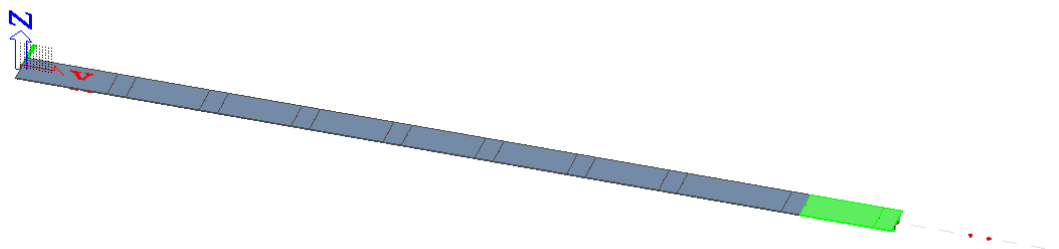
Fáze osm začíná v čase $t = 126,1$ dne. V čase $t = 126,1$ dnů, je do bednění nalitý beton. Opět je beton ošetřován tři dny. Poté je do betonové konstrukce vneseno předpětí. Samotná konstrukce po odstranění bednění již působí jako spojitá konstrukce o osmi polích s převislým koncem.



5.9. Fáze devět

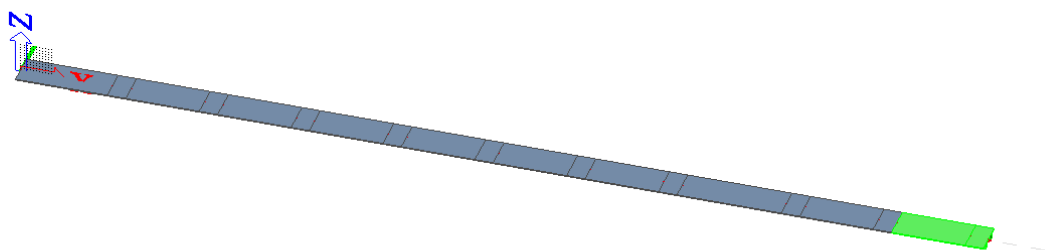
Fáze devět začíná v čase $t = 147,1$ dne. V čase $t = 147,1$ dnů, je do bednění nalitý beton. Opět je beton ošetřován tři dny. Poté je do betonové konstrukce vneseno předpětí. Samotná konstrukce po odstranění bednění již působí jako spojitá konstrukce o devíti polích

s převislým koncem.



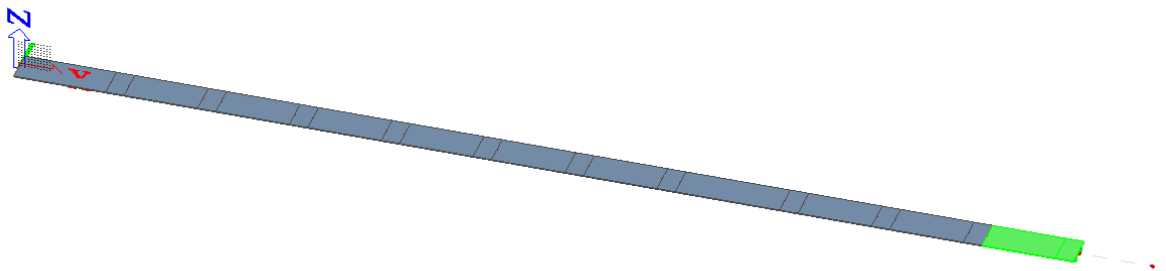
5.10. Fáze deset

Fáze deset začíná v čase $t = 168,1$ dne. V čase $t = 168,1$ 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 desíti polích s převislým koncem.



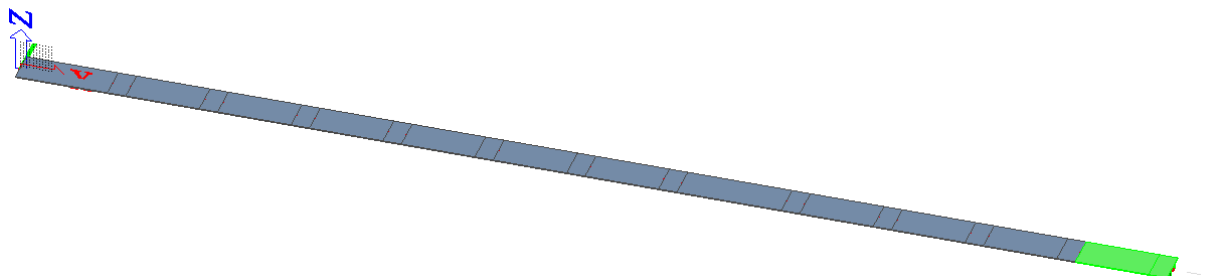
5.11. Fáze jedenáct

Fáze jedenáct začíná v čase $t = 189,1$ dne. V čase $t = 189,1$ 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 jedenácti polích s převislým koncem.



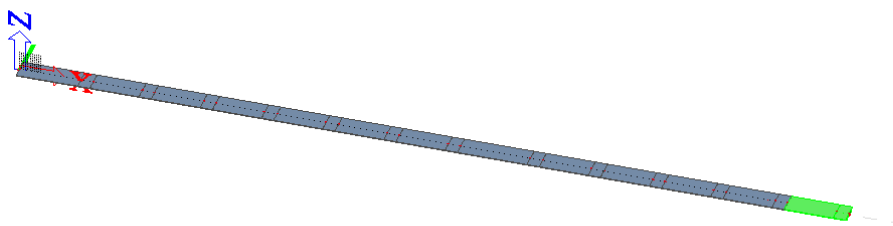
5.12. Fáze dvanáct

Fáze dvanáct začíná v čase $t = 210,1$ dne. V čase $t = 210,1$ 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 dvanácti polích s převislým koncem.



5.13. Fáze třináct

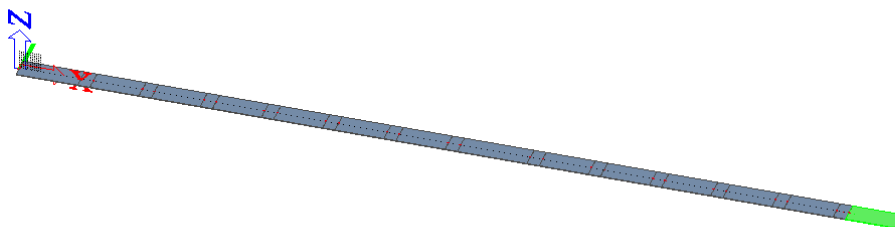
Fáze třináct začíná v čase $t = 231,1$ dne. V čase $t = 231,1$ dnů, je do bednění nalitý beton. Opět je beton ošetřován tři dny. Poté je do betonové konstrukce vneseno předpětí. Samotná konstrukce po odstranění bednění již působí jako spojitá konstrukce o třinácti polích s převislým koncem.



5.14. Fáze čtrnáct

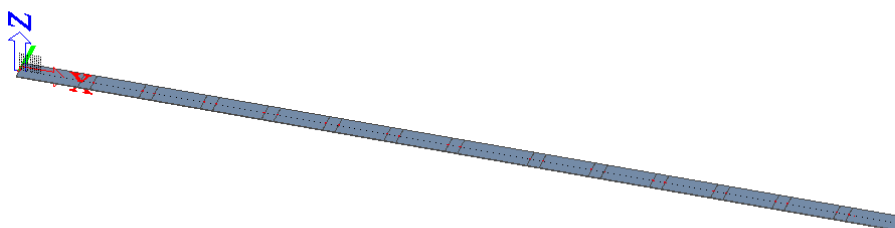
Fáze čtrnáct začíná v čase $t = 252,1$ dne. V čase $t = 252,1$ dnů, je do bednění nalitý beton. Opět je beton ošetřován tři dny. Poté je do betonové konstrukce vneseno předpětí. Samotná konstrukce po odstranění bednění již působí jako spojitá konstrukce o čtrnácti polích. Tímto

je konstrukce kompletní.



5.15. Fáze patnáct

V této fázi je konstrukce dokončena a je odstraněno bednění posledního pole. Tato fáze je v modelu označena jako poslední fáze výstavby. Bednění bude 10 dní držet konstrukci.



5.16. Fáze šestnáct

V čase $t = 377$ dní je započata práce na vozovce a vybavení kostní konstrukce. Stálým zatížením v této fázi je ostatní stálé zatížení.

5.17. Fáze sedmnáct

V čase $t = 555$ dní je celá estakáda uvedena do provozu.

5.18. Fáze osmnáct

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

6. Vnitřní síly

6.1. Model pro výpočet

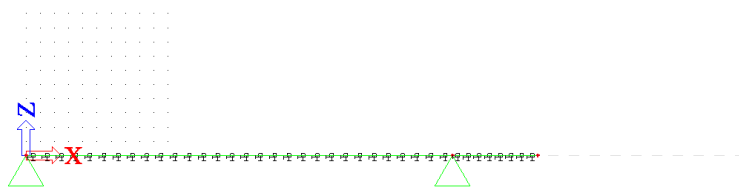
Jako model pro posouzení konstrukce z globálního pohledu, byl zvolen model prutový. Prutový model je schopen věrně vystihnout chování konstrukce pro potřeby posouzení z hlediska MSP a MSÚ. Pro posouzení konstrukce v příčném směru bylo potřeba vytvořit model deskostěnový, který slouží hlavně pro posouzení 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.

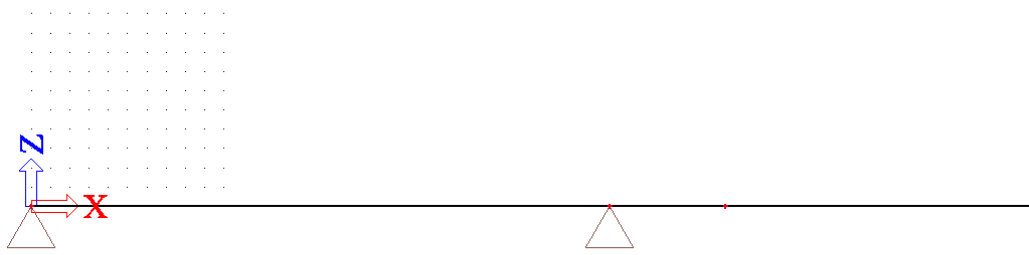
Vnitřní síly od vlastní tíhy jsou do konstrukce vnášeny postupně, jak se most postupně realizuje. V rámci realizace je nejdříve připraveno bednění, do něj se umístí beton, který je tři dny ošetřován, poté je do konstrukce vneseno předpětí a poté je konstrukce odbedněna. A v době odstranění bednění začne 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.



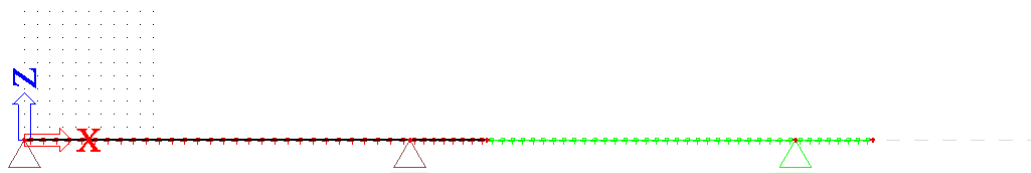
Zelenou jsou zobrazeny prvky v první fázi konstrukce.



V této fázi nejsou na konstrukci žádné vnitřní síly.

Ve fázi dvě, je bednění první části odstraněno, a konstrukce již nějaké statické účinky vyvoluje. V této fázi se betonuje druhé pole, které jak je vidět z následujícího obrázku

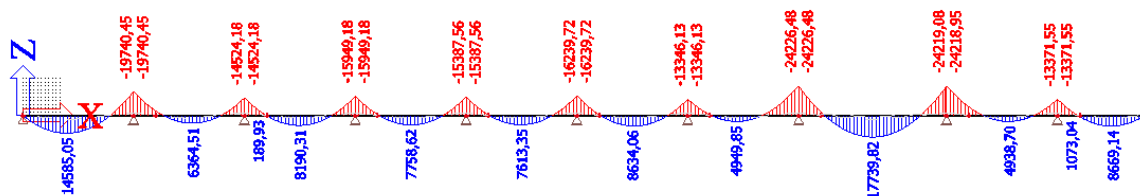
statický nepůsobí, protože nosnou funkci opět přejímá výsvná skruž.



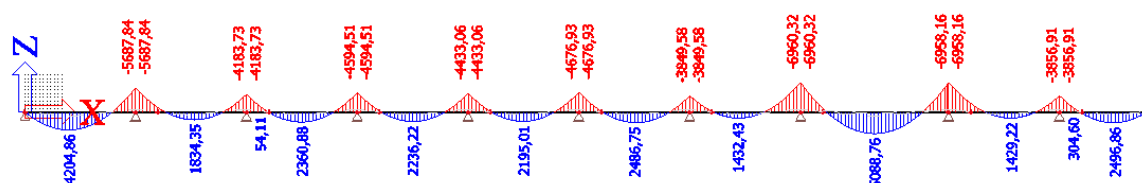
V tuto chvíli začíná působit staticky první pole.

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

6.3. Vlastní tíha – Pro dokončenou konstrukci



6.4. Ostatní stálé zatížení – pro dokončeno konstrukci

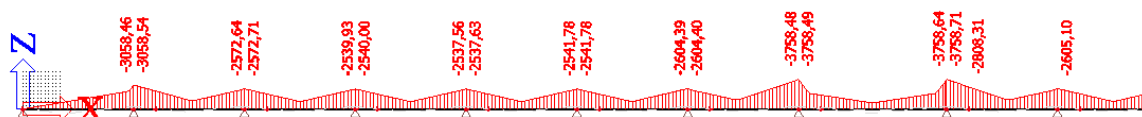


6.5. Reologické změny

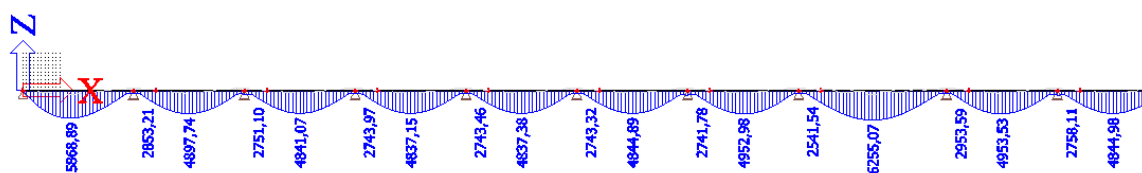
Tyto účinky jsou řešeny jako přírůstky k vnitřním silám k každé fázi konstrukce. Hodnoty vnitřních sil budou uvedeny v rámci kombinací pro jednotlivá posouzení v různých časech a fázích konstrukce a pro různé průřezy.

6.6. Vnitřní síly od zatížení modelem LM1 – TS

6.6.1 Obálka M_y – min

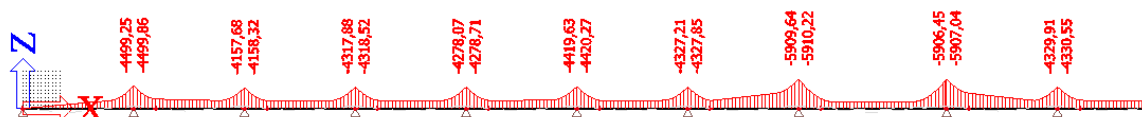


6.6.2. Obálka M_y – max

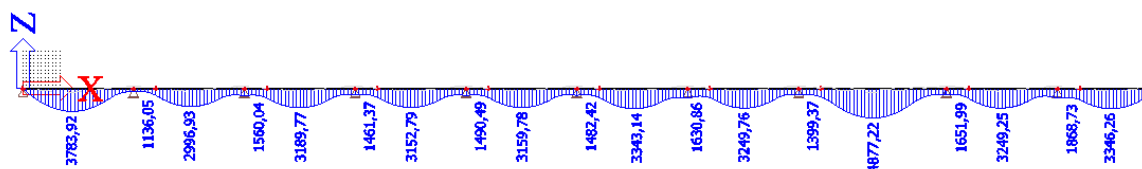


6.7. Vnitřní síly od zatížení modelem LM1 – UDL

6.7.1. Obálka M_y – min



6.7.2. Obálka M_y – max

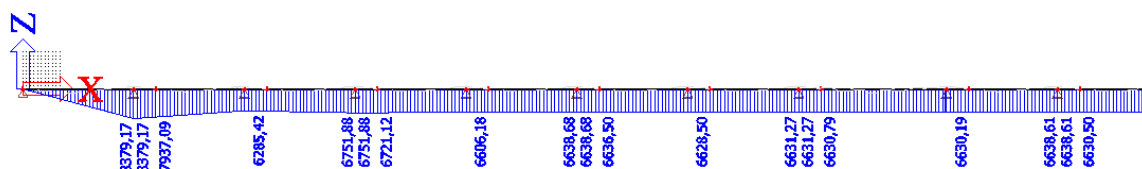


6.8. Vnitřní síly od zatížení modelem FLM3 (únavový model)

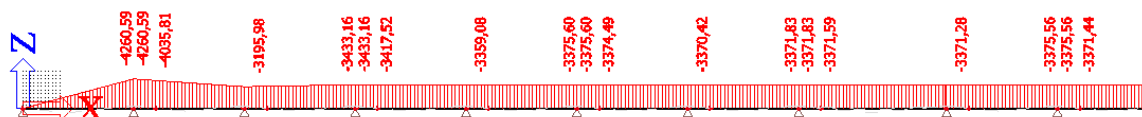
6.8.1. Obálka M_y – min

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.

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

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

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

- 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:

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

Častá kombinace zatížení:

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

Kvazistálá kombinace zatížení:

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

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 stavební 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.



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

Návrh předpětí - předběžný					
Maximální napětí v přepínací výztuži $\sigma_{p,max}$	=	min (1488; 1440)			
$\sigma_{p,max}$	=	1440		MPa	
Napětí po vnesení předpětí, kde předpokládáme ztráty 5% po zakotvení, 15% pro uvedení do provozu a 25% na konci životnosti					
$\sigma_{p,m0}$	=	$\sigma_{p,max} * 0,95$	=	1368	MPa
$\sigma_{p,udp}$	=	$\sigma_{p,max} * 0,85$	=	1224	MPa
$\sigma_{p,kz}$	=	$\sigma_{p,max} * 0,75$	=	1080	MPa
Budeme uvažovat, že pomocí předpětí vyrovnáme 80% - 100% všech dlouhodobých zatížení					
$g_{0,pole}$	=	213,2825 kN/m	Zatížení vlastní tíhou pro průřez v poli		
$g_{0,podpora}$	=	259,925 kN/m	Zatížení vlastní tíhou pro průřez na podporou		
A_{pole}	=	8,5313 m ²	Plocha průřezů na konstrukci		
$A_{podpora}$	=	10,397 m ³			
$g_{ostatní\ stálé}$	=	59,6 kN/m	Zatížení ostatní stálé		
Celkem =		251,5543 kN/m	Budeme se tedy snažit vyrovnat zatížení 250 kN/m		
Návrh předpětí					
$p = 8 * P * f / L^2$					

Pole	Rozpětí pole	Vzepětí	Předpínací síla	Požadovaná plocha	Počet kabelů po 19 lanech	Návrh
1	30	0,9	31444,281	0,02911508	10,2158	0,0342
2	30	1,6	17687,408	0,01637723	5,7464	0,0171
3	30	1,6	17687,408	0,01637723	5,7464	0,0171
4	30	1,6	17687,408	0,01637723	5,7464	0,0171
5	30	1,6	17687,408	0,01637723	5,7464	0,0171
6	30	1,6	17687,408	0,01637723	5,7464	0,0171
7	30	1,6	17687,408	0,01637723	5,7464	0,0171
8	40,08	1,6	31570,184	0,02923165	10,2567	0,0342
9	30	1,6	17687,408	0,01637723	5,7464	0,0171
10	30	1,6	17687,408	0,01637723	5,7464	0,0171
11	30	1,6	17687,408	0,01637723	5,7464	0,0171
12	30	1,6	17687,408	0,01637723	5,7464	0,0171
13	30	1,6	17687,408	0,01637723	5,7464	0,0171
14	30	1,6	17687,408	0,01637723	5,7464	0,0171

Jelikož je náš odhad ztrát velmi konzervativní, tak návrh předpínací výztuže bude v poli 6 kabelů, každé po 19 lanech a doplněné o 4 kabely každý po 19 lanech. V poli bude předpětí vedené s omezenou excentricitou, kdežto nad podporou bude vedena s excentricitou maximální.

Následuje předběžné posouzení napětí pro odhadnutý staticky neurčitý moment od předpětí.

NÁVRH PŘEDPĚTÍ - návrh pro modelování

ZÁKLADNÍ ÚDAJE O MATERIÁLU A KABELU

Vybraný materiál a průměr drátu:	Y1860S7 - 15,7	
Plocha jednoho drátu:	150,0	mm ²
Počet drátů v kabelu:	22,0	
Char. pevnost p. oceli v tahu (f _{pk}):	1860,0	MPa
Char. smluvní mez kluzu (0,1%) :	1636,8	MPa
Návrhová hodnota napětí p.v. :	1423,3	MPa

VZNIKLÉ SÍLY OD PŘEPÍNACÍCH KABELŮ

Plocha jednoho drátu:	150,0	mm ²
Počet drátů v kabelu:	19,0	n
Počet kabelů:	6	n
Normálová síla od kabelů (Uvažované ztráty):		
Při napínání (0%)	24,339	MN
Po prvních ztrátách (5 %)	23,122	MN
Po uvedení do provozu (15%)	20,688	MN
Na konci životnosti (25 %)	18,254	MN
Vlastnosti betonového průřezu		
Plocha 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 $W_d =$	4,353448	m ³
Průřez nad podporou		
Průřezový modul, horní vlákna $W_h =$	4,092121	m ³
Průřezový modul, dolní vlákna $W_d =$	7,943529	m ³

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 (e_h) =	0,57	m
Excentricita dolní (e_d) =	0,87	m

8.3. Napětí od předpětí v poli pro kvazistálou kombinaci

SOUČET NAPĚTÍ - V POLI						
Pro předpětí		M_p		N_p		σ_p
Moment (0%)	Horní	9,060	+	-2,853	=	6,208
	Dolní	-4,836	+	-2,853	=	-7,689
Moment (5%)	Horní	8,607	+	-2,710	=	5,897
	Dolní	-4,594	+	-2,710	=	-7,304
Moment (15%)	Horní	7,701	+	-2,425	=	5,276
	Dolní	-4,111	+	-2,425	=	-6,535
	Horní	6,795	+	-2,140	=	4,656

Moment (25%)	Dolní	-3,627	+	-2,140	=	-5,767
Od zatížení		My	Součet napětí			
M1	Horní	-6,671	M1	Horní		-0,463
	Dolní	3,560		Dolní		-4,128
M2	Horní	-6,572	M2	Horní		-0,675
	Dolní	3,508		Dolní		-3,797
M3	Horní	-8,779	M3	Horní		-3,503
	Dolní	4,686		Dolní		-1,849
M4	Horní	-8,822	M4	Horní		-4,167
	Dolní	4,709		Dolní		-1,058

První sada výztuže bude v poli vedena s omezenou excentricitou a výztuž v poli je vedena s excentricitou maximální.

8.4. Napětí od předpětí pro kvazistálou kombinaci pro průřez nad podporou

SOUČET NAPĚTÍ - NAD PODPOROU (PŘÍMÝ PRUT)						
Pro předpětí		Mp		Np		σp
Moment (0%)	Horní	-5,918	+	-2,853	=	-8,771
	Dolní	3,159	+	-2,853	=	0,306
Moment (5%)	Horní	-5,622	+	-2,710	=	-8,332
	Dolní	3,001	+	-2,710	=	0,291
Moment (15%)	Horní	-5,030	+	-2,425	=	-7,455
	Dolní	2,685	+	-2,425	=	0,260
Moment (25%)	Horní	-4,439	+	-2,140	=	-6,578
	Dolní	2,369	+	-2,140	=	0,229
Od zatížení		My	Součet napětí			
M1	Horní	8,693	M1	Horní		-0,078
	Dolní	-4,640		Dolní		-4,334
M2	Horní	8,909	M2	Horní		0,576
	Dolní	-4,755		Dolní		-4,464
M3	Horní	11,835	M3	Horní		4,380
	Dolní	-6,317		Dolní		-6,057
M4	Horní	11,835	M4	Horní		5,257
	Dolní	-6,317		Dolní		-6,087

Výztuž nad podporou bude doplněna o další 4 kabely.

KABELY PRO POKRYTÍ EXTRÉMŮ

VZNIKLÉ SÍLY OD PŘEPÍNAČÍCH KABELŮ

Plocha jednoho drátu:	150,0	mm ²		
Počet drátů v kabelu:	19,0	n		
Počet kabelů:	4	n		
Normálová síla od kabelů (Uvažované ztráty):				
Při napínání (0%)	16,226	MN		
Po prvních ztrátách (5 %)	15,414	MN		
Po uvedení do provozu (15%)	13,792	MN		
Na konci životnosti (25 %)	12,169	MN		
Vlastnosti betonového průřezu				
Plocha 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 $W_d =$	4,353448	m ³		
Průřez nad podporou				
Průřezový modul, horní vlákna $W_h =$	4,092121	m ³		
Průřezový modul, dolní vlákna $W_d =$	7,943529	m ³		
Průřez nad podporou				
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 (e_h) =	0,57	m		
Excentricita dolní (e_d) =	1,17	m		

Od těchto kabelů vzniká následující napětí.

SOUČET NAPĚTÍ - NAD PODPOROU (PŘÍMÝ NOSNÍK)

Od zatížení			Součet napětí		
M1	Horní	8,693	M1	Horní	-5,925
	Dolní	-4,640		Dolní	-4,130
M2	Horní	8,909	M2	Horní	-4,979
	Dolní	-4,755		Dolní	-4,271
M3	Horní	11,835	M3	Horní	-0,590
	Dolní	-6,317		Dolní	-5,884
M4	Horní	11,835	M4	Horní	0,871
	Dolní	-6,317		Dolní	-5,935

Zde nám vzniká drobný tah. Ale ztráty jsou odhadnuty s rezervou. Proto takto navrženou výztuž necháme a modelujeme kabely v programu SCIA. Pro takto navržené vzniká na konci životnosti drobný tah (0,871 MPa). Nicméně ztráty jsou odhadnuty na 25 %, což je velmi opatrný odhad, čili je straně bezpečné a skutečné ztráty budou s nejvyšší pravděpodobností menší. Proto takto navržené necháme a modelujeme v programu SCIA.

8.5. Schéma předpětí

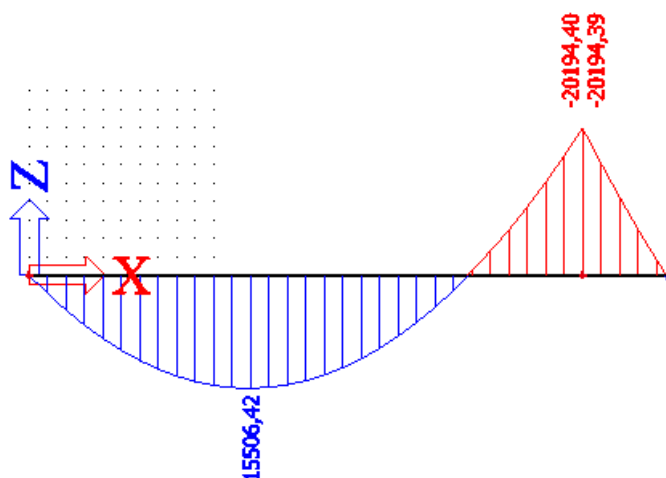
9. Posouzení MSP

9.1. Obecně

Posouzení mezního stavu použitelnosti bude provedeno v prvním poli, nad první podporou, ve druhém poli, nad střední podporou a v prostředním poli. Mezní stavy budou posouzeny pro časy po betonáži prvního pole, po betonáži druhého pole, v době ukončení výstavby, v době uvedení do provozu a na konci životnosti. Bude posouzena dekomprese pro kvazistálou a častou kombinaci pro všechny jmenované řazy a pro výše uvedené časy. Tlaková napětí jsou pro dekompresi omezena hodnotou 0,45 charakteristické pevnosti betonu v tlaku. Tahová napětí jsou uvažována jako nulová. Pro charakteristickou kombinaci, je limit tlakové rezervy 0,6 charakteristické pevnosti betonu v tlaku. Pro tah je omezeno napětí na střední hodnotu betonu v tahu.

V případě kvazistálé a časté kombinace vychází velmi podobné ne-li stejné hodnoty pro stavební stavy, protože ve stavebních stavech se na konstrukci nenachází žádné z krátkodobých zatížení. V případě provozních stavů se již častá a kvazistálá kombinace výrazněji liší.

9.2. Posouzení po betonáži prvního pole:



$M_{\text{první pole}} = 15,506 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad první podporou}} = -20,194 \text{ MNm}$

9.2.1. Posouzení v prvním poli

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	15,506	MNm	Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	24,14	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	39,166	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	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-0,87511	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-6,57411	MPa	< 22,5

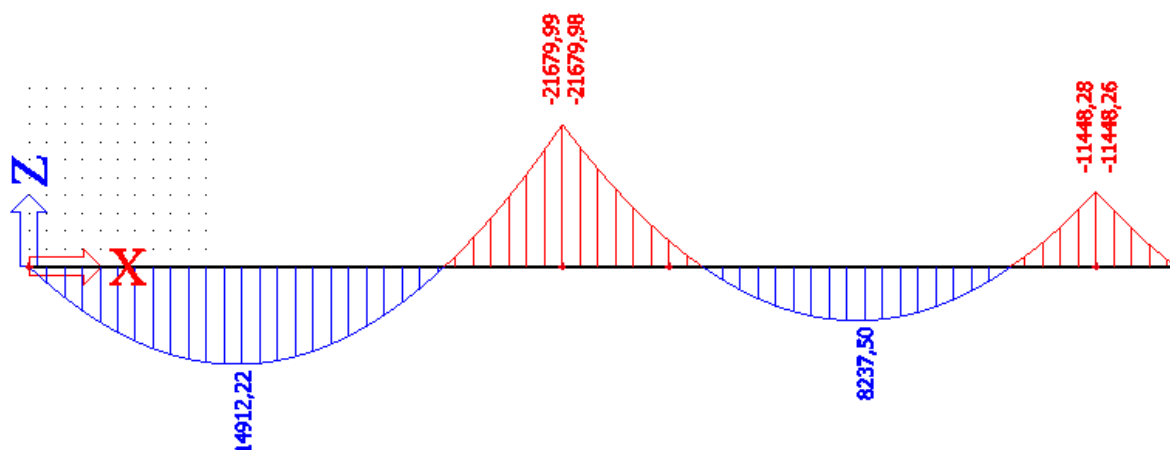
				> 0
Limit pro tahové napětí (pro k-s = 0)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí (0,45 *f)	=	22,5	MPa	

9.2.2. Posouzení pro průřez nad první podporou

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-20,194		Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	19,811	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	36,893		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-4,1596		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-4,412405		< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro k-s = 0)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí (0,45 *f)	=	22,5	MPa	

Konstrukce po betonáž a předpnutí první pole vyhovuje. Požadavku dekomprese pro kvazistálou kombinaci.

9.3. Posouzení po betonáži druhého pole



$M_{\text{první pole}} = 14,912 \text{ MNm}$

$M_{\text{první podpora}} = -21,679 \text{ MNm}$

$M_{\text{druhé pole}} = 8,237 \text{ MNm}$

$M_{\text{druhá podpora}} = -11,448 \text{ MNm}$

9.3.1. Posouzení prvního pole

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	14,912	MNm	Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	24,14	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	39,166	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	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-0,61947	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-6,71056	MPa	< 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 nad první podporou

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-21,672		Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	19,811	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	36,893		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-3,523523		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-4,751906		< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro k-s = 0)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí (0,45 *f)	=	22,5	MPa	

9.3.3. Posouzení druhého pole

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	8,237	MNm	Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	15,148	MNm	

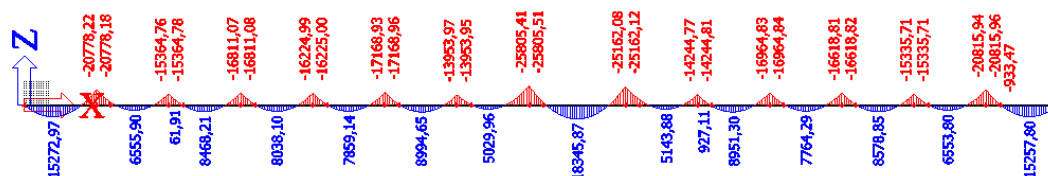
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	38,777	MN	
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531	m ²	
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324	m ³	
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353	m ³	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-1,57102	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-6,13274	MPa	< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

9.3.4. Posouzení nad druhou podporou

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-11,448	MNm	Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	17,432	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	37,337		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-6,951765		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-3,00193		< 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 po betonáži a předepnutí vyhoví požadavku dekomprese pro kvazistálou kombinaci.

9.4. Posouzení po dokončení celé konstrukce



$M_{\text{první pole}} = 15,277 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad první podporou}} = -20,788 \text{ MNm}$

$M_{\text{druhé pole}} = 6,555 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad druhou podporou}} = -15,364 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad střední podporou}} = -25,805 \text{ MNm}$

$M_{\text{ve středním poli}} = 18,345 \text{ MNm}$

9.4.1. Posouzení v prvním poli

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	15,277	MNm	Pro $t =$
Hodnota momentu od předpetí M_p :	=	23,124	MNm	

Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	38,777	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	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-1,1682	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-6,34774	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	

9.4.2. Posouzení nad první podporou

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-20,778		Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	19,481	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	37,337		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-3,818292		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-4,674397		< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

9.4.3. Posouzení ve druhém poli

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	6,555	MNm	Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	14,391	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	37,614	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	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-1,03662	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-6,20889	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	

9.4.4. Posouzení nad druhou podporou

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-15,364		Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	17,202	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	36,341		

Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531		
Průřezový modul k horním vláknům Wh:	=	2,324		
Průřezový modul k dolním vláknům Wd:	=	4,353		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-5,050733		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-3,837532		<22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro k-s = 0)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí (0,45 *f)	=	22,5	MPa	

9.4.5. Posouzení nad střední podporou

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-25,805		Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	24,662	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	37,068		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531		
Průřezový modul k horním vláknům Wh:	=	2,324		
Průřezový modul k dolním vláknům Wd:	=	4,353		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-3,853037		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-4,607492		<22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro k-s = 0)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí (0,45 *f)	=	22,5	MPa	

9.4.6. Posouzení středního pole

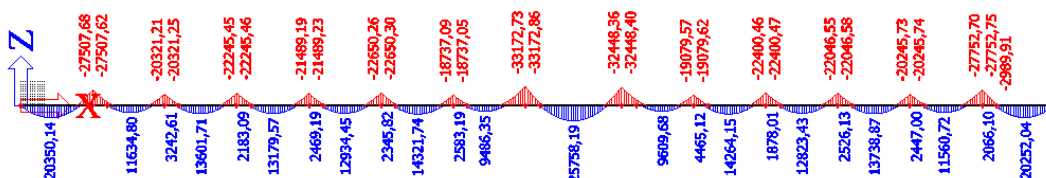
POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese

Vstupní údaje pro posouzení + posouzení

Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-18,345		Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	24,662	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	38,389		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-7,218386		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-3,048749		< 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 dokončenou konstrukci splňuje podmínky dekomprese pro kvazistálou kombinaci.

9.5. Posouzení konstrukce v čase uvedení do provozu



$M_{\text{první pole}} = 20,354 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad první podporou}} = -27,507 \text{ MNm}$

$M_{\text{druhé pole}} = 11,634 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad druhou podporou}} = -20,321 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad střední podporou}} = -33,172 \text{ MNm}$

$M_{\text{ve středním poli}} = 25,758 \text{ MNm}$

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese

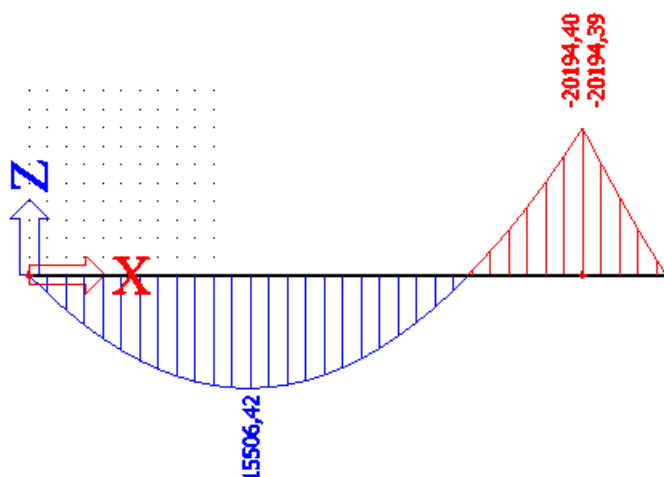
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení

Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-27,507		Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	18,085	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	33,285		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	0,153365		< 22,5 > 0

$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-6,065777		<22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro k-s = 0)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí (0,45 *f)	=	22,5	MPa	

Zde už při uvedení do provozu není dekomprese dodržena, proto upravíme předpínací výztuž a zvedneme počet kabelů druhé sady ze 4 na 6 a provedeme opětovné posouzení. Protože pro více předpínací výztuže jsou problematictější stavební stavy.

9.6. Posouzení po betonáži prvního pole: Nový návrh



$$M_{\text{první pole}} = 15,506 \text{ MNm}$$

$$M_{\text{nad první podporou}} = -20,194 \text{ MNm}$$

9.6.1. Posouzení prvního pole pro nový návrh:

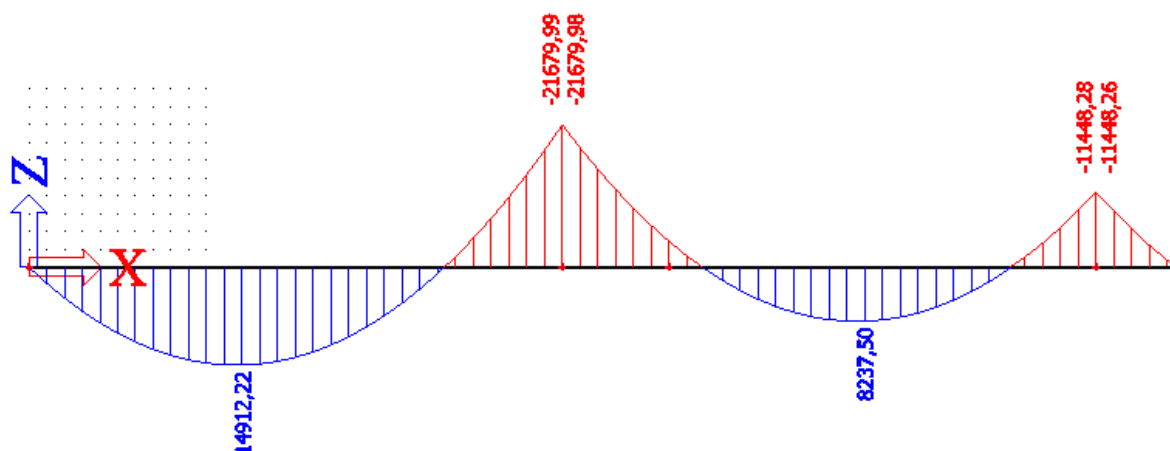
POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	15,506	MNm	Pro t =
Hodnota momentu od předpetí M_p :	=	25,013	MNm	

Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	46,953	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	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-1,41215	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-7,6874	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	

9.6.2. Posouzení průřezu nad první podporou nového návrhu:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-20,194		Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	22,244	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	44,565		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-6,10595		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-4,752815		< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

9.7. Posouzení po betonáži druhého pole: nový návrh



$$M_{\text{první pole}} = 14,912 \text{ MNm}$$

$$M_{\text{první podpora}} = -21,679 \text{ MNm}$$

$$M_{\text{druhé pole}} = 8,237 \text{ MNm}$$

$$M_{\text{druhá podpora}} = -11,448 \text{ MNm}$$

9.7.1. Posouzení prvního pole: nový návrh

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	14,912	MNm	Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	25,013	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	46,953	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	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-1,15652	MPa	< 22,5

				> 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-7,82385	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	

9.7.2. Posouzení nad první podporou: nový návrh

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-21,679		Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	22,244	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	44,565		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-5,466861		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-5,093923		< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

9.7.3. Posouzení druhého pole: nový návrh

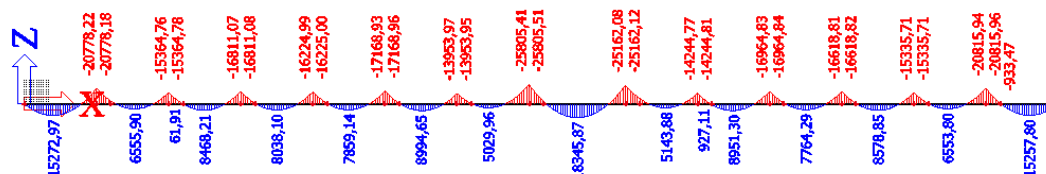
POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	8,237	MNm	Pro $t =$

Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	17,067	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	46,166	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	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-1,61126	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-7,43964	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	

9.7.4. Posouzení nad druhou podporou: nový návrh

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-11,448		Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	22,457	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	45,025		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-9,154765		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-3,208231		< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

9.8. Posouzení dokončené konstrukce: nový návrh



$M_{\text{první pole}} = 15,277 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad první podporou}} = -20,788 \text{ MNm}$

$M_{\text{druhé pole}} = 6,555 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad druhou podporou}} = -15,364 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad střední podporou}} = -25,805 \text{ MNm}$

$M_{\text{ve středním poli}} = 18,345 \text{ MNm}$

9.8.1. Posouzení prvního pole: nový návrh

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	15,277	MNm	Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	25,013	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	46,166	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	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-1,22135	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-7,64776	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	

9.8.2. Posouzení nad první podporou: nový návrh

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-20,788		Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	22,244	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	44,705		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-5,866724		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-4,905668		< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

9.8.3. Posouzení druhého pole: nový návrh

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese	
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení	

Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	6,555	MNm	Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	17,067	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	46,331	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	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-0,90673	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-7,84535	MPa	< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro k-s = 0)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí (0,45 * f)	=	22,5	MPa	

9.8.4. Posouzení průřezu nad druhou podporou: nový návrh

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-15,364		Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	22,244	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	45,025		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-8,238522		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-3,697268		< 22,5 > 0

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

9.8.5. Posouzení nad prostřední podporou: nový návrh

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-25,805		Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	28,163	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	44,421		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-6,221623		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-4,665187		< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro k-s = 0)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí (0,45 *f)	=	22,5	MPa	

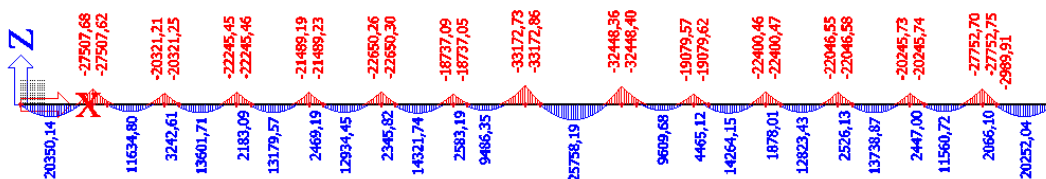
9.8.6. Posouzení středního pole: nový návrh

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-25,805		Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	28,163	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	45,639		

Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531	
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324	
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-6,364391	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-4,807955	< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa

Po dokončení výstavby konstrukce z hlediska dekomprese při kvazistálé kombinaci vyhovuje.

9.9. Posouzení v čase uvedení do provozu: nový návrh



$M_{\text{první pole}} = 20,354 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad první podporou}} = -27,507 \text{ MNm}$

$M_{\text{druhé pole}} = 11,634 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad druhou podporou}} = -20,321 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad střední podporou}} = -33,172 \text{ MNm}$

$M_{\text{ve středním poli}} = 25,758 \text{ MNm}$

9.9.1. Posouzení první pole

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	20,354	MNm	Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	23,762	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	44,906	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	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-3,797	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-6,0465	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	

9.9.2. Posouzení nad první podporou

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-25,805		Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	21,354	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	43,464		

Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-3,179106		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-6,117059		< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

9.9.3. Posouzení ve druhém poli

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	11,634	MNm	Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	16,555	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	44,555	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	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-3,10472	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-6,3529	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	

9.9.4. Posouzení nad druhou podporou

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese

Vstupní údaje pro posouzení + posouzení

Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-20,321		Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	19,639	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	43,554		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-4,811693		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-5,261858		< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

9.9.5. Posouzení nad prostřední podporou

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese

Vstupní údaje pro posouzení + posouzení

Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-33,721		Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	27,289	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	43,626		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353		

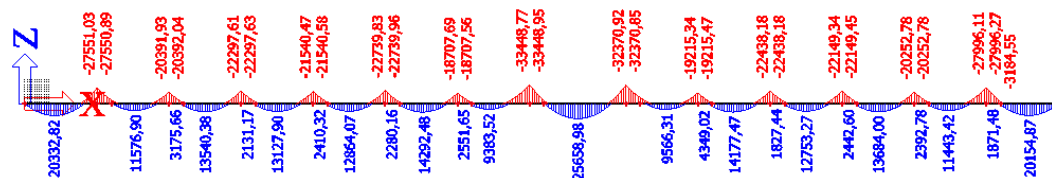
	=			< 22,5
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-2,345545		> 0
	=			< 22,5
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-6,59109		> 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

9.9.6. Posouzení ve středním poli

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	25,758	MNm	Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	26,826	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	43,321	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	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-4,61826	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-5,32321	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	

Takto navržené předpětí splňuje podmínku dekomprese pro kvazistálou kombinaci.

9.10. Posouzení dekomprese pro kvazistálou kombinaci na konci životnosti



$M_{\text{první pole}} = 20,332 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad první podporou}} = -27,551 \text{ MNm}$

$M_{\text{druhé pole}} = 11,577 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad druhou podporou}} = -20,392 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad střední podporou}} = -33,448 \text{ MNm}$

$M_{\text{ve středním poli}} = 25,658 \text{ MNm}$

9.10.1. Posouzení prvního pole

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	20,332	MNm	Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	21,511	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	39,814	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	

$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-4,15942	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-4,93763	MPa	< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro k-s = 0)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí (0,45 *f)	=	22,5	MPa	

9.10.2. Posouzení nad první podporou

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-27,551		Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	19,352	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	38,736		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-1,01191		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-6,423792		< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro k-s = 0)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí (0,45 *f)	=	22,5	MPa	

9.10.3. Posouzení druhého pole

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				

Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	11,577	MNm	Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	14,807	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	39,759	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	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-3,2703	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-5,40231	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	

9.10.4. Posouzení průřezu nad druhou podporou

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-20,392		Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	14,507	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	37,459		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-1,858086		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-5,742575		< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	

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

9.10.5. Posouzení nad střední podporou

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-33,448		Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	24,22	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	37,839		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-0,463925		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-6,555014		< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro k-s = 0)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí (0,45 *f)	=	22,5	MPa	

9.10.6. Posouzení prostředního pole

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	25,568	MNm	Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	23,734	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	39,914	MN	

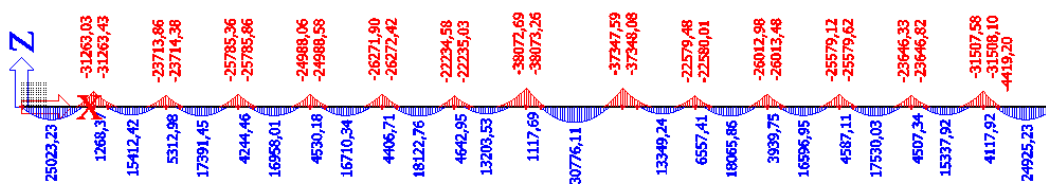
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531	m ²	
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324	m ³	
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353	m ³	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-5,46782	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-4,25726	MPa	< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

Konstrukce vyhovuje požadavku dekomprese pro kvazistálou kombinaci na konci životnosti.

9.11. Posouzení dekomprese pro častou kombinaci

Posouzení dekomprese pro častou kombinaci, bude proveden pro čas uvedení do provozu a čas na konci životnosti. Pro stavební stavy budou výsledky kombinací časté a kvazistálé dosti podobné, ne-li identické, protože v těchto fázích se na konstrukci nenachází žádné krátkodobé proměnné zatížení (jako třeba zatížení dopravou..).

9.11.1. Posouzení pro uvedené do provozu



$M_{\text{první pole}} = 25,023 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad první podporou}} = -31,263 \text{ MNm}$

$M_{\text{druhé pole}} = 15,412 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad druhou podporou}} = -23,714 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad střední podporou}} = -38,072 \text{ MNm}$

$M_{\text{ve středním poli}} = 30,776 \text{ MNm}$

9.11.1.1. Posouzení pro první pole

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	25,023	MNm	Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	23,766	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	44,906	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	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-5,80464	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-4,97494	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	

9.11.1.2. Posouzení pro průřez nad první podporou

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-31,263		Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	21,354	MNm	

Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	43,464		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-0,830184		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-7,370778		< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

9.11.1.3. Posouzení druhého pole

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	15,412	MNm	Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	16,355	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	44,555	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	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-4,8167	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-5,43914	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	

9.11.1.4. Posouzení průřezu nad druhou podporou

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-23,714		Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	19,639	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	43,554		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-3,351471		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-6,04124		< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

9.11.1.5. Posouzení na střední podporou

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-38,073		Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	27,284	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	43,626		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324		

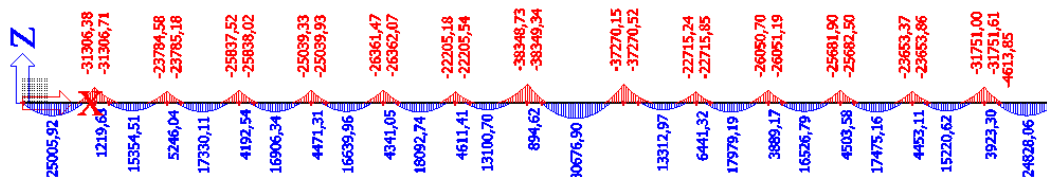
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-0,470454		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-7,591906		< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

9.11.1.6. Posouzení ve středním poli

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	30,776	MNm	Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	26,424	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	43,351	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	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-6,95435	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-4,08174	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	

Konstrukce vyhovuje požadavku dekomprese při časté kombinaci v čase uvedení do provozu.

9.11.2. Posouzení konstrukce na konci životnosti



$M_{\text{první pole}} = 25,005 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad první podporou}} = -31,306 \text{ MNm}$

$M_{\text{druhé pole}} = 15,354 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad druhou podporou}} = -23,784 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad střední podporou}} = -38,348 \text{ MNm}$

$M_{\text{ve středním poli}} = 30,676 \text{ MNm}$

9.11.2.1. Posouzení prvního pole

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	25,005	MNm	Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	21,511	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	39,814	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	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-6,1705	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-3,86423	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	

9.11.2.2. Posouzení nad první podporou

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-31,306		Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	19,758	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	38,731		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	0,429962		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-7,192481		< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

9.11.2.3. Posouzení druhého pole

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese

Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	15,354	MNm	Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	14,807	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	39,459	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	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-4,86061	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-4,49956	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	

9.11.2.4. Posouzení nad druhou podporou

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-23,784		Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	14,507	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	37,459		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-0,398295		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-6,521727		< 22,5

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

9.11.2.5. Posouzení nad prostřední podporou

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace My:	=	-38,348		Pro t =
Hodnota momentu od předpětí Mp:	=	24,22	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí Np:	=	37,839		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531		
Průřezový modul k horním vláknům Wh:	=	2,324		
Průřezový modul k dolním vláknům Wd:	=	4,353		
My/Wh + Mp/Wh - N/A	=	1,644854		< 22,5 > 0
My/Wd + Mp/Wd - N/A	=	-7,680558		< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro k-s = 0)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí (0,45 *f)	=	22,5	MPa	

9.11.2.6. Posouzení ve středním poli

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace My:	=	30,676	MNm	Pro t =
Hodnota momentu od předpětí Mp:	=	23,784	MNm	

Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	37,914	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	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-7,41017	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-2,86099	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	

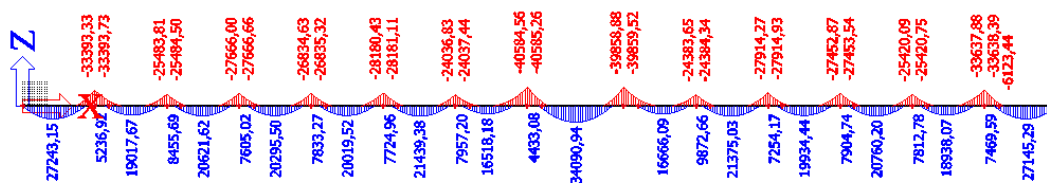
Po posouzení dekomprese při časté kombinaci ukazuje, že nad krajními podporami a nad podporami ve středu pole budou vznikat při časté kombinaci tahy. Maximální tahová namáhání při časté dosahují 1,644 MPa, což je hodnota cca třikrát menší, než je pevnost betonu v tahu 4,1 MPa.

Proto i když se při časté kombinaci v konstrukci objeví tah, není dosaženo tahové pevnosti betonu a neměli by vzniknout trhliny. Za běžného provozního stavu (kvazistálá kombinace), by se jakékoli trhliny stejně zacelily (předpětí trhliny uzavře, protože při kvazistálé kombinaci je splněna dekomprese).

9.12. Posouzení konstrukce na MSP – omezení napětí

Pro toto posouzení použijeme charakteristickou kombinaci a omezení napětí v betonu na 0,6 charakteristické pevnosti betonu v tlaku a na pevnost betonu v tahu. Posuzovat budeme opět jako u časté kombinace, čas uvedení do provozu a konec životnosti. Jestli bude v průřezu přesažena pevnost betonu v tahu, tak vzniknou trhliny a posoudíme konstrukci zda-li vyhovuje z hlediska šířky trhlin.

9.12.1. Posouzení pro uvedení do provozu



$M_{\text{první pole}} = 27,243 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad první podporou}} = -33,393 \text{ MNm}$

$M_{\text{druhé pole}} = 19,017 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad druhou podporou}} = -25,483 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad střední podporou}} = -40,584 \text{ MNm}$

$M_{\text{ve středním poli}} = 34,090 \text{ MNm}$

9.12.1.1. Posouzení prvního pole

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	27,243	MNm	Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	23,766	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	44,906	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	

$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-6,76005	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-4,465	MPa	< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro k-s = 0)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí (0,45 *f)	=	22,5	MPa	

9.12.1.2. Posouzení nad první podporou

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-33,393		Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	21,354	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	43,464		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	0,086489		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-7,860046		< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro k-s = 0)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí (0,45 *f)	=	22,5	MPa	

9.12.1.3. Posouzení ve druhém poli

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				

Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	19,017	MNm	Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	16,455	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	44,555	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	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-6,32512	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-4,63403	MPa	< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro k-s = 0)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí (0,45 *f)	=	22,5	MPa	

9.12.1.4. Posouzení nad druhou podporou

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-25,483		Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	17,639	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	43,554		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-1,729433		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-6,906991		< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro k-s = 0)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí (0,45 *f)	=	22,5	MPa	

9.12.1.5. Posouzení nad střední podporou

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-40,584		Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	27,284	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	43,626		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	0,610188		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-8,16869		< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

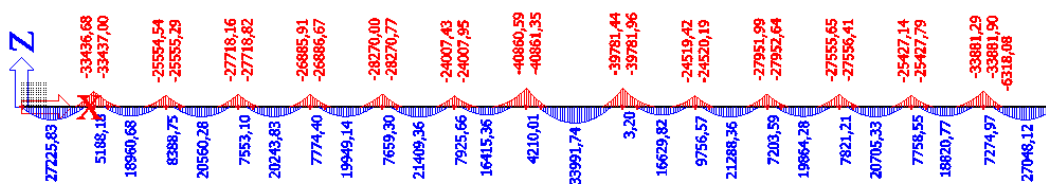
9.12.1.6. Posouzení ve středním poli

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	34,09	MNm	Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	26,724	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	43,301	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	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-8,2456	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-3,38355	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	

9.12.2. Posouzení omezení napětí na konci životnosti

Posouzení je zpracováno obdobně jako posouzení předchozí.



$M_{\text{první pole}} = 27,225 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad první podporou}} = -33,436 \text{ MNm}$

$M_{\text{druhé pole}} = 18,960 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad druhou podporou}} = -25,554 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad střední podporou}} = -40,860 \text{ MNm}$

$M_{\text{ve středním poli}} = 33,991 \text{ MNm}$

9.12.2.1. Posouzení prvního pole

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese

Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	27,225	MNm	Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	21,511	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	39,814	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	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-7,12591	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-3,35429	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	

9.12.2.2. Posouzení nad první podporou

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-33,436		Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	19,352	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	38,736		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	1,520776		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-7,775594		< 22,5

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

9.12.2.3. Posouzení druhého pole

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	18,96	MNm	Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	14,807	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	39,759	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	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-6,44767	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-3,70641	MPa	< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro k-s = 0)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí (0,45 *f)	=	22,5	MPa	

9.12.2.4. Posouzení nad druhou podporou

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-25,554		Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	14,507	MNm	

Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	37,459		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	0,363448		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-6,928302		<22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ($0,45 \cdot f$)	=	22,5	MPa	

9.12.2.5. Posouzení nad prostřední podporou

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	-40,86		Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	24,22	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	37,839		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531		
Průřezový modul k horním vláknům W_h :	=	2,324		
Průřezový modul k dolním vláknům W_d :	=	4,353		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	2,725926		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-8,257572		<22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$)	=	0	MPa	

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

9.12.2.6. Posouzení ve středním poli

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace M_y :	=	33,991	MNm	Pro t =
Hodnota momentu od předpětí M_p :	=	23,734	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí N_p :	=	37,914	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	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-8,85834	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-2,08804	MPa	< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro k-s = 0)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí (0,45 *f)	=	22,5	MPa	

Z výše uvedených posouzení vyplývá, že v nadpodporových oblastech vzniká v charakteristické kombinaci na konci životnosti tah. Velikost tahového napětí, je však menší než je pevnost betonu v tahu. Proto konstrukce vyhovuje posouzení na mezní stav omezení napětí. Zároveň tak bylo dokázáno, že ani v charakteristické kombinaci, nevzniknou trhliny.

Proto lze konstatovat, že konstrukce z hlediska MSP vyhověla.

10. Posouzení MSÚ

Mezní stavy únosnosti budou provedeny pro tyto průřezy. Průřez v krajním poli, průřez nad první podporou průřez ve druhém poli, průřez nad druhou podporou, průřez nad střední

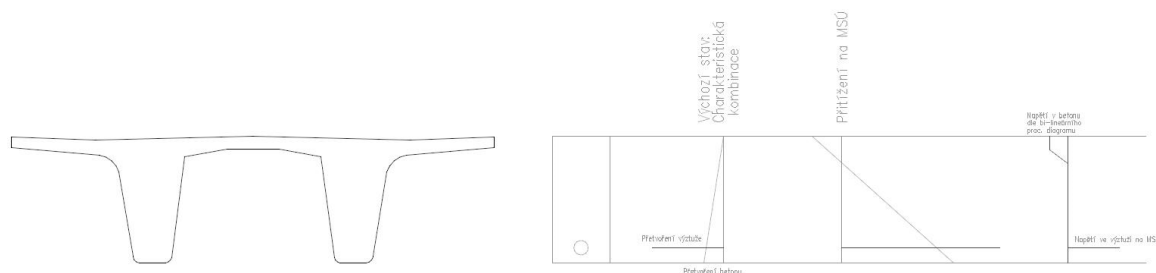
podporou a průřez středního pole pole. Konstrukce bude posuzována na konci životnosti, z důvodů vnesení velkého množství zatížení (v kombinaci se ztrátami nejhorší stav pro konstrukci). V rámci mezních stavů únosnosti bude konstrukce posouzena na kombinaci normálových účinků a ohybového momentu, posouzení 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 počítáme 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:

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

Integrujeme po pracovním diagramu.

10.1.2. Posouzení MSÚ M-N

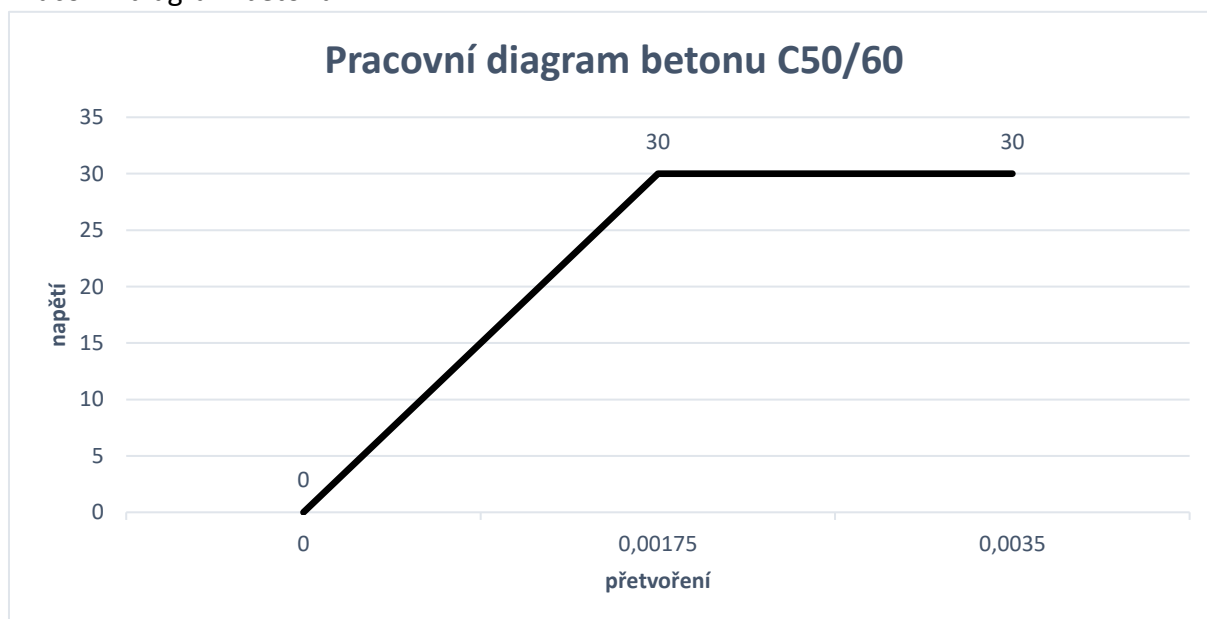
Posouzení bude provedeno pro místa s extrémními účinky ohybových momentů. Následují návrhové pracovní diagramy a návrhové hodnoty:

Návrhové hodnoty pro beton:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - MSÚ

MATERIÁLY posuzovaných průřezů			
Beton C50/60			Pro posouzení průřezu byl vybrán bi-lineární pracovní diagram betonu. V úvahu připadal ještě parabolicko- rektangulární pracovní diagram, ale v rámci jednodušší numerické integrace byl zvolen pracovní diagram bi-lineární.
Předpoklad - biliéární chování materiálu			
$f_{ck} =$	50	Mpa	
$\gamma_c =$	1,5		
$\alpha_{cc} =$	0,9		
$f_{cd} =$	30	MPa	
$\epsilon_o =$	0		
$\epsilon_{c,pl} =$	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		

Pracovní diagram betonu

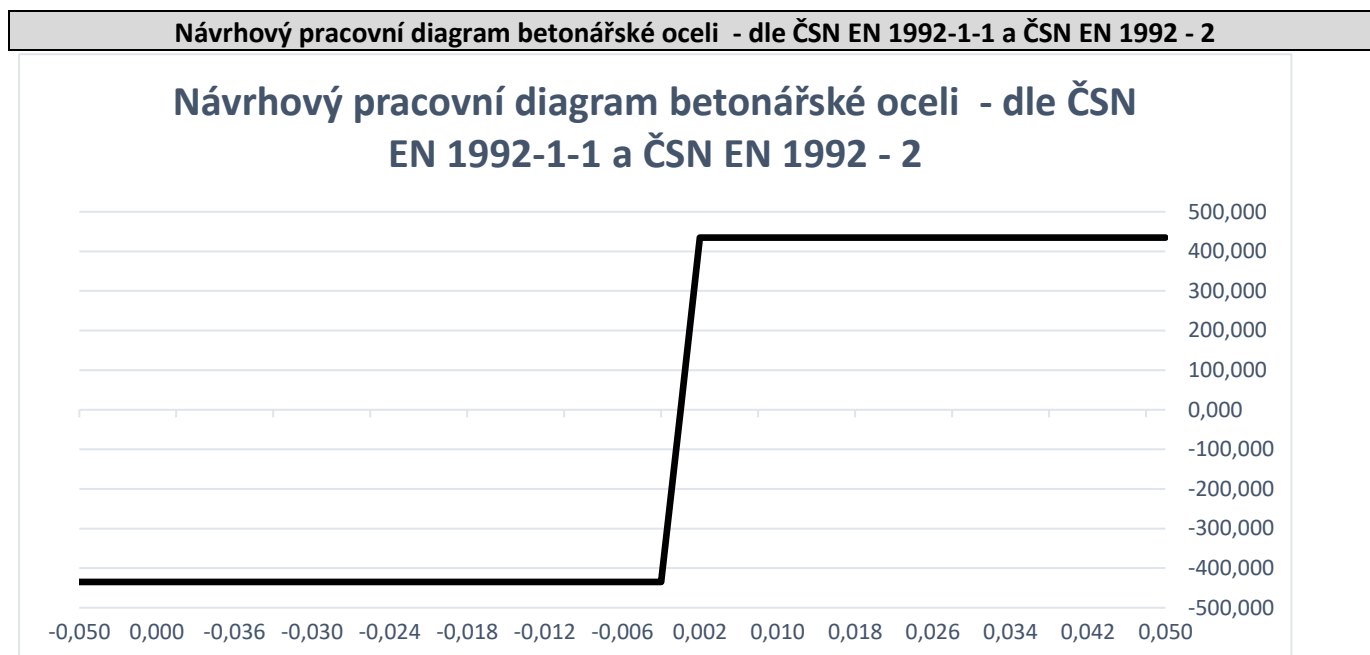


Návrhové hodnoty pro betonářskou výztuž

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 přesnějšimu pracovnímu
$f_{yk,t} =$	500	MPa	
$\gamma_c =$	1,15		

$f_{yd,c} =$	-434,783	MPa	diagramu betonářské výztuže. Nicméně použití zjednodušeného pracovního diagramu posuzování konstrukce udržuje na straně bezpečné.
$f_{yd,t} =$	434,783	MPa	
$E_s =$	200000	MPa	
$\epsilon_{uk,c} =$	-0,0500		
$\epsilon_{uk,t} =$	0,0500		
$\epsilon_{pl} =$	0,0022		

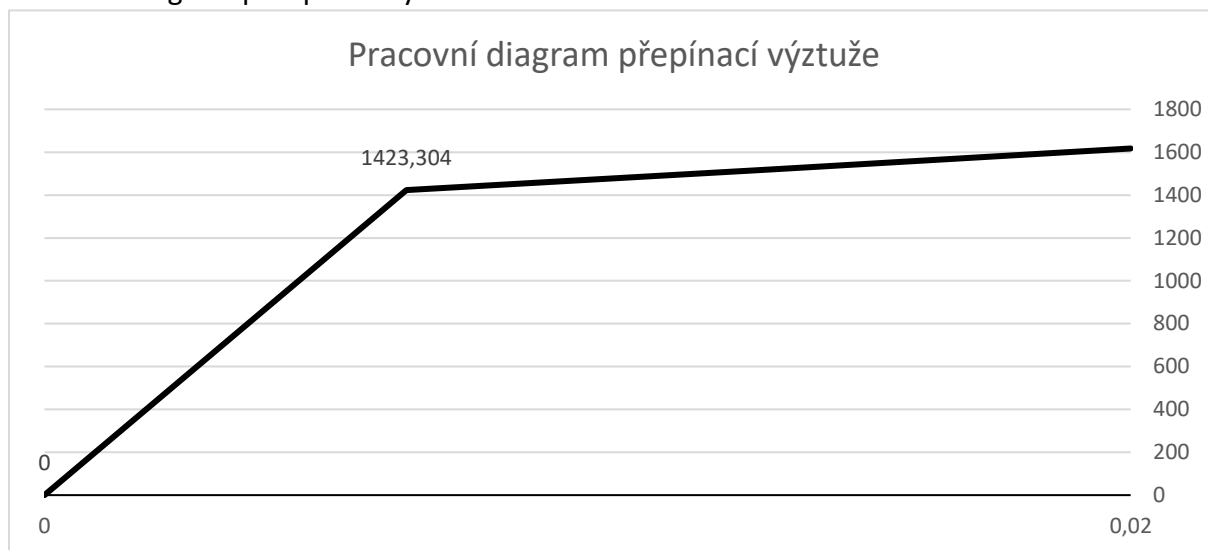
Pracovní diagram betonářské oceli:



Návrhové hodnoty přepínací výztuže:

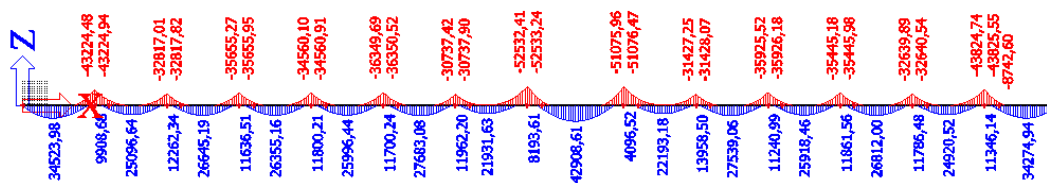
Přepínací výztuž Y1860S7 - 15,7 - - dle ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992 - 2			
$f_{pk} =$	1860	MPa	
$f_{p0,1k} =$	1636,8	MPa	
$\gamma_s =$	1,15		
$E_p =$	195000	MPa	
$f_{pd} =$	1617,391	MPa	
$f_{p0,1d} =$	1423,304	MPa	
$\epsilon_{ud}/\epsilon_{uk} =$	0,909		
$\epsilon_{ud} =$	0,02		
$\epsilon_{uk} =$	0,022		

Pracovní diagram předpínací výztuže:



Tyto parametry platí pro veškerá posouzení na MSÚ.

Průběh momentů na MSÚ na konci životnosti:



$M_{\text{první pole}} = 34,523 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad první podporou}} = -43,224 \text{ MNm}$

$M_{\text{druhé pole}} = 25,096 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad druhou podporou}} = -32,817 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad střední podporou}} = -52,533 \text{ MNm}$

$M_{\text{ve středním poli}} = 42,908 \text{ MNm}$

10.1.2.1. Posouzení krajního pole

Vstupní údaje			
Poloha posuzované výztuže	1. Vrstva	2. Vrstva	3. Vrstva
Počet lan v kabelu =	19	15	
Počet kabelů =	8	0	
Plocha jednoho lana =	150 mm ²	150 mm ²	150 mm ²
Celková plocha =	0,0228 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:	$f_{MSÚ} =$	1521,836	
Výpočet síly v přepínací výztuži po přetížení na mez únosnosti:	$F_{MSÚ} =$	34,69785	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):	$1/3 \times F_{MSÚ} =$	11,566	MN
Síla pro druhou část pracovního diagramu (*ditto*):	$2/3 \times F_{MSÚ} =$	23,132	MN
Výpočet výšky pro druhou část (obdélníková):	$h_{obdélník} =$	0,067049	m
Jelikož obě větve prac. Diagramu mají stejný přírůstek přetvoření, hodnotu $h_{obdélník}$ pouze vynásobíme dvěma			
Poloha neutrální osy vzhledem k tlačenému betonu:	$z =$	0,134098	m
Kontrola: <i>Síly působící na průřez musí být v rovnováze</i>			
Síly od betonu:			
Pro první část:	$b * h_{obdélník} / 2 * f_{cd} =$	$F_{c1} =$	11,566 MN
Pro druhou část:	$b * h_{obdélník} * f_{cd} =$	$F_{c2} =$	23,132 MN
Celkem síly od betonu:		$F_c =$	34,698 MN
Celkové síly od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	34,698 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} =	$h_{obdélník} * 2/3 =$	$r_{c1} =$	0,044699 m
Rameno pro sílu F_{c2} =	$h_{obdélník} / 2 + h_{obdélník} =$	$r_{c2} =$	0,100573 m
$M_{RD, betonu}:$	$F_{c1} * r_{c1} + F_{c2} * r_{c2} =$	$M_{RD, betonu}:$	2,843447 MNm
Rameno pro přepínací výztuž		$r_{předpětí} =$	1,230902 m
Síla od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	34,69785 MN
$M_{RD, předpětí}:$	$F_{MSÚ} * r_{předpětí} =$	$M_{RD, předpětí}:$	42,70966 MNm
Celkový moment únosnosti posuzovaného průřezu:		$M_{RD} =$	45,55311 MNm

$M_{ed} = 39,473 \text{ MNm} < 45,553 \text{ MNm}$

Vyhovuje.

10.1.3. Posouzení nad první podporou

Vstupní údaje			
Poloha posuzované výztuže	1. Vrstva	2. Vrstva	3. Vrstva
Počet lan v kabelu =	15	15	
Počet kabelů =	12	0	
Plocha jednoho lana =	150 mm ²	150 mm ²	150 mm ²
Celková plocha =	0,027 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:	$f_{MSÚ} =$	1510,194	
Výpočet síly v přepínací výztuži po přitížení na mez únosnosti:	$F_{MSÚ} =$	40,77524	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):	$1/3 \times F_{MSÚ} =$	13,592	MN
Síla pro druhou část pracovního diagramu (*ditto*):	$2/3 \times F_{MSÚ} =$	27,183	MN
Výpočet výšky pro druhou část (obdélníková):	$h_{obdélník} =$	0,453058	m
Jelikož obě větve prac. Diagramu mají stejný přírůstek přetvoření, hodnotu $h_{obdélník}$ pouze vynásobíme dvěma			
Poloha neutrální osy vzhledem k tlačenému betonu:	$z =$	0,906116	m
Kontrola:			
<i>Síly působící na průřez musí být v rovnováze</i>			
Síly od betonu:			
Pro první část:	$b * h_{obdélník} / 2 * f_{cd} =$	$F_{c1} =$	13,59175 MN
Pro druhou část:	$b * h_{obdélník} * f_{cd} =$	$F_{c2} =$	27,18349 MN
Celkem síly od betonu:		$F_c =$	40,77524 MN
Celkové síly od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	40,77524 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}			
=	$h_{obdélník} * 2/3 =$	$r_{c1} =$	0,302039 m
Ramenopro sílu $F_{c2} =$			
	$h_{obdélník} / 2 + h_{obdélník} =$	$r_{c2} =$	0,679587 m
$M_{RD, betonu}:$	$F_{c1} * r_{c1} + F_{c2} * r_{c2} =$	$M_{RD, betonu}:$	22,57879 MNm
Rameno pro přepínací výztuž			
		$r_{předpětí} =$	0,958884 m
Síla od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	40,77524 MN
$M_{RDpředpětí}:$	$F_{MSÚ} * r_{předpětí} =$	$M_{RDpředpětí}:$	39,09871 MNm
Celkový moment únosnosti posuzovaného průřezu:		$M_{RD} =$	61,6775 MNm

$$M_{ed} = 43,224 \text{ MNm} < 61,6775 \text{ MNm}$$

10.1.4. Posouzení druhého pole

Vstupní údaje			
Poloha posuzované výztuže	1. Vrstva	2. Vrstva	3. Vrstva
Počet lan v kabelu =	19	15	
Počet kabelů =	8	0	
Plocha jednoho lana =	150 mm ²	150 mm ²	150 mm ²
Celková plocha =	0,0228 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:	$f_{MSÚ} =$	1521,836	
Výpočet síly v přepínací výztuži po přetížení na mez únosnosti:	$F_{MSÚ} =$	34,69785	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):	$1/3 \times F_{MSÚ} =$	11,566	MN
Síla pro druhou část pracovního diagramu (*ditto*):	$2/3 \times F_{MSÚ} =$	23,132	MN
Výpočet výšky pro druhou část (obdélníková):	$h_{obdélník} =$	0,067049	m
Jelikož obě větve prac. Diagramu mají stejný přírůstek přetvoření, hodnotu $h_{obdélník}$ pouze vynásobíme dvěma			
Poloha neutrální osy vzhledem k tlačnému betonu:	$z =$	0,134098	m
Kontrola: <i>Síly působící na průřez musí být v rovnováze</i>			
Síly od betonu:			
Pro první část:	$b * h_{obdélník} / 2 * f_{cd} =$	$F_{c1} =$	11,566 MN
Pro druhou část:	$b * h_{obdélník} * f_{cd} =$	$F_{c2} =$	23,132 MN
Celkem síly od betonu:			
		$F_c =$	34,698 MN
Celkové síly od předpínací výztuže:			
		$F_{MSÚ} =$	34,698 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} =	$h_{obdélník} * 2/3 =$	$r_{c1} =$	0,044699 m
Rameno pro sílu F_{c2} =	$h_{obdélník} / 2 + h_{obdélník} =$	$r_{c2} =$	0,100573 m
$M_{RD, betonu}:$	$F_{c1} * r_{c1} + F_{c2} * r_{c2} =$	$M_{RD, betonu}:$	2,843447 MNm
Rameno pro přepínací výztuž			
		$r_{předpětí} =$	1,030902 m
Síla od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	34,69785 MN
$M_{RD, předpětí}:$	$F_{MSÚ} * r_{předpětí} =$	$M_{RD, předpětí}:$	35,77009 MNm
Celkový moment únosnosti posuzovaného průřezu:			
		$M_{RD} =$	38,61353 MNm

$M_{ed} = 30,046 \text{ MNm} < M_{rd} = 38,614 \text{ MNm}$

Vyhovuje.

10.1.5. Posouzení nad druhou podporou

Vstupní údaje			
Poloha posuzované výztuže	1. Vrstva	2. Vrstva	3. Vrstva
Počet lan v kabelu =	15	15	
Počet kabelů =	12	0	
Plocha jednoho lana =	150 mm ²	150 mm ²	150 mm ²
Celková plocha =	0,027 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:	$f_{MSÚ} =$	1510,194	
Výpočet síly v přepínací výztuži po přitížení na mez únosnosti:	$F_{MSÚ} =$	40,77524	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):	$1/3 \times F_{MSÚ} =$	13,592	MN
Síla pro druhou část pracovního diagramu (*ditto*):	$2/3 \times F_{MSÚ} =$	27,183	MN
Výpočet výšky pro druhou část (obdélníková):	$h_{obdélník} =$	0,453058	m
Jelikož obě větve prac. Diagramu mají stejný přírůstek přetvoření, hodnotu $h_{obdélník}$ pouze vynásobíme dvěma			
Poloha neutrální osy vzhledem k tlačenému betonu:	$z =$	0,906116	m
Kontrola: <i>Síly působící na průřez musí být v rovnováze</i>			
Síly od betonu:			
Pro první část:	$b * h_{obdélník} / 2 * f_{cd} =$	$F_{c1} =$	13,59175 MN
Pro druhou část:	$b * h_{obdélník} * f_{cd} =$	$F_{c2} =$	27,18349 MN
Celkem síly od betonu:		$F_c =$	40,77524 MN
Celkové síly od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	40,77524 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}			
=	$h_{obdélník} * 2/3 =$	$r_{c1} =$	0,302039 m
Ramenopro sílu $F_{c2} = h_{obdélník} / 2 + h_{obdélník} =$			
		$r_{c2} =$	0,679587 m
$M_{RD, betonu}:$	$F_{c1} * r_{c1} + F_{c2} * r_{c2} =$	$M_{RD, betonu}:$	22,57879 MNm
Rameno pro přepínací výztuž			
		$r_{předpětí} =$	0,958884 m
Síla od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	40,77524 MN
$M_{RDpředpětí}:$	$F_{MSÚ} * r_{předpětí} =$	$M_{RDpředpětí}:$	39,09871 MNm
Celkový moment únosnosti posuzovaného průřezu:		$M_{RD} =$	61,6775 MNm

Med = 32,817 MNm < 61,6775 MNm

10.1.6. Posouzení nad střední podporou

Vstupní údaje			
Poloha posuzované výztuže	1. Vrstva	2. Vrstva	3. Vrstva
Počet lan v kabelu =	15	15	
Počet kabelů =	12	0	
Plocha jednoho lana =	150 mm ²	150 mm ²	150 mm ²
Celková plocha =	0,027 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:	$f_{MSÚ} =$	1510,194	
Výpočet síly v přepínací výztuži po přetížení na mez únosnosti:	$F_{MSÚ} =$	40,77524	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):	$1/3 \times F_{MSÚ} =$	13,592	MN
Síla pro druhou část pracovního diagramu (*ditto*):	$2/3 \times F_{MSÚ} =$	27,183	MN
Výpočet výšky pro druhou část (obdélníková):	$h_{obdélník} =$	0,453058	m
Jelikož obě větve prac. Diagramu mají stejný přírůstek přetvoření, hodnotu $h_{obdélník}$ pouze vynásobíme dvěma			
Poloha neutrální osy vzhledem k tlačenému betonu:	$z =$	0,906116	m
Kontrola: <i>Síly působící na průřez musí být v rovnováze</i>			
Síly od betonu:			
Pro první část:	$b * h_{obdélník} / 2 * f_{cd} =$	$F_{c1} =$	13,59175 MN
Pro druhou část:	$b * h_{obdélník} * f_{cd} =$	$F_{c2} =$	27,18349 MN
Celkem síly od betonu:		$F_c =$	40,77524 MN
Celkové síly od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	40,77524 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}			
=	$h_{obdélník} * 2/3 =$	$r_{c1} =$	0,302039 m
Ramenopro sílu $F_{c2} =$			
	$h_{obdélník} / 2 + h_{obdélník} =$	$r_{c2} =$	0,679587 m
$M_{RD, betonu}:$	$F_{c1} * r_{c1} + F_{c2} * r_{c2} =$	$M_{RD, betonu}:$	22,57879 MNm
Rameno pro přepínací výztuž			
		$r_{předpětí} =$	0,958884 m
Síla od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	40,77524 MN
$M_{RDpředpětí}:$	$F_{MSÚ} * r_{předpětí} =$	$M_{RDpředpětí}:$	39,09871 MNm
Celkový moment únosnosti posuzovaného průřezu:		$M_{RD} =$	61,6775 MNm

Med = 52,533 MNm < 61,6775 MNm

10.1.7. Posouzení středního pole

Vstupní údaje			
Poloha posuzované výztuže	1. Vrstva	2. Vrstva	3. Vrstva
Počet lan v kabelu =	19	15	
Počet kabelů =	8	0	
Plocha jednoho lana =	150 mm ²	150 mm ²	150 mm ²
Celková plocha =	0,0228 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:	$f_{MSÚ} =$	1521,836	
Výpočet síly v přepínací výztuži po přetížení na mez únosnosti:	$F_{MSÚ} =$	34,69785	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):	$1/3 \times F_{MSÚ} =$	11,566	MN
Síla pro druhou část pracovního diagramu (*ditto*):	$2/3 \times F_{MSÚ} =$	23,132	MN
Výpočet výšky pro druhou část (obdélníková):	$h_{obdélník} =$	0,067049	m
Jelikož obě větve prac. Diagramu mají stejný přírůstek přetvoření, hodnotu $h_{obdélník}$ pouze vynásobíme dvěma			
Poloha neutrální osy vzhledem k tlačenému betonu:	$z =$	0,134098	m
Kontrola: <i>Síly působící na průřez musí být v rovnováze</i>			
Síly od betonu:			
Pro první část:	$b * h_{obdélník} / 2 * f_{cd} =$	$F_{c1} =$	11,566 MN
Pro druhou část:	$b * h_{obdélník} * f_{cd} =$	$F_{c2} =$	23,132 MN
Celkem síly od betonu:			
		$F_c =$	34,698 MN
Celkové síly od předpínací výztuže:			
		$F_{MSÚ} =$	34,698 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} =	$h_{obdélník} * 2/3 =$	$r_{c1} =$	0,044699 m
Ramenopro sílu F_{c2} =	$h_{obdélník} / 2 + h_{obdélník} =$	$r_{c2} =$	0,100573 m
$M_{RD, betonu}:$	$F_{c1} * r_{c1} + F_{c2} * r_{c2} =$	$M_{RD, betonu}:$	2,843447 MNm
Rameno pro přepínací výztuž			
		$r_{předpětí} =$	1,230902 m
Síla od předpínací výztuže:			
		$F_{MSÚ} =$	34,69785 MN
$M_{RD, předpětí}:$	$F_{MSÚ} * r_{předpětí} =$	$M_{RD, předpětí}:$	42,70966 MNm
Celkový moment únosnosti posuzovaného průřezu:			
		$M_{RD} =$	45,55311 MNm

$M_{ed} = 47,858 \text{ MNM} > 45,553 \text{ MNm}$

V tomto případě je potřeba výpočet zovakovat a zahrnout do něj i příspěvek od betonářské výztuže.

Přídavná betonářská výztuž			
Velikost nepokrytého momentu:	$M_{roz} =$	-	MNm
Plocha betonářské výztuže:	$A_b =$	0,0098	m ²
Napětí v betonářské výztuži:	$\sigma =$	435,0000	Mpa
Velikost síly od předpínací výztuže:	$F_p =$	34,6979	MN
Velikost síly od bet. Výztuže:	$F_b =$	4,2684	MN
Průměr prutu betonářské výztuže:	$\phi =$	0,0250	m
Počet prutů:	$n =$	20,0000	(pro oba trámy)
Plocha jednoho prutu:	$A_1 =$	0,0005	m ²
Síla pro první část pracovního diagramu (plocha pod křivkou):		$1/3 \times F_{MSÚ} =$	12,98876 MN
Síla pro druhou část pracovního diagramu (*ditto*):		$2/3 \times F_{MSÚ} =$	25,97753 MN
Rameno pro sílu $F_{c1} =$	$=$	$h_{obdélník} * 2/3$	$r_{c1} =$ 0,050148 m
Rameno pro sílu $F_{c2} =$	$=$	$h_{obdélník}/2 + F_{c1} * r_{c1} + F_{c2} * r_{c2} =$	$r_{c2} =$ 0,112946 m
$M_{RD, betonu}:$		$M_{RD, betonu}:$	3,585412 MNm
Rameno pro přepínací výztuž		$r_{předpětí} =$	1,414406 m
Síla od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	34,6979 MN
$M_{RDpředpětí}:$	$=$	$M_{RDpředpětí}:$	49,07684 MNm
$M_{bet. Výztuž} :$		$r_{výztuž} =$	1,774406 m
		$M_{výztuž} =$	7,57394 MNm
Celkový ohybový moment únosnosti s bet. Výztuží:		$M_{rd} =$	60,23619 MNm

$$M_{ed} = 47,858 \text{ MNm} < 60,236 \text{ MNm}$$

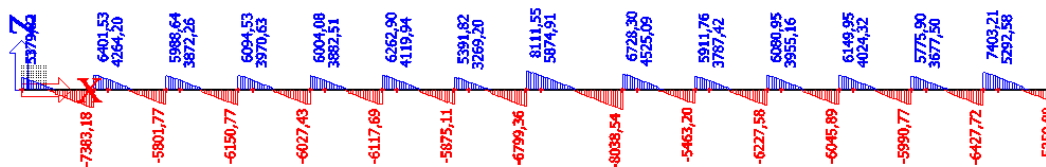
Vyhovuje.

10.1.8. Vyhodnocení

Konstrukce vyhověla na posouzení MSÚ na konci životnosti v případě kombinace normálové síly a ohybového momentu.

10.2. Posouzení smykové únosnosti

Smyková výztuž bude rozdělena na dvě oblasti. Podporovou (-/+ 5 metrů od podpory a výztuž v poli). Návrh bude zpracován na základě konstrukce na konci životnosti.



Ved = 8111,55 kN (podporová oblast)

Ved = 5465,22 kN (výztuž v poli)

10.2.1. Posouzení v poli

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:		Symková výztuž - třmeny	
Krytí:	c =	0,06 m	Profil: ϕ = 0,016 m
Průměr výztuže:	ϕ =	25 mm	Střížnost: 4
Množství výztuže:	n =	6,666	Rozteč: s = 0,25
Statická výška:	d =	1,915 m	Plocha: A _{sw1} = 0,000201
Rameno vnitřních sil	z =	1,7235	A _{ssw,trám} = 0,000804
			A _{průřez} = 0,001608
Vlastnosti betonu			
Char. pevnost	f _{ck} =	50 MPa	
Součinitel mat.	γ_c =	1,5	
Redukční souč. v tlaku	α_{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	$V_{Rd,s} = A_{sw}/s * z * f_{ywd} * \cotg\theta$	
$V_{Rd,s} =$	6026,569	kN
$A_{sw} =$	0,001608	m ²
$f_{ywd} =$	435	MPa
Návrhová hodnota posouvající síly V_{ed}	5465	< 6026,569
Stanovení smyskové únosnosti prvku bez smykové výztuže		
- není provedeno. Z letmého pohledu na výsledné vnitřní síly je jasné, že se konstrukce bez smykové výztuže neobejde.		
- samotná konstrukce nikdy nebude navržena bez smykové výztuže. Vždy je potřeba dodržet minimální stupeň vyztužení.		

10.2.2. Posouzení nad podporou

Nad podporou			
POSOUZENÍ PRŮŘEZU - MSÚ			
SMYKOVÁ ÚNOSNOST - POSOUZENÍ DLE ČSN EN 1992-1-1			
Geometrie průřezu:			
Výška:	$h =$	2	m
Minimální šířka:	$b_w =$	1,125 m	x 2 2,25 m
<i>Pozn.: Posuzovaná konstrukce je dvoutrám, proto je potřeba b_w vynásobit dvěma</i>			
Ohybová výztuž:		Smyková výztuž - třmeny	
Krytí:	$c =$	0,06 m	Profil: $\phi =$ 0,016 m
Průměr výztuže:	$\phi =$	25 mm	Střížnost: 4
Množství výztuže:	$n =$	6,666	Rozteč: $s =$ 0,15
Statická výška:	$d =$	1,915 m	Plocha: $A_{sw1} =$ 0,000201
Rameno vnitřních sil	$z =$	1,7235	$A_{ssw,trám} =$ 0,000804
			$A_{průřez} =$ 0,001608
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:	$V_{Rd,max} = a_{cw} * b_w * z * v_1 * f_{cd} * (2 * \cotg\theta) / (1 + \cotg^2\theta)$		

$V_{Rd,max} =$	56,74939	MN	
$a_{cw} =$	0,5		
Únosnost smykové výztuže	$V_{Rd,s} = A_{sw}/s * z * f_{ywd} * \cot\theta$		
$V_{Rd,s} =$	10044,28	kN	
$A_{sw} =$	0,001608	m ²	
$f_{ywd} =$	435	MPa	
Návrhová hodnota posouvající síly V_{ed}	8111,5	<	10044,28
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>			

U podpor je navrženo $\phi 16$ po 150 4- střižné. V poli $\phi 16$ po 250 4- střižné.

Konstrukce vyhovuje z tohoto MSÚ.

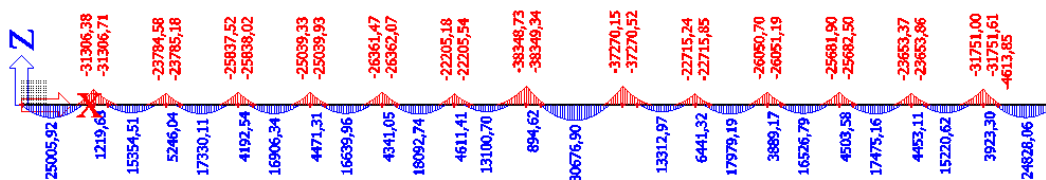
10.3. Posouzení na účinky křehkého lomu

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

Momenty od časté kombinace



10.3.1. Posouzení prvního pole

Vstupní údaje			
Poloha posuzované výztuže	1. Vrstva	2. Vrstva	3. Vrstva
Počet lan v kabelu =	19	15	
Počet kabelů =	2,1	0	
Plocha jednoho lana =	150 mm ²	150 mm ²	150 mm ²
Celková plocha =	0,005985 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:	$f_{MSÚ} =$	1521,836	
Výpočet síly v přepínací výztuži po přitížení na mez únosnosti:	$F_{MSÚ} =$	9,108187 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):	$1/3 \times F_{MSÚ} =$	3,036	MN
Síla pro druhou část pracovního diagramu (*ditto*):	$2/3 \times F_{MSÚ} =$	6,072	MN
Výpočet výšky pro druhou část (obdélníková):	$h_{obdélník} =$	0,0176	m
Jelikož obě větve prac. Diagramu mají stejný přírůstek přetvoření, hodnotu $h_{obdélník}$ pouze vynásobíme dvěma			
Poloha neutrální osy vzhledem k tlačenému betonu:	$z =$	0,035201	m
Kontrola: <i>Síly působící na průřez musí být v rovnováze</i>			
Síly od betonu:			
Pro první část:	$b \cdot h_{obdélník} / 2 \cdot f_{cd} =$	$F_{c1} =$	3,036 MN
Pro druhou část:	$b \cdot h_{obdélník} \cdot f_{cd} =$	$F_{c2} =$	6,072 MN

Celkem síly od betonu:	$F_c =$	9,108 MN
Celkové síly od předpínací výztuže:	$F_{MSÚ} =$	9,108 MN
Rozdíl:	$F_c - F_{MSÚ} =$	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 $F_{c1} = h_{\text{obdélník}} * 2/3 =$	$r_{c1} =$	0,011734 m
Ramenopro sílu $F_{c2} = h_{\text{obdélník}}/2 + h_{\text{obélník}} =$	$r_{c2} =$	0,026401 m
$M_{RD,\text{betonu}}: F_{c1} * r_{c1} + F_{c2} * r_{c2} =$	$M_{RD,\text{betonu}}:$	0,195931 MNm
Rameno pro přepínací výztuž	$r_{\text{předpětí}} =$	1,329799 m
Síla od předpínací výztuže:	$F_{MSÚ} =$	9,108187 MN
$M_{RD\text{předpětí}}: F_{MSÚ} * r_{\text{předpětí}} =$	$M_{RD\text{předpětí}}:$	12,11206 MNm
Celkový moment únosnosti posuzovaného průřezu:	$M_{RD} =$	12,30799 MNm

Jak je vidět, bude třeba navrhnout betonářskou výztuž.

Přidavná betonářská výztuž		
Velikost nepokrytého momentu:	$M_{roz} =$	- MNm
Plocha betonářské výztuže:	$A_b =$	0,0196 m²
Napětí v betonářské výztuži:	$\sigma =$	435,0000 Mpa
Velikost síly od předpínací výztuže:	$F_p =$	9,1082 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 m²
Síla pro první část pracovního diagramu (plocha pod křivkou):	$1/3 * F_{MSÚ} =$	5,881687 MN
Síla pro druhou část pracovního diagramu (*ditto*):	$2/3 * F_{MSÚ} =$	11,76337 MN
Rameno pro sílu $F_{c1} = h_{\text{obdélník}} * 2/3 =$	$r_{c1} =$	0,022708 m
Ramenopro sílu $F_{c2} = h_{\text{obdélník}}/2 + h_{\text{obélník}} =$	$r_{c2} =$	0,051145 m
$M_{RD,\text{betonu}}: F_{c1} * r_{c1} + F_{c2} * r_{c2} =$	$M_{RD,\text{betonu}}:$	0,735203 MNm
Rameno pro přepínací výztuž	$r_{\text{předpětí}} =$	1,496807 m
Síla od předpínací výztuže:	$F_{MSÚ} =$	9,1082 MN
$M_{RD\text{předpětí}}: F_{MSÚ} * r_{\text{předpětí}} =$	$M_{RD\text{předpětí}}:$	13,63319 MNm
$M_{\text{bet. Výztuž}}:$	$r_{\text{vyztuž}} =$	1,856807 m
	$M_{\text{vyztuž}} =$	15,85133 MNm
Celkový ohybový moment únosnosti s bet. Výztuží:	$M_{rd} =$	30,21972 MNm

$M_{ed} = 25,005 \text{ MNm} < 30,22 \text{ MNm}$

Vyhovuje

10.3.2. Posouzení nad první podporou

Vstupní údaje			
Poloha posuzované výztuže	1. Vrstva	2. Vrstva	3. Vrstva
Počet lan v kabelu =	15	15	
Počet kabelů =	9,9	0	
Plocha jednoho lana =	150 mm ²	150 mm ²	150 mm ²
Celková plocha =	0,022275 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:	$f_{MSÚ} =$	1510,194	
Výpočet síly v přepínací výztuži po přetížení na mez únosnosti:	$F_{MSÚ} =$	33,63957	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):	$1/3 \times F_{MSÚ} =$	11,213	MN
Síla pro druhou část pracovního diagramu (*ditto*):	$2/3 \times F_{MSÚ} =$	22,426	MN
Výpočet výšky pro druhou část (obdélníková):	$h_{obdélník} =$	0,373773	m
Jelikož obě větve prac. Diagramu mají stejný přírůstek přetvoření, hodnotu $h_{obdélník}$ pouze vynásobíme dvěma			
Poloha neutrální osy vzhledem k tlačenému betonu:	$z =$	0,747546	m
Kontrola: <i>Síly působící na průřez musí být v rovnováze</i>			
Síly od betonu:			
Pro první část:	$b \cdot h_{obdélník} / 2 \cdot f_{cd} =$	$F_{c1} =$	11,21319 MN
Pro druhou část:	$b \cdot h_{obdélník} \cdot f_{cd} =$	$F_{c2} =$	22,42638 MN
Celkem síly od betonu:		$F_c =$	33,63957 MN
Celkové síly od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	33,63957 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}			
=	$h_{obdélník} \cdot 2/3 =$	$r_{c1} =$	0,249182 m
Ramenopro sílu F_{c2}			
=	$h_{obdélník} / 2 + h_{obdélník} =$	$r_{c2} =$	0,56066 m
$M_{RD, betonu}:$	$F_{c1} \cdot r_{c1} + F_{c2} \cdot r_{c2} =$	$M_{RD, betonu}:$	15,36769 MNm
Rameno pro přepínací výztuž		$r_{předpětí} =$	1,117454 m
Síla od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	33,63957 MN
$M_{RD, předpětí}:$	$F_{MSÚ} \cdot r_{předpětí} =$	$M_{RD, předpětí}:$	37,59067 MNm
Celkový moment únosnosti posuzovaného průřezu:		$M_{RD} =$	52,95836 MNm

Zde po prvních dvou posouzeních je vidět, že průřezy nad podporou nebudou mít problémy s křehkým lomem. Bude to způsobeno tím, že vedení předpětí je maximálně efektivní, kdežto v poli je nutno excentricitu redukovat. Tím narůstá podíl a důležitost normálové složky předpětí a tím roste i nebezpečí křehkého lomu.

Dále se tedy budeme věnovat průřezům v polích.

10.3.3. Posouzení druhého pole

Vstupní údaje			
Poloha posuzované výztuže	1. Vrstva	2. Vrstva	3. Vrstva
Počet lan v kabelu =	19	15	
Počet kabelů =	1,3	0	
Plocha jednoho lana =	150 mm ²	150 mm ²	150 mm ²
Celková plocha =	0,003705 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:	$f_{MSÚ} =$	1521,836	
Výpočet síly v přepínací výztuži po přitížení na mez únosnosti:	$F_{MSÚ} =$	5,638401	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):	$1/3 \times F_{MSÚ} =$	1,879	MN
Síla pro druhou část pracovního diagramu (*ditto*):	$2/3 \times F_{MSÚ} =$	3,759	MN
Výpočet výšky pro druhou část (obdélníková):	$h_{obdélník} =$	0,010895	m
Jelikož obě větve prac. Diagramu mají stejný přírůstek přetvoření, hodnotu $h_{obdélník}$ pouze vynásobíme dvěma			
Poloha neutrální osy vzhledem k tlačenému betonu:	$z =$	0,021791	m
Kontrola: <i>Síly působící na průřez musí být v rovnováze</i>			
Síly od betonu:			
Pro první část:	$b * h_{obdélník} / 2 * f_{cd} =$	$F_{c1} =$	1,879 MN
Pro druhou část:	$b * h_{obdélník} * f_{cd} =$	$F_{c2} =$	3,759 MN
Celkem síly od betonu:		$F_c =$	5,638 MN
Celkové síly od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	5,638 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} =	$h_{obdélník} * 2/3 =$	$r_{c1} =$	0,007264 m
Rameno pro sílu F_{c2} =	$h_{obdélník} / 2 + h_{obdélník} =$	$r_{c2} =$	0,016343 m
$M_{RD, betonu}:$	$F_{c1} * r_{c1} + F_{c2} * r_{c2} =$	$M_{RD, betonu}:$	0,075085 MNm
Rameno pro přepínací výztuž		$r_{předpětí} =$	1,343209 m
Síla od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	5,638401 MN
$M_{RD, předpětí}:$	$F_{MSÚ} * r_{předpětí} =$	$M_{RD, předpětí}:$	7,573552 MNm

Celkový moment únosnosti posuzovaného průřezu: $M_{RD} = 7,648637 \text{ MNm}$

Bude potřeba navrhnout betonářskou výztuž.

Přidavná 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:	$F_p =$	5,6384	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):	$1/3 \times F_{MSÚ} =$		4,725092 MN
Síla pro druhou část pracovního diagramu (*ditto*):	$2/3 \times F_{MSÚ} =$		9,450184 MN
Rameno pro sílu $F_{c1} =$	$=$	$r_{c1} =$	0,018243 m
Ramenopro sílu $F_{c2} =$	$=$	$r_{c2} =$	0,041088 m
$M_{RD, \text{betonu}}:$	$F_{c1} * r_{c1} +$ $F_{c2} * r_{c2} =$	$M_{RD, \text{betonu}}:$	0,474487 MNm
Rameno pro přepínací výztuž	$=$	$r_{\text{předpětí}} =$	1,510216 m
Síla od předpínací výztuže:	$F_{MSÚ} * r_{\text{předpětí}}$	$F_{MSÚ} =$	5,6384 MN
$M_{RD \text{předpětí}}:$	$=$	$M_{RD \text{předpětí}}:$	8,515206 MNm
$M_{\text{bet. Výztuž}}:$	$=$	$r_{\text{vyztuž}} =$	1,870216 m
		$M_{\text{vyztuž}} =$	15,9658 MNm
Celkový ohybový moment únosnosti s bet. Výztuží:	$M_{rd} =$		24,9555 MNm

Pro takto navržený průřez je podmínka splněna.

$$M_{ed} = 15,354 \text{ MNm} < 24,956 \text{ MNm}$$

Vyhovuje.

10.3.4. Posouzení středního pole

Poloha posuzované výztuže	Vstupní údaje		
	1. Vrstva	2. Vrstva	3. Vrstva
Počet lan v kabelu =	19	15	
Počet kabelů =	5,2	0	
Plocha jednoho lana =	150 mm ²	150 mm ²	150 mm ²
Celková plocha =	0,01482 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:	$\epsilon_{\text{MSÚ}} =$	0,014
Výztuž je na mezi kluzu, z prac. diagramu odečteme napětí:	$f_{\text{MSÚ}} =$	1521,836
Výpočet síly v přepínací výztuži po přitížení na mez únosnosti:	$F_{\text{MSÚ}} =$	22,55361 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):	$1/3 \times F_{\text{MSÚ}} =$	7,518 MN
Síla pro druhou část pracovního diagramu (*ditto*):	$2/3 \times F_{\text{MSÚ}} =$	15,036 MN
Výpočet výšky pro druhou část (obdélníková):	$h_{\text{obdélník}} =$	0,043582 m
Jelikož obě větve prac. Diagramu mají stejný přírůstek přetvoření, hodnotu $h_{\text{obdélník}}$ pouze vynásobíme dvěma		
Poloha neutrální osy vzhledem k tlačenému betonu:	$z =$	0,087164 m
Kontrola: <i>Síly působící na průřez musí být v rovnováze</i>		
Síly od betonu:		
Pro první část:	$b * h_{\text{obdélník}}/2 * f_{\text{cd}} =$	$F_{\text{c1}} = 7,518 \text{ MN}$
Pro druhou část:	$b * h_{\text{obdélník}} * f_{\text{cd}} =$	$F_{\text{c2}} = 15,036 \text{ MN}$
Celkem síly od betonu:	$F_{\text{c}} =$	22,554 MN
Celkové síly od předpínací výztuže:	$F_{\text{MSÚ}} =$	22,554 MN
Rozdíl:	$F_{\text{c}} - F_{\text{MSÚ}} =$	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} =	$h_{\text{obdélník}} * 2/3 =$	$r_{\text{c1}} = 0,029055 \text{ m}$
Rameno pro sílu F_{c2} =	$h_{\text{obdélník}}/2 + h_{\text{obdélník}} =$	$r_{\text{c2}} = 0,065373 \text{ m}$
$M_{\text{RD, betonu}}:$	$F_{\text{c1}} * r_{\text{c1}} + F_{\text{c2}} * r_{\text{c2}} =$	$M_{\text{RD, betonu}}: 1,201356 \text{ MNm}$
Rameno pro přepínací výztuž		$r_{\text{předpětí}} = 1,277836 \text{ m}$
Síla od předpínací výztuže:	$F_{\text{MSÚ}} =$	22,55361 MN
$M_{\text{RDpředpětí}}:$	$F_{\text{MSÚ}} * r_{\text{předpětí}} =$	$M_{\text{RDpředpětí}}: 28,81982 \text{ MNm}$
Celkový moment únosnosti posuzovaného průřezu:	$M_{\text{RD}} =$	30,02117 MNm

Zde nám konstrukce těsně nevyhoví, proto navrhujeme betonářskou výztuž.

Přídavná betonářská výztuž		
Velikost nepokrytého momentu:	$M_{\text{roz}} =$	- MNm
Plocha betonářské výztuže:	$A_{\text{b}} =$	0,0196 m ²
Napětí v betonářské výztuži:	$\sigma =$	435,0000 Mpa
Velikost síly od předpínací výztuže:	$F_{\text{p}} =$	22,5536 MN
Velikost síly od bet. Výztuže:	$F_{\text{b}} =$	8,5369 MN
Průměr prutu betonářské výztuže:	$\phi =$	0,0250 m
Počet prutů:	$n =$	40,0000 (pro oba trámy)
Plocha jednoho prutu:	$A_{\text{1}} =$	0,0005 m ²
Síla pro první část pracovního diagramu (plocha pod křivkou):	$1/3 \times F_{\text{MSÚ}} =$	10,36349 MN
Síla pro druhou část pracovního diagramu (*ditto*):	$2/3 \times F_{\text{MSÚ}} =$	20,72699 MN
Rameno pro sílu $F_{\text{c1}} =$	$h_{\text{obdélník}} * 2/3 =$	$r_{\text{c1}} = 0,040012 \text{ m}$

Ramenopro sílu $F_{c2} =$	$h_{\text{obdélník}}/2 +$ $h_{\text{obdélník}} =$	$r_{c2} =$	0,090117 m
$M_{RD, \text{betonu}}:$	$F_{c1} * r_{c1} +$ $F_{c2} * r_{c2} =$	$M_{RD, \text{betonu}}:$	2,282526 MNm
Rameno pro přepínací výztuž		$r_{\text{předpětí}} =$	1,444844 m
Síla od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	22,5536 MN
$M_{RD, \text{předpětí}}:$	$F_{MSÚ} * r_{\text{předpětí}}$ $=$	$M_{RD, \text{předpětí}}:$	32,58643 MNm
$M_{\text{bet. Výztuž}}:$		$r_{\text{výztuž}} =$	1,804844 m
		$M_{\text{výztuž}} =$	15,40772 MNm
Celkový ohybový moment únosnosti s bet. Výztuží:		$M_{rd} =$	50,27668 MNm

$$M_{ed} = 30,676 \text{ MNm} < 50,277 \text{ MNm}$$

Vyhovuje.

10.3.5. Vyhodnocení

Konstrukce byla doplněna betonářskou výztuží, aby vyhověla požadavku na vyloučení křehkého lomu. Konstrukce v tomto směru vyhovuje.

10.4. Posouzení konstrukce na únavu

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.

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)	=	
	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			
<i>Pro beton $f_{ck} < 50 \text{ MPa}$, je limitní podmínka 0,9</i>			
Tabulka napětí			<i>Posouzení na únavu je provedeno dle ČSN_EN_1992-1-1, ČLÁNKU 6.8.7.</i>
Vlákna	Jednotlivé časy zatížení		

	Nad podporou		Ve středu rozpětí	
Horní	3,877	2,811	7,406	4,278
Dolní	10,083	10,632	9267	10,617

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

$\sigma_{c,max}/f_{cd,fat} - 0,45\sigma_{c,min}/f_{cd,fat} < 0,5$	0,220236	<	0,5
$\sigma_{c,max} =$	7,406		
$\sigma_{c,min} =$	4,278		

Beton v poli vyhovuje

Pro průřez nad podporou

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

Tabulka napětí

Vlákna				
Horní	3,877	2,811	7,406	4,278
Dolní	10,083	10,632	9267	10,617

Posouzení na únavu je provedeno dle ČSN_EN_1992-1-1, ČLÁNKU 6.8.7.

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

$\sigma_{c,max}/f_{cd,fat} - 0,45\sigma_{c,min}/f_{cd,fat} < 0,5$	0,104959	<	0,5
$\sigma_{c,max} =$	3,877		
$\sigma_{c,min} =$	2,811		

Beton v poli vyhovuje

OVĚŘENÍ VÝZTUŽE NA ÚČINKY ÚNAVY

$\gamma_{f,FAT} \cdot \Delta\sigma_{s,equ}(N') < \Delta\sigma_{Rsk}(N') / \gamma_{s,fat}$	
$\gamma_{f,fat} =$	dílčí součinitel pro únavové zatížení, dle ČSN EN 1992-1-1, čl. 2.4.2.3
$\Delta\sigma_{Rsk}(N') =$	120 Mpa
$\Delta\sigma_{s,equ}(N') =$	$\Delta\sigma_{s,Ec} \cdot \lambda_s =$
$\Delta\sigma_{s,Ec} =$	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		1,41
$\lambda_2 =$	- rozhodující délka příčinkové čáry = - zakřivené kabely v ocelových hadicích - předpokládáme dopravu na střední vzdálenosti - kategorie dopravy 2		0,755
$\lambda_3 =$	- zohlednění návrhové životnosti - návrhoná životnost 100 let		1
$\lambda_4 =$	- zohledňuje pohyb nákladních vozidel v rámci dopravních pruhů 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		120 MPa
$\Delta\sigma_{s, Ec} =$	- součinitel pro podporové oblasti mezilehlých spojitých mostů 1,70		1,7
	- součinitel pro všechny ostatní oblasti 1,40		1,4
$\Delta\sigma_{s, Ec} =$			20
$\Delta\sigma_{s, equ}(N') =$			25,5492
$\gamma_{f, FAT} * \Delta\sigma_{s, equ}(N') < \Delta\sigma_{Rsk}(N') / \gamma_{s, fat}$		25,5492 <	104,347826
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.
	Uvedení do provozu	Konec životnosti	
Horní Dolní			
Návrhová hodnota únavové pevnosti betonu			
$f_{cd, fat} =$	$k_1 * \beta_{cc}(t_0) * f_{cd} * (1 - f_{ck}/100)$	=	24,88649 MPa
$k_1 =$	doporučená hodnota pro $N=10+e6$	=	0,85
$\beta_{cc}(t_0) =$	$\exp(0,2 * (1 - \sqrt{28/t_0}))$	=	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

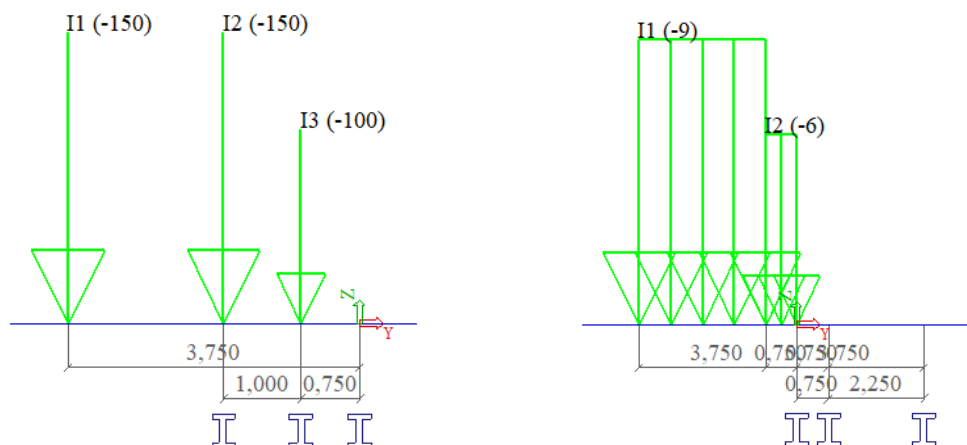
Posouzení únavy betonu			
$\sigma_{c,max}/f_{cd,fat} - 0,45\sigma_{c,min}/f_{cd,fat} < 0,5$		0,20493 <	0,5
$\sigma_{c,max} =$	6		
$\sigma_{c,min} =$	2		
Pro průřez nad podporou			
<i>Pro beton $f_{ck} < 50\text{MPa}$, je limitní podmínka 0,9</i>			
Tabulka napětí			
Vlákna	Jednotlivé časy zatížení	<i>Posouzení na únavu je provedeno dle</i>	
	Uvedení do provozu	Konec životnosti	<i>ČSN_EN_1992-1-1, ČLÁNKU 6.8.7.</i>
Horní			
Dolní			
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			
$\sigma_{c,max}/f_{cd,fat} - 0,45\sigma_{c,min}/f_{cd,fat} < 0,5$		0,20493 <	0,5
$\sigma_{c,max} =$	6		
$\sigma_{c,min} =$	2		
OVĚŘENÍ VÝZTUŽE NA ÚČINKY ÚNAVY			
$\gamma_{f,FAT} \cdot \Delta\sigma_{s,equ}(N') < \Delta\sigma_{Rsk}(N') / \gamma_{s,fat}$			
$\gamma_{f,fat} =$	<i>dílčí součinitel pro únavové zatížení, dle ČSN EN 1992-1-1, čl. 2.4.2.3</i>		1
$\Delta\sigma_{Rsk}(N') =$			120 Mpa
$\Delta\sigma_{s,equ}(N') =$	$\Delta\sigma_{s,Ec} \cdot \lambda_s =$		
$\Delta\sigma_{s,Ec} =$	rozkmít vyvolaný modelem zatížení na únavu 3, vynásobený součinitelem, *viz níže		
$\gamma_{s,fat} =$	<i>dílčí součinitel pro před- výztuž, dle ČSN EN 1992-1-1, čl. 2.4.2.4</i>		
Stanovení součinitele λ_s			
$\lambda_1 =$	- konstrukce v poli - zakřivené kabely v ocelových trubkách - spojitý nosník		1,4
$\lambda_2 =$	- rozhodující délka příčinkové čáry = - zakřivené kabely v ocelových hadicích - předpokládáme dopravu na střední vzdálenosti - kategorie dopravy 2		0,755
$\lambda_3 =$	- zohlednění návrhové životnosti - návrhoná životnost 100 let		1
$\lambda_4 =$	- zohledňuje pohyb nákladních vozidel v rámci dopravních pruhů		1

90 % všech nákladních vozidel se pohybuje v pomalém zat. Pruhu.		
- lze uvažovat jako 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		
$\Delta\sigma_{Rsk}(N') =$	- dodatečně předepnutá výztuž v kovových kanálcích pro 1000000 cyklů	120 MPa
$\Delta\sigma_{s, Ec} =$	- součinitel pro podporové oblasti mezilehlých spojitých mostů 1,70	1,7
	- součinitel pro všechny ostatní oblasti 1,40	1,4
$\Delta\sigma_{s, Ec} =$		26
$\Delta\sigma_{s, equ}(N') =$		32,9784
$\gamma_{f, FAT} * \Delta\sigma_{s, equ}(N') < \Delta\sigma_{Rsk}(N') / \gamma_{s, fat}$	32,9784 <	104,347826

Byl proveden posudek pro střední pole a střední podporu. Konstrukce vyhovuje.

10.5. Posouzení kroucení

Nastavení pohyblivého zatížení od LM1 – TS pohyblivé zatížení



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 navržené 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		
$A_k =$	1,233	m ²	
$t_e =$	0,4233	m ²	
Únosnost tlačené diagonály: $T_{Rd,max} = (2 * \alpha_{cw} * v_1 * f_{cd} * A_k * t_e) * (\sin\theta + \cos\theta) =$			6531,805 kN
Návrhový kroutící moment T_{ed}			
$=$			651,23 kN
Posouzení únosnosti tlačené diagonály: $T_{ed}/T_{Rd,max} < 1$			0,099701
Posouzení interakce smyku a kroucení pro tlačanou diagonálu: $V_{ed}/V_{Rd,max} + T_{ed}/T_{Rd} < 1$			
Pro smyk $V_{ed}/V_{Rd,max} =$			0,12502
Interakce			0,224721
Převedení kroucení na posouvající sílu			
$V_{ed,Tmax} = T_{ed,max}/(2 * A_k) * I_i$			264,0835 kN
$V_{ed,max} = V_{ed} + V_{ed,Tmax}$			8375,63 kN
Posouzení příčného třmínku			
Návrhový kroutící moment T_{ed}			
$=$			651,23 kN
Návrh podélného třmínku	Profil:	$\phi =$	0,016 m
Plocha třmínku:			0,000064 m ²
Únosnost smykové výztuže $V_{Rd,s} = A_{sw}/s * z * f_{ywd} * \cotg\theta$			912,978 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:	$h =$				2 m
Minimální šířka:	$b_w =$	1,125 m	x 2		2,25 m
<i>Pozn.: Posuzovaná konstrukce je dvoutrám, proto je potřeba b_w vynásobit dvěma</i>					
Ohybová výztuž:			Smyková výztuž - třmeny		
Krytí:	$c =$	0,06 m	Profil:	$\phi =$	0,016 m
Průměr výztuže:	$\phi =$	25 mm	Střížnost:		4
Množství výztuže:	$n =$	6,666	Rozteč:	$s =$	0,15
Statická výška:	$d =$	1,915 m	Plocha:	$A_{sw1} =$	0,000201
Rameno vnitřních sil	$z =$	1,7235		$A_{ssw,trám} =$	0,000804
				$A_{průřez} =$	0,001608
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:		$V_{Rd,max} = a_{cw} * b_w * z * v_1 * f_{cd} * (2 * \cot\theta) / (1 + \cot^2\theta)$
$V_{Rd,max} =$		56,74939 MN
$a_{cw} =$		0,5
Únosnost smykové výztuže		$V_{Rd,s} = A_{sw}/s * z * f_{ywd} * \cot\theta$
$V_{Rd,s} =$		10044,28 kN
$A_{sw} =$	0,001608 m ²	
$f_{ywd} =$	435 MPa	
Návrhová hodnota posouvající síly V_{ed}	8375,634	< 10044,28
Stanovení smyskové únosnosti prvku bez smykové výztuže		
- není provedeno. Z letmého pohledu na výsledné vnitřní síly je jasné, že se konstrukce bez smykové výztuže neobejde.		
- samotná konstrukce nikdy nebude navržena bez smykové výztuže. Vždy je potřeba dodržet minimální stupeň vyztužení.		

Třmínky budou uzavřené, aby byly účinné v kroucení.

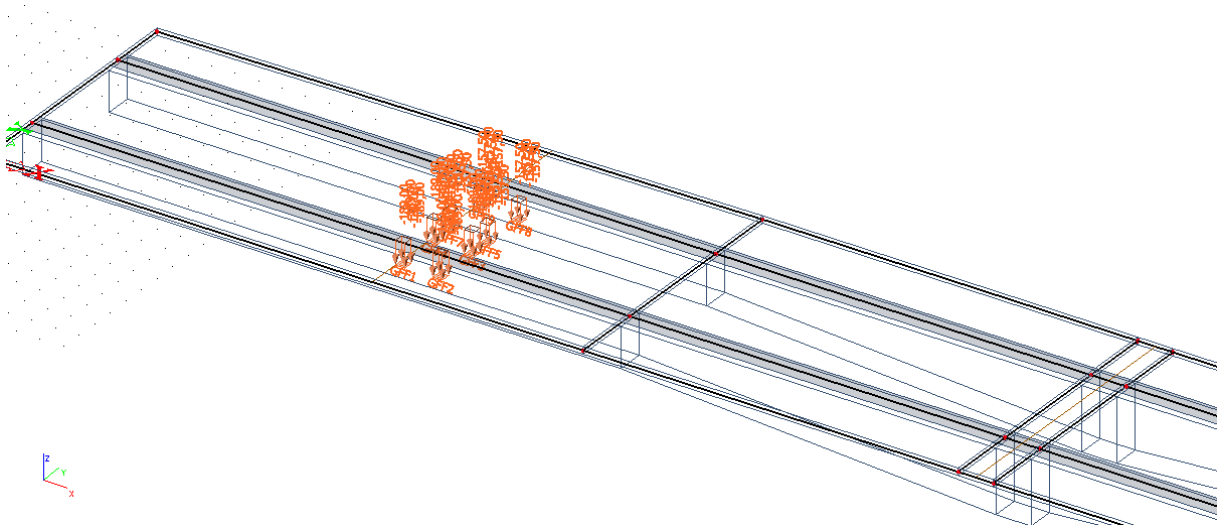
Průřez vyhovuje na účinky kroucení a na interakce kroucení a smyku.

10.6. Posouzení na ohyb v příčném směru

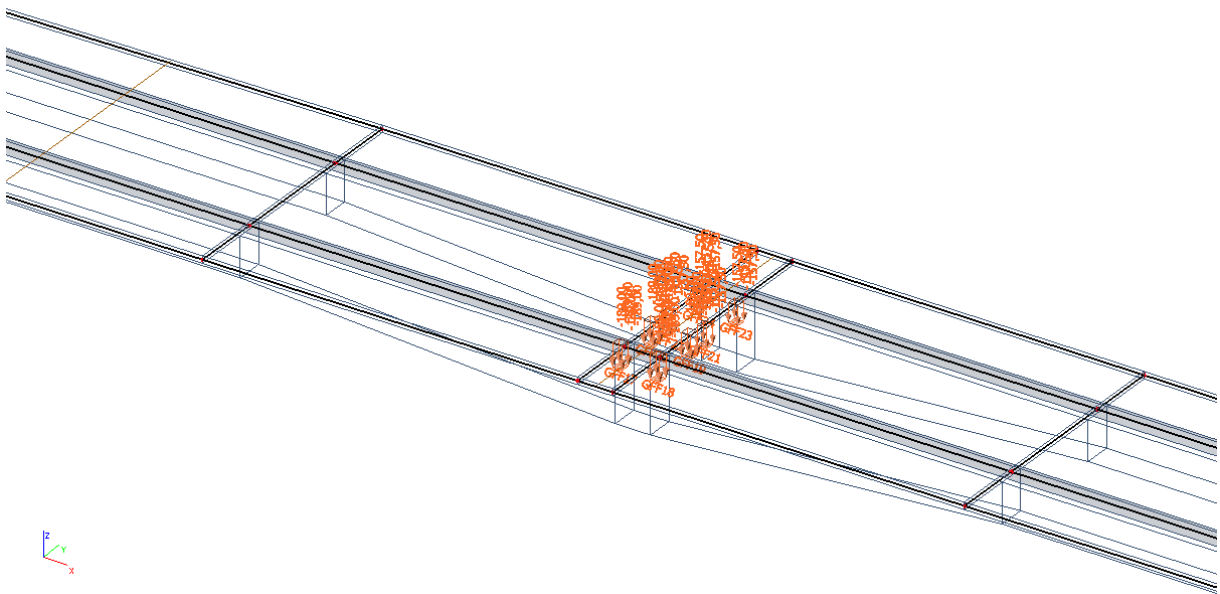
Pro potřeby posouzení a návrhu betonářské výztuže desky dvoutrámu, byl vytvořen dekostěnový model, který byl zatížen standartně, podle kapitoly zatížení. Nosníky desky byly modelovány jako žebra. Byly vybrány stavy, které vyvolávají extrémní účinky na desku.

10.6.1. Umístění zatížení dopravou na konstrukci

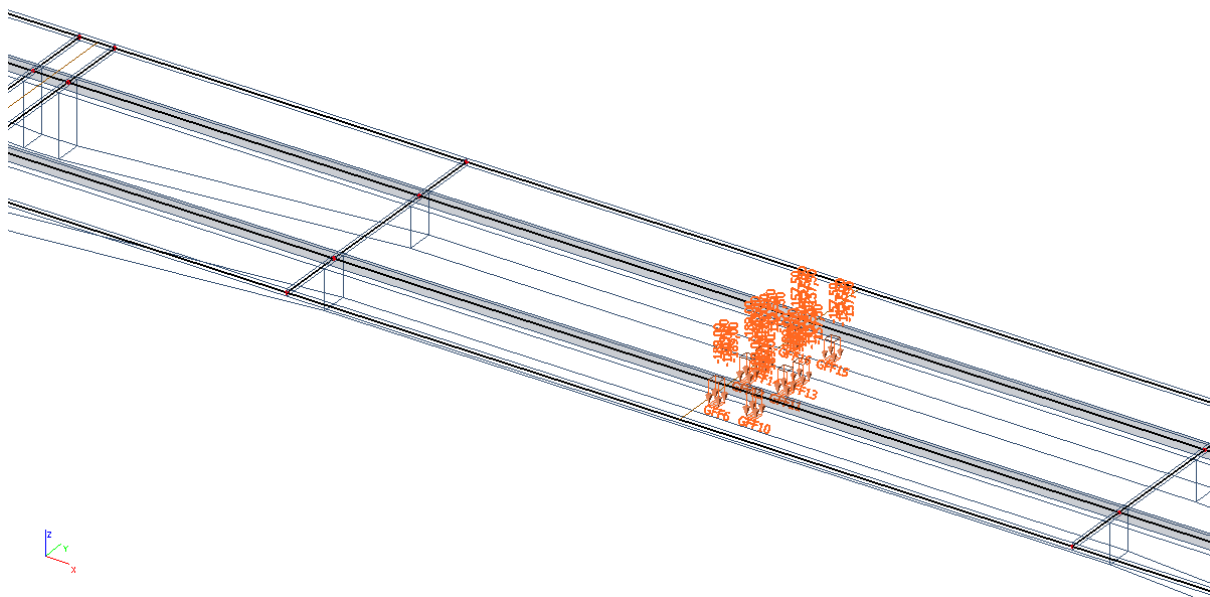
10.6.1.1. Pro průřez v krajním poli



10.6.2.2. Pro průřez nad podporou

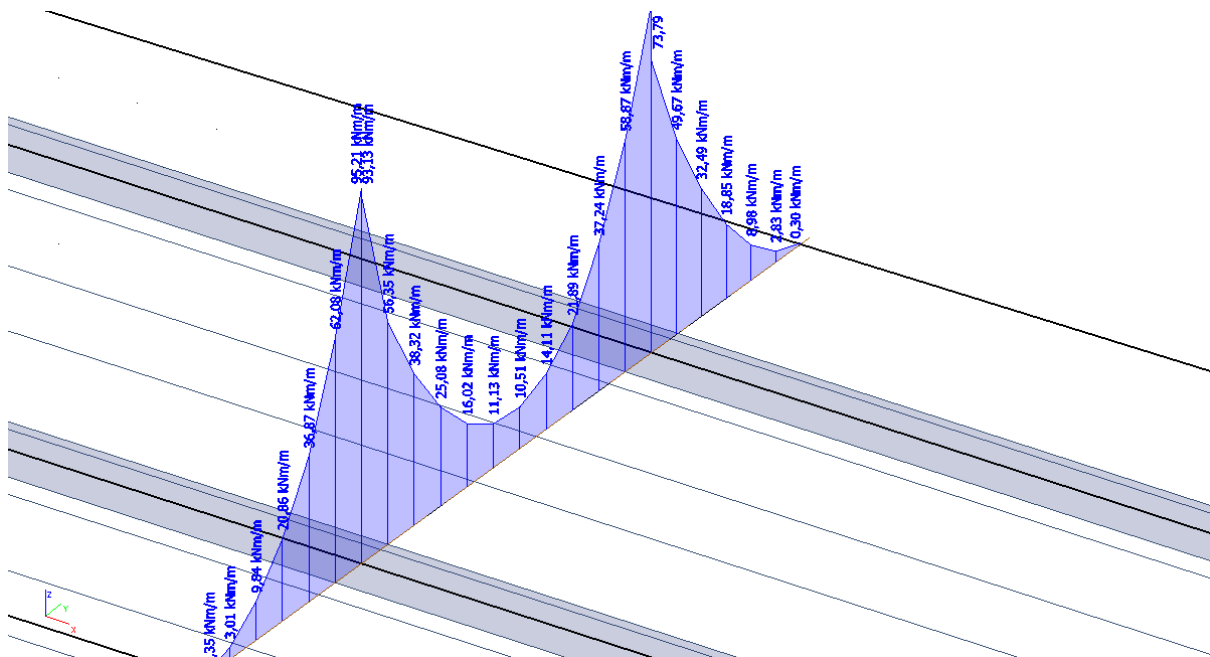


10.6.2.3. Pro průřez ve středu rozpětí

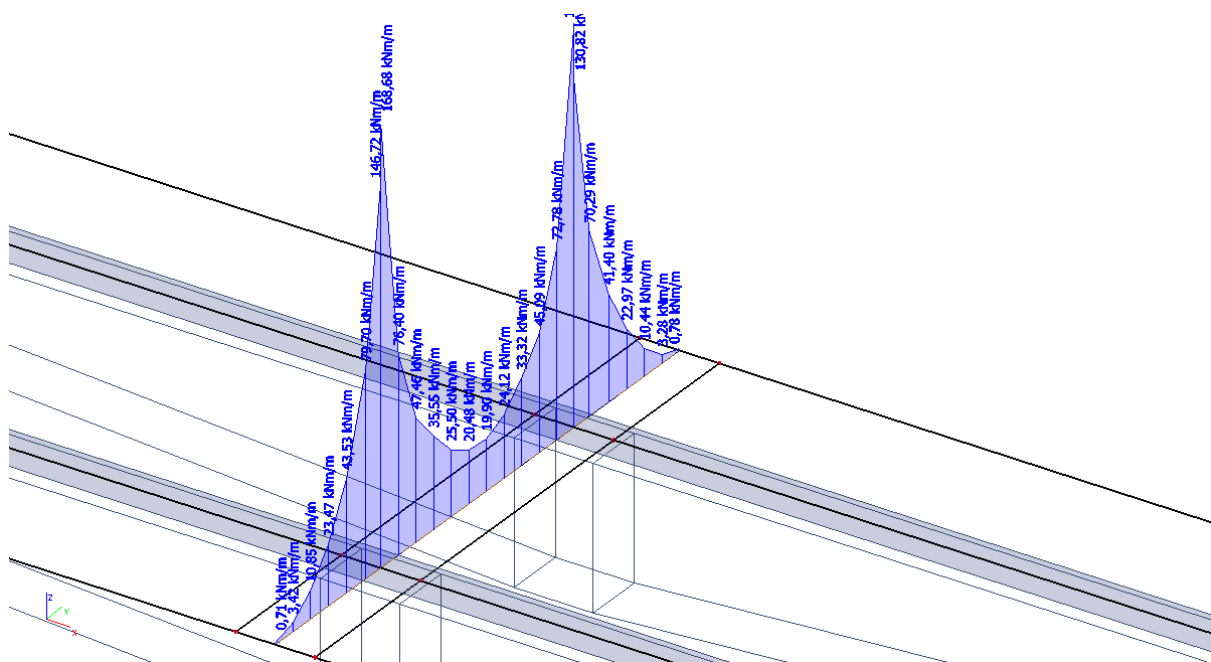


10.6.3. Návrhové momenty

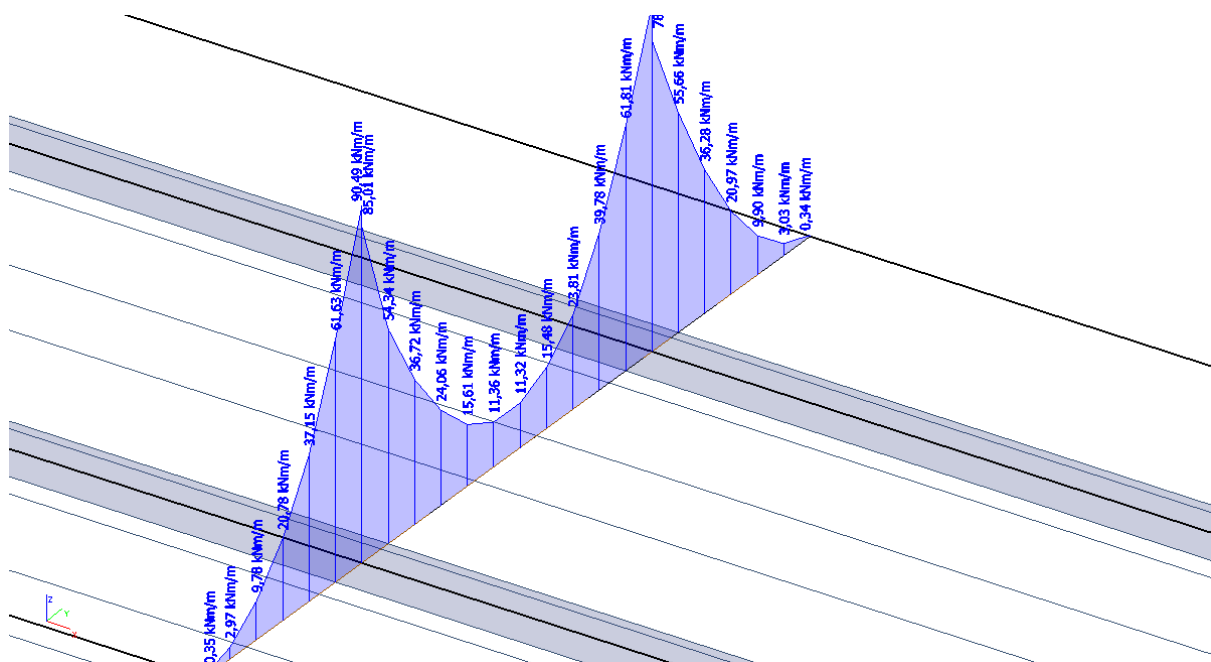
10.6.3.1. Pro krajní pole



10.6.3.2. Pro průřez nad podporou



10.6.3.3. Pro střed rozpětí



10.6.4. Návrhové síly

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

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		
$M_{rd} =$	135,8738	kNm/m		
$M_{ed} =$	61,8	kNm/m	OK	<i>pole</i>
$M_{ed} =$	79,7	kNm/m	OK	<i>nad podporou</i>
$M_{ed} =$	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

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.

Konstrukci tvoří celkem 14 polí, kde 13 polí má rozpětí 30 m a střední pole má rozpětí 40,08 m. Jedná se o střední část navrhované estakády, která je pořád vedená velmi nízko nad terénem. Vzhledem k průběhu výpočtu bylo nutno doplnit předpínací výztuž, protože původní návrh nedokázal udržet v konstrukci tlak za kvazistálé kombinace. Nově navržené předpětí již podmínku dekomprese splní.

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 průřezích a ve všech posouzeních konstrukce vyhověla.

Takto navržená konstrukce vyhovuje na MSP a MSÚ.