

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

Statický výpočet první 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:    2.1.1. Příčný řez v poli .....	6
2.1.2. Příčný řez nad podporou .....	7
2.1.3. Podélný řez celé estakády .....	7
2.1.4. Podélný řez konstrukce jedna .....	7
2.2. Průřezové charakteristiky .....	7
2.2.1. Průřez v poli .....	8
2.2.2. Průřez nad podporou .....	9
2.3. Spolupůsobící šířky   !!!!!!!!!!!!!! .....	10
3. Materiály .....	11
3.1. Beton .....	11
3.2. Předpínací ocel .....	12
3.3. Betonářská výztuž .....	12
4. Zatížení .....	13
4.1. Všeobecně .....	13
4.2. Zatížení stálé .....	13
4.2.1. Zatížení vlastní tíhou .....	13
4.2.2. Ostatní stálé zatížení .....	13
4.2.3. Zatížení nerovnoměrnými poklesy .....	14
4.2.4. Reologické změny .....	14
4.3. Zatížení proměnné .....	14
4.3.1. Zatížení modelem LM1 .....	14
4.3.2. Zatížení modelem FLM3 .....	17
4.3.3. Zatížení teplotou .....	17
4.3.4. Zatížení staveniště .....	18
5. Fáze výstavby .....	18
5.1. Fáze jedna .....	18
5.2. Fáze dva .....	19
5.3. Fáze tři .....	19
5.4. Fáze čtyři .....	20
5.5. Fáze pět .....	20
5.6. Fáze šest .....	20
5.7. Fáze sedm .....	20

6. Vnitřní síly .....	21
6.1. Model pro výpočet .....	21
6.2. Vnitřní síly od vlastní tíhy .....	21
6.3. Vlastní tíha – Pro dokončenou konstrukci.....	22
6.4.  Ostatní stálé zatížení – pro dokončeno konstrukci .....	22
6.5. Reologické změny.....	22
6.6. Vnitřní síly od zatížení modelem LM1 – TS.....	23
6.6.1 Obálka $M_y$ – min.....	23
6.6.2. Obálka $M_y$ – max .....	23
6.7.1. Obálka $M_y$ – min.....	24
6.7.2. Obálka $M_y$ – max .....	24
6.8. Vnitřní síly od zatížení modelem FLM3 (únavový model) .....	25
6.8.1. Obálka $M_y$ – min.....	25
6.8.2. Obálka $M_y$ – max .....	25
6.9. Vnitřní síly od ohřátí konstrukce .....	26
6.10. Vnitřní síly od ochlazení konstrukce.....	26
6.11. Vnitřní síly od staveniště .....	26
7. Sestavení kombinací.....	26
8. Návrh předpětí .....	29
8.1. Obecně .....	29
8.2. Předběžný návrh předpínací výztuže .....	30
8.3. Schéma kabelů SCIA .....	37
8.4. Ztráty kabelů.....	37
8.4.1. Zadání kabelů je následovné: .....	38
8.4.2. Grafické znázornění ztrát .....	38
8.5. Napětí v jednotlivých fázích .....	40
8.5.1. Rozhodující průřezy .....	40
8.5.2. Po předepnutí 1. pole .....	40
8.5.3. Po předepnutí 2. pole .....	41
8.5.4. Uvedení do provozu .....	41
8.5.5. Konec životnosti .....	42
8.5.6. Po předepnutí 1. pole .....	42
8.5.7. Po předepnutí 2. pole .....	43
8.5.8. Uvedené do provozu .....	43
8.5.9. Konec životnosti .....	44

8.5.10. Napětí v kabelech 2. sady .....	44
8.5.11. Uvedení do provozu .....	45
8.5.12. Konec životnosti .....	45
8.5.13. Po předpětí 2. pole .....	46
8.5.14. Uvedení do provozu .....	46
8.5.15. Konec životnosti .....	47
8.5.16. Celkový přehled napětí po průřezech v posuzovaných časech .....	47
9. Posouzení na MSP .....	48
9.1. Obecně .....	48
9.2. Posouzení na dekompresi – kvazistálá kombinace .....	48
9.2.1. Posouzení pro první pole .....	48
9.2.2. Posouzení 2. pole.....	50
9.2.3. Posouzení pro uvedení do provozu .....	53
9.2.4. Posouzení konec životnosti .....	56
9.3. Posouzení dekomprese – častá kombinace .....	59
9.3.1. Po předepnutí prvního pole .....	59
9.3.2. Po předepnutí druhého pole .....	61
9.3.3. Posouzení pro uvedení do provozu .....	63
9.3.4. Posouzení na konci životnosti .....	67
9.4. Posouzení na MSP – omezení napětí .....	69
9.4.1. Posouzení pro uvedení do provozu .....	70
9.4.2. Posouzení na konci životnosti .....	73
9.5. Vyhodnocení MSP .....	75
10. Posouzení na MSÚ .....	77
10.1. Posouzení kombinace normálové síly a ohybového momentu .....	77
10.1.1. Všeobecně .....	77
10.1.2. Posouzení průřezu v krajním poli .....	77
10.1.3. Nadpodporový průřez .....	81
10.1.4. Průřez ve středu rozpětí: .....	83
10.2. Posouzení konstrukce na konci životnosti.....	84
10.2.1. Průřez v krajním poli.....	84
10.2.2. Průřez nad podporou .....	85
10.2.3. Průřez ve středu rozpětí .....	86
10.2.4. Posouzení na konci životnosti .....	87
10.3. Posouzení průřezu na smyk.....	87

10.4. Posouzení z hlediska křehkého lomu .....	90
10.4.1 Průřez nad podporou .....	90
10.4.2. Posouzení ve středním poli .....	91
10.5. Posouzení na únavu.....	94
10.5.1. Posouzení betonu:.....	95
10.5.2. Posouzení výztuže: .....	96
10.6. Posouzení kroucení a interakce se smykovou silou: .....	97
10.7. Posouzení na ohyb v příčném směru .....	99
10.7.1. Deskostěnový model .....	100
10.7.2. Umístění zatížení dopravou na konstrukci .....	100
10.7.3. Návrhové momenty.....	102
10.7.4. Návrhové síly .....	103
11. Závěr – vyhodnocení .....	104

## 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 třech polích o rozpětí 41,25 m, 65 m a 41,25 m. Příčný řez konstrukce je dvoutrámový nosník o výšce 2 m. Směrem k mezilehlým podporám jsou umístěny náběhy o délce 15 m. Průřez nad podporou má výšku 3 m. Konstrukce je předepnuta ocelí Y1860S7 – 15,7. Dále je konstrukce vyztužena výztuží B500B.

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

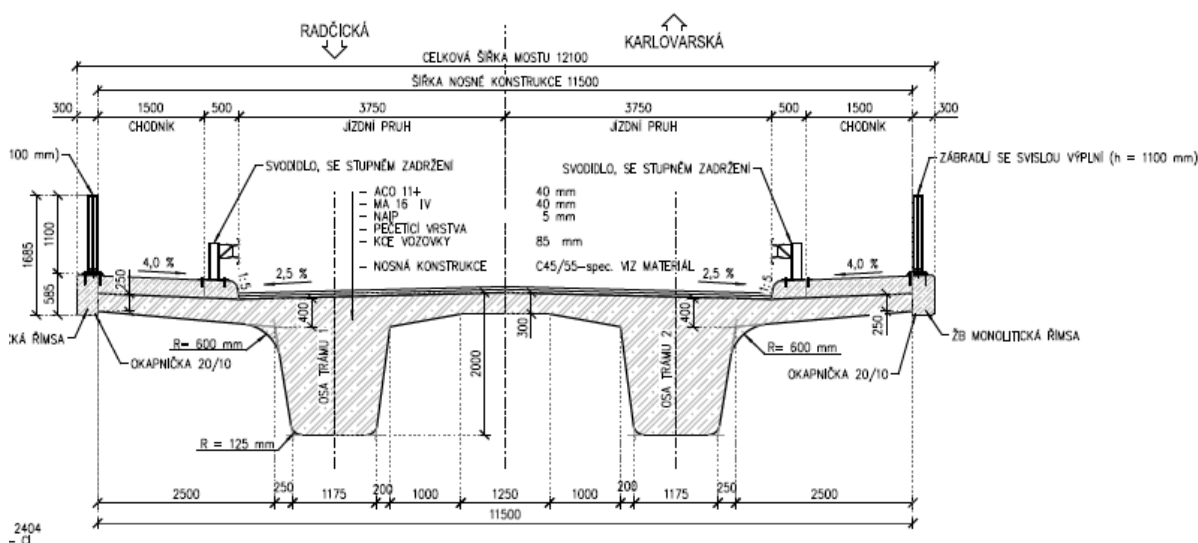
Dále jsou na konstrukci vybetonovány monolitické římsy z betonu C30/37 – XF4, XD3, XC4, vyztužené výztuží B500B. Římsy jsou kotveny pomocí kotev. Na římsy je umístěno svodidlo se stupněm zadržení H2 a ocelové zábradlí se svislou výplní výšky 1,1m.

Nosná konstrukce bude umístěna na hrncová ložiska na monolitickou spodní stavbu, kde spodní stavba bude založena na vrtaných velkopřůměrových pilotách. Podrobný návrh spodní stavby není součástí této práce.

## 2. Konstrukce

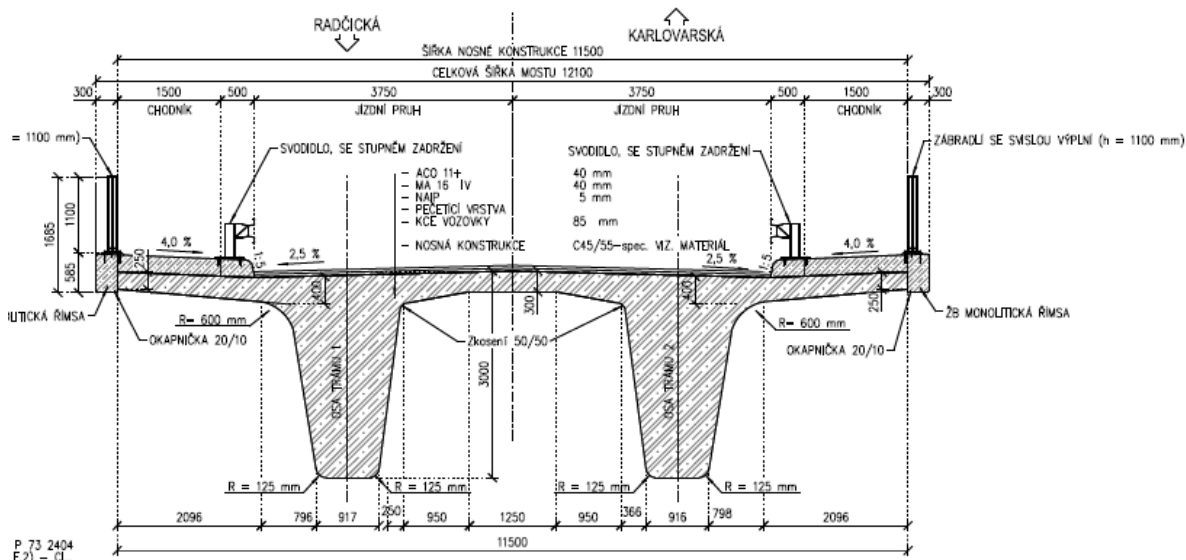
### 2.1. Schéma konstrukce:

#### 2.1.1. Příčný řez v poli



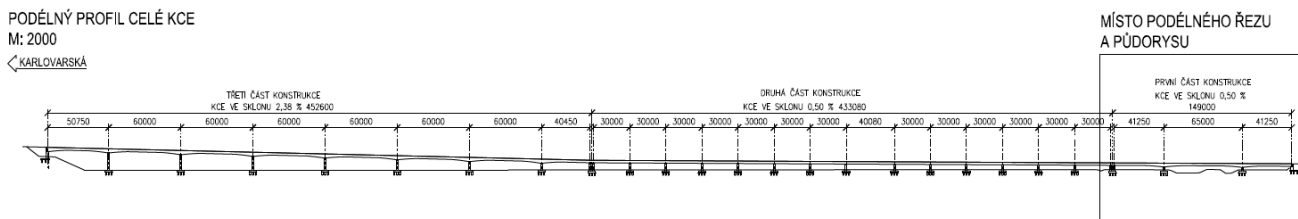
Obr. 1 – Příčný řez v poli

2.1.2. Příčný řez nad podporou



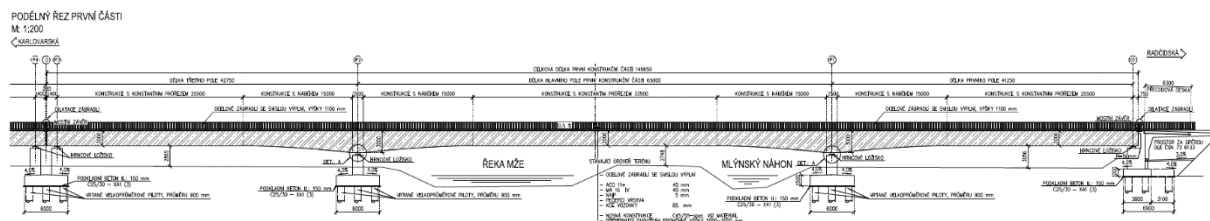
Obr. 2 – Příčný řez nad podporou

2.1.3. Podélný řez celé estakády



Obr. 3 – Podélný řez celé estakády

2.1.4. Podélný řez konstrukce jedna



Obr. 4 – Podélný řez konstrukce jedna

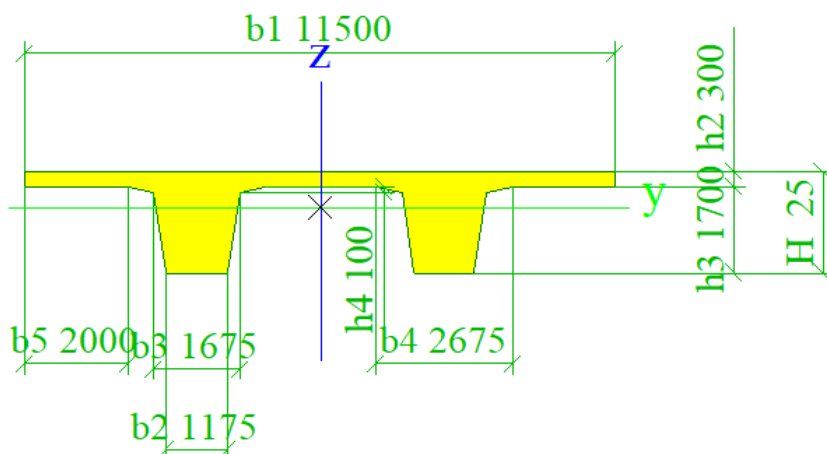
Konstrukce bude posuzována v místech extrémních účinků vnitřních sil se zohledněním fází výstavby

2.2. Průřezové charakteristiky

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



## 2.2.1. Průřez v poli



Obr. 5 – Průřez v poli

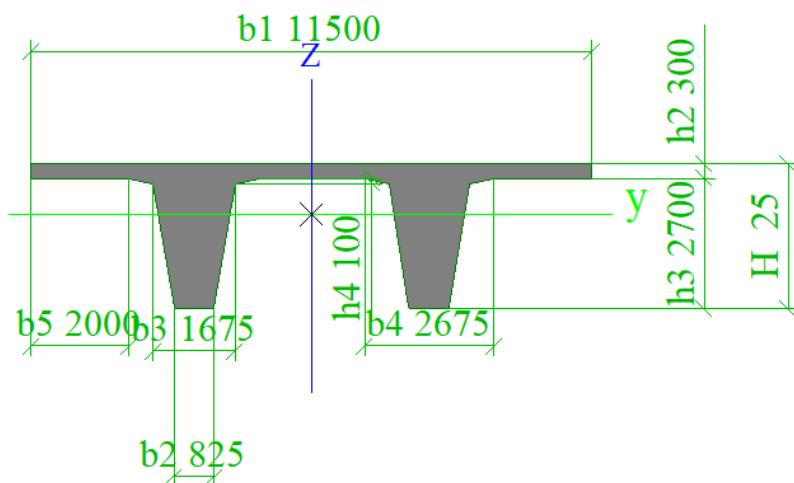
Vlastnosti	
A [m <sup>2</sup> ]	8,4313e+00
Ay [m <sup>2</sup> ]	3,4079e+00
Az [m <sup>2</sup> ]	5,3409e+00
AL [m <sup>2</sup> /m]	2,9060e+01
AD [m <sup>2</sup> /m]	2,9060e+01
cYUSS [mm]	5750
cZUSS [mm]	1300
α [deg]	0,00
Iy [m <sup>4</sup> ]	3,0128e+00
Iz [m <sup>4</sup> ]	6,7983e+01
iy [mm]	598
iz [mm]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

Obr. 6 – Průřez v poli : vlastnosti

Průřez v poli, rozměry příčného řezu.

Vypočtené vlastnosti průřezu, použité pro výpočet.

## 2.2.2. Průřez nad podporou

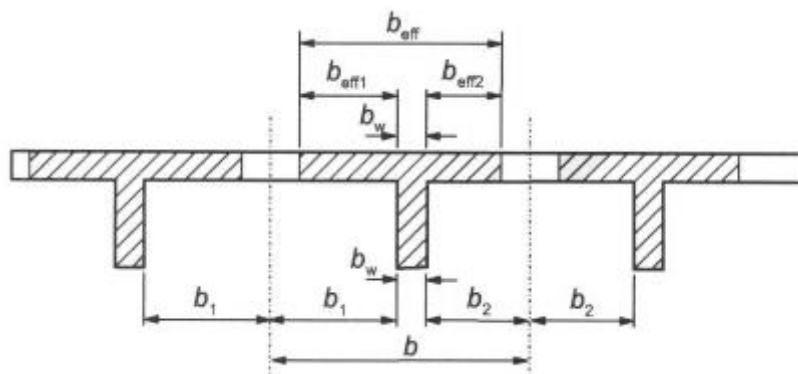


Obr. 7 – Průřez nad podporou

Vlastnosti	
A [m <sup>2</sup> ]	1,0363e+01
Ay [m <sup>2</sup> ]	3,2570e+00
Az [m <sup>2</sup> ]	6,9780e+00
AL [m <sup>2</sup> /m]	3,2420e+01
AD [m <sup>2</sup> /m]	3,2420e+01
cYUSS [mm]	5750
cZUSS [mm]	1966
$\alpha$ [deg]	0,00
Iy [m <sup>4</sup> ]	8,1592e+00
Iz [m <sup>4</sup> ]	7,9371e+01
iy [mm]	887
iz [mm]	2768
Wely [m <sup>3</sup> ]	4,1495e+00
Welz [m <sup>3</sup> ]	1,3804e+01
Wply [m <sup>3</sup> ]	0,0000e+00
Wplz [m <sup>3</sup> ]	0,0000e+00

Obr. 8 – Průřez nad podporou : vlastnosti

## 2.3. Spolupůsobící šířky



Průřez v poli:

Pro konzolu:

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

$$l_{\text{pole}} = 41,25 \text{ m}$$

$$l_0 = 0,85 * l_{\text{pole}} = 0,85 * 41,25 = 35,06 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = 0,2 * l_{\text{konzoly}} + 0,1 * l_0 = 0,2 * 2,1 + 0,1 * 35,06 = 3,89 \text{ m} \quad \begin{array}{l} < 0,2 * l_0 \\ > 2,1 \text{ m} \end{array}$$

OK.

Pro desku mezi trámy:

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

$$l_{\text{pole}} = 41,25 \text{ m}$$

$$l_0 = 0,85 * l_{\text{pole}} = 0,85 * 41,25 = 35,06 \text{ m}$$

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

**Průřez není potřeba redukovat**

Pro průřez nad podporou:

Pro konzolu:

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

$$l_{\text{pole1}} = 41,25 \text{ m}; l_{\text{pole2}} = 65 \text{ m}$$

$$l_0 = 0,15 * (l_{\text{pole1}} + l_{\text{pole2}}) = 0,15 * (41,25 + 65) = 15,93 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = 0,2 * l_{\text{konzoly}} + 0,1 * l_0 = 0,2 * 2,1 + 0,1 * 15,1 = 2,01 \text{ m} \quad \begin{array}{l} < 0,2 * l_{\text{pole}} \\ > 2,1 \text{ m} \end{array}$$

Redukujeme šířku konzoly.

Pro desku mezi trámy:

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

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

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

$$b_{\text{eff}} = 0,2 * l_{\text{mezi trámy}} + 0,1 * l_0 = 0,2 * 2,9 + 0,1 * 15,1 = 2,11 \text{ m} \quad \begin{array}{l} < 0,2 * l_0 \\ > 2,9 \text{ m} \end{array}$$

**Je potřeba redukovat šířku mezi trámy.**

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

### 3. Materiály

#### 3.1. Beton

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

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

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

BETON NOSNÝCH PRVKŮ:

PILOTY - C25/30 – XA1, XC2 (CZ F.2) 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:  $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$

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

$\gamma_c$  - Redukční hodnota pro beton pro náš případ roven 1,5

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

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

$$f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$$

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

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

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 poupravit 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 <sub>pk</sub> =	1860	Mpa	(charakteristická pevnost předpínací oceli v tahu)
f <sub>p0,1k</sub> =	1636,8	Mpa	(char. smluvní mez kluzu 0,1% předpínací oceli)
γ =	1,15		(součinitel materiálu PV)
f <sub>pd</sub> =	1423,304	Mpa	(návrhová hodnota napětí předpínací výztuže)
předpoklad ztrát po 100 letech			
25 %			
σ(100 let) =	1067,478	Mpa	

Tab. 1 – Charakteristiky předpětí

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 a FLM3.

### 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  $t = 300$  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	$2 * \text{svodidlo}$	2,0	kN/m
6. Ocelové zábradlí	$2 * \text{zábradlí}$	2,0	kN/m

Celkem  $(g-g_0)_m = 53,33 \text{ kN/m}$

Horní charakteristická hodnota:

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

Dolní charakteristická hodnota:

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

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 zvlášť). 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 na základě uživatelsky zadaných vstupů.

### 4.3. Zatížení proměnné

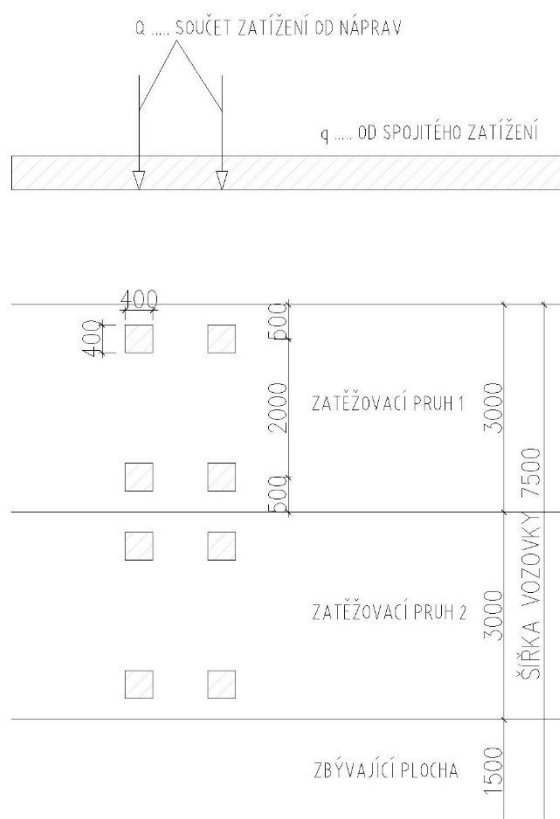
#### 4.3.1. Zatížení modelem LM1

Stanoveno dle ČSN EN 1991 – 2, článek 4.3.2

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

Tab. 2 – Šířkové uspořádání pro zatížení LM1

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



Obr. 9 – Schéma zatížení LM1

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 pružích je dle normy ČSN EN 1991 – 2 dána její velikost a regulační součinitel  $\alpha$  (jiný pro nápravové síly a jiný pro spojitá zatížení). V tomto případě použijeme regulační součinitele pro skupinu pozemních komunikací 1.

Hodnoty uvažovaných zatížení pro LM1

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



Tab. 3 – Hodnoty uvažovaných zatížení pro LM1

Hodnoty regulačních součinitelů

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

Tab. 4 – Hodnoty regulačních součinitelů

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:

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

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

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

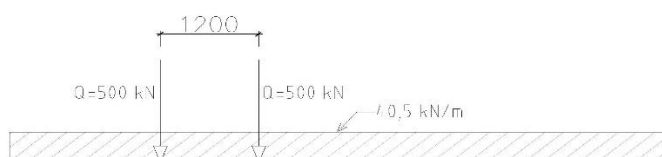
$$\alpha_{q1} = 1,0$$

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

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

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

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



Obr. 10 – Schéma zatížení LM1 pro prutový model

#### 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.

#### 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 stanovíme:

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

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

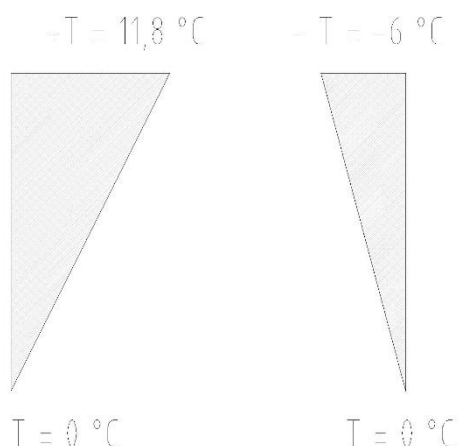
Tyto hodnoty jsou uvažovány pro tloušťku mostního svršku 50 mm. Mostní svršek naší konstrukce je 85 mm, vybereme součinitel  $k_{sur}$  pro 100 mm, který je roven 0,7 a hodnoty pro 50 a 100 lineárně interpolujeme.

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

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

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

Průběh teploty po betonovém nosníku.



Obr. 11 – Průběh teploty po betonovém nosníku

#### 4.3.4. Zatížení staveniště

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

## 5. Fáze výstavby

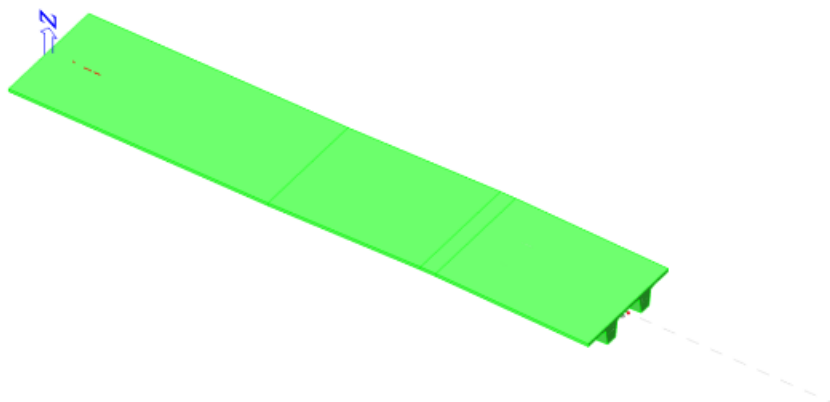
První část estakády (viz. výkres Podélný řez 1:2000) Bude rozdělena na jednotlivé fáze výstavby dle následujícího klíče.

1. Betonáž první části  $t = 21 \text{ dní}$
2. Betonáž druhé části  $t = 21 \text{ dní}$
3. Betonáž třetí části  $t = 21 \text{ dní}$
4. Konec výstavby  $t = 1 \text{ den}$
5. Konstrukce vozovky  $t = 500 \text{ dní}$
6. Uvedení do provozu  $t = 550 \text{ dní}$
7. Konec životnosti  $t = 36500 \text{ dní}$

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.

### 5.1. Fáze jedna

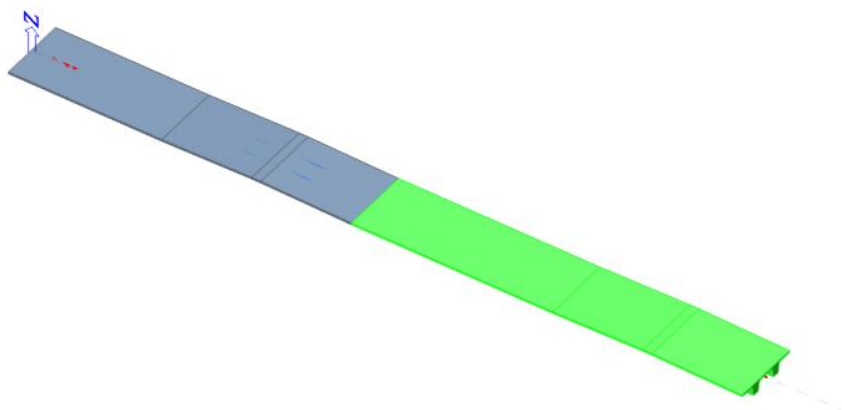
Fáze jedna výstavby začíná v čase  $t = 0$ . V čase  $t = 0$ , je do bednění nalitý beton. Beton je ošetřován 3 dny. Poté je do této části konstrukce vneseno předpětí, jeho velikost a geometrie je řešena v pozdějších kapitolách. První fáze konstrukce působí jako prostý nosník s převislým koncem, tedy jako staticky určitá konstrukce. Podpory jsou od sebe vzdáleny  $41,25 \text{ m}$  a převislý konec má délku  $15 \text{ m}$ . Celková délka první části konstrukce  $56,25 \text{ m}$ . Stálým zatížením této fáze je vlastní tíha první části.



Obr. 12 - Fáze jedna

### 5.2. Fáze dva

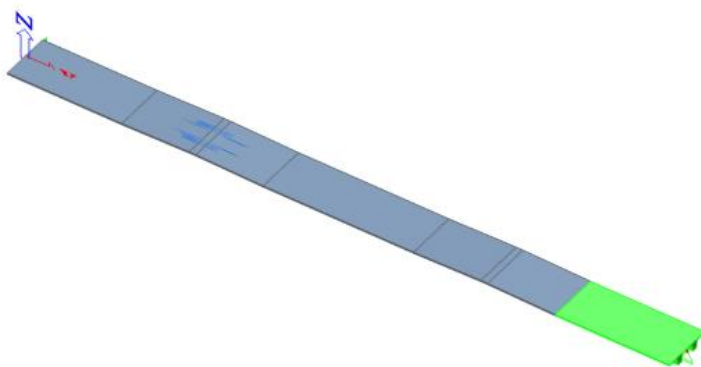
Fáze dva začíná v čase  $t = 21,1$  dne. V čase  $t = 21,1$  dne je do bednění nalitý beton. Opět je beton ošetřován tři dny. Poté je do betonové konstrukce vneseno předpětí. Samotná konstrukce po odstranění bednění již působí jako spojitá konstrukce o dvou polích s převislým koncem délky 15 m. V tuto chvíli je již vybetonováno první pole 41,25 m, druhé pole 65 m a převislý konec 15 m. Celková délka konstrukce je tuto chvíli 121,25 m. Stálým zatížením této fáze je vlastní tíha druhé části konstrukce.



Obr. 13 – Fáze dva

### 5.3. Fáze tři

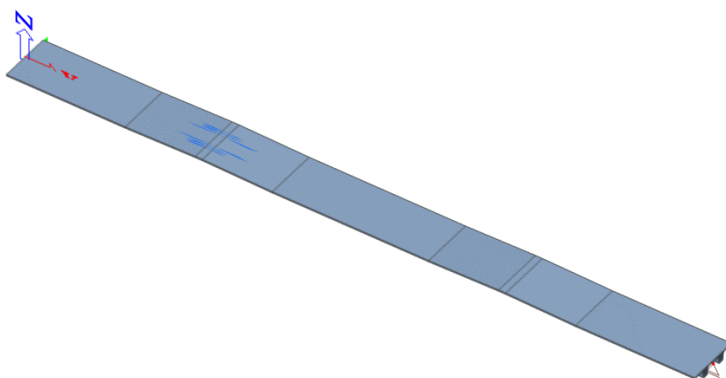
Fáze tři začíná v čase  $t = 42,1$  dne. V čase  $t = 42,1$  dnů, je do bednění nalitý beton. Opět je beton ošetřován tři dny. Poté je do betonové konstrukce vneseno předpětí. Samotná konstrukce po odstranění bednění již působí jako spojitá konstrukce o třech polích. V tuto chvíli je již konstrukce kompletní, tedy spojitá konstrukce o třech polích o 149 m. Stálé zatížení této fáze je vlastní tíha třetího pole.



Obr. 14 – Fáze tři

#### 5.4. Fáze čtyři

Fáze čtyři je poslední stavební fáze, kde se uvažuje odstranění bednění posledního pole.



Obr. 15 – Fáze čtyři

#### 5.5. Fáze pět

Tato fáze začíná v čase  $t = 500$  dní. V této fázi se uvažuje instalace vozovky a mostního vybavení. Délka této fáze je odhadnuta na 60 dní. A stálým zatížením této fáze je ostatní stálé zatížení. Celý čas je posunutý z důvodu, že se čeká na dokončení konstrukce.

#### 5.6. Fáze šest

V této fázi je uvažováno uvedení konstrukce do provozu je uvažováno po dokončení celé konstrukce. A to odhadem v čase  $t = 555$  dní.

#### 5.7. Fáze sedm

Konec životnosti konstrukce je v čase 100 let.

## 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.

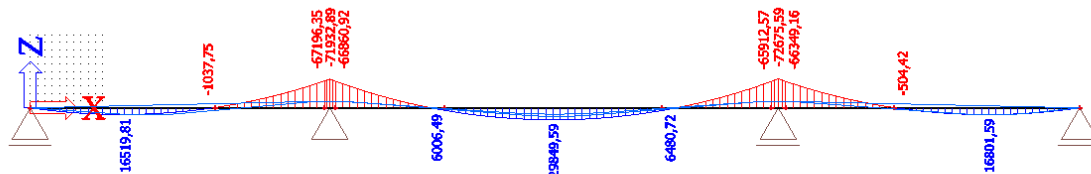
### 6.2. Vnitřní síly od vlastní tíhy.

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.

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.

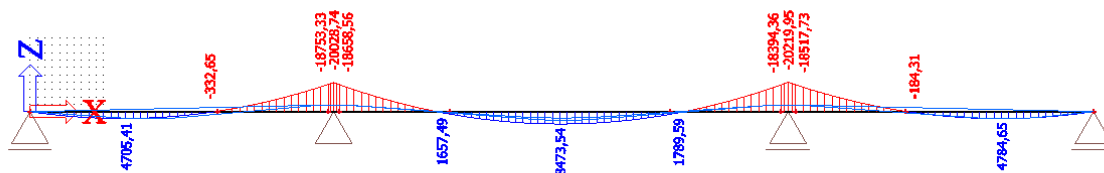
Vzhledem k velkému množství výsledků, zde budou uvedeny pouze výsledky pro čas uvedení do provozu a konec životnosti (bude vyjádřeno v rámci přírůstků jednotlivých vnitřních sil od reologických změn). Jedinou výjimkou bude ostatní stálé zatížení, které je vneseno do konstrukce o fázi dříve. Vnitřní síly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

## 6.3. Vlastní tíha – Pro dokončenou konstrukci



Obr. 16 – Průběh momentů od vlastní tíhy pro dokončenou konstrukci

## 6.4. Ostatní stálé zatížení – pro dokončeno konstrukci



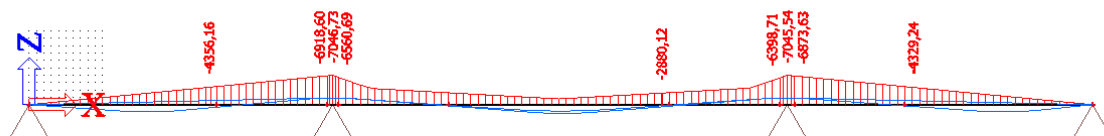
Obr. 17 – Průběh momentů od ost. stálého pro dokončeno konstrukci

## 6.5. Reologické změny

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

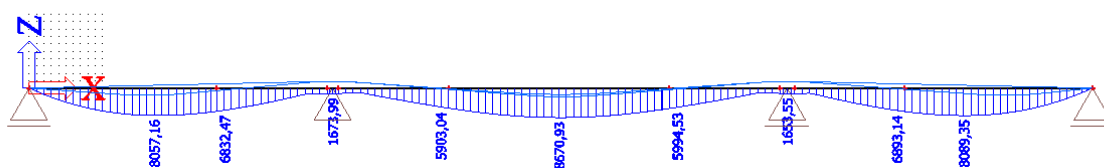
## 6.6. Vnitřní síly od zatížení modelem LM1 – TS

### 6.6.1 Obálka $M_y$ – min



Obr. 18 – Obálky  $M_y$  – min pro model LM1 - TS

### 6.6.2. Obálka $M_y$ – max



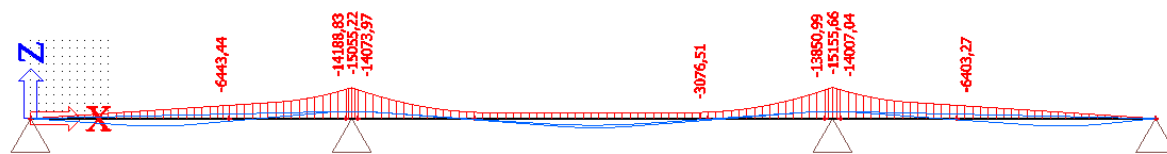
Obr. 19 – Obálky  $M_y$  – max pro model LM1 - TS

## 6.7. Vnitřní síly od zatížení modelem LM1 – UDL

??????

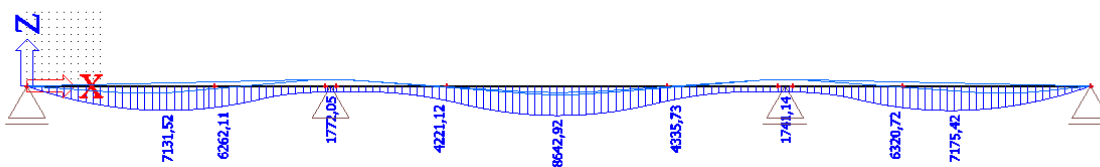


6.7.1. Obálka  $M_y$  – min



Obr. 20 – Obálka  $M_y$  – min pro zatížení LM1 - UDL

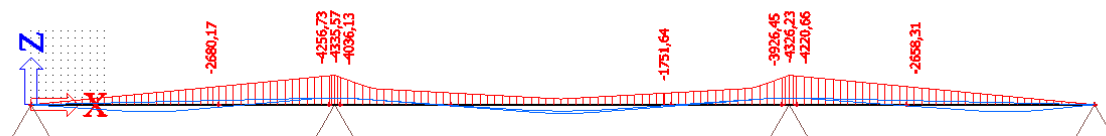
6.7.2. Obálka  $M_y$  – max



Obr. 21 – Obálka  $M_y$  – max pro model zatížení LM1 - UDL

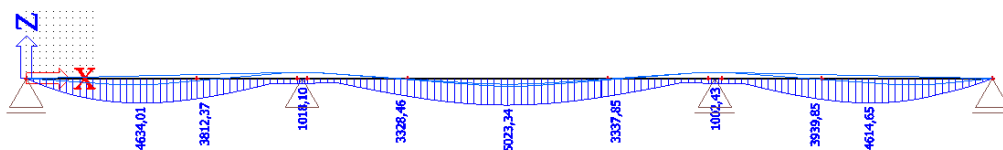
## 6.8. Vnitřní síly od zatížení modelem FLM3 (únavový model)

### 6.8.1. Obálka $M_y$ – min



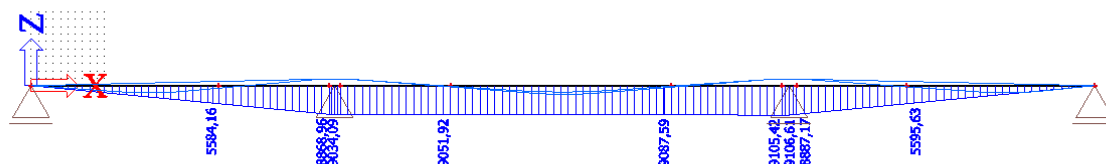
Obr. 22 – Obálka  $M_y$  – min pro vnitřní síly od zatížení modelem FLM3

### 6.8.2. Obálka $M_y$ – max



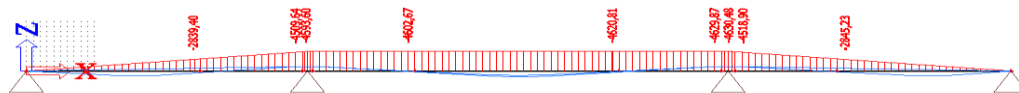
Obr. 23 – Obálka  $M_y$  – max pro vnitřní síly od zatížení modelem FLM3

## 6.9. Vnitřní síly od ohřátí konstrukce



Obr. 24 – Vnitřní síly od ohřátí konstrukce

## 6.10. Vnitřní síly od ochlazení konstrukce



Obr. 25 – Vnitřní síly od ochlazení konstrukcí

## 6.11. Vnitřní síly od stavenišť

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

## 7. Sestavení kombinací

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

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

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

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

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

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

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

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

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

- Kde:
- $\gamma_{G,j}$  je dílčí součinitel j-tého stálého zatížení
  - $G_{k,j}$  je charakteristická hodnota j-tého stálého zatížení
  - $\gamma_P$  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
  - $\psi_0$  je kombinační součinitel pro hodnotu proměnného zatížení
  - $\psi_1$  je kombinační součinitel pro častou hodnotu proměnného zatížení
  - $\psi_2$  je kombinační součinitel pro kvazistálou hodnotu proměnného zatížení
  - $\xi_j$  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 $\xi$	$\xi = 0,85$	

Tab. 5 – Kombinační součinitelé pro stálé zatížení

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	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi_{1,infq}$	
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					

Tab. 6 – Kombinační součinitelé pro uvažovaná proměnná zatížení

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 seizmickou aktivitou, toto posouzení není vyžadováno. Pro oblast Plzeňska není posouzení povinné.



Obr. 26 – Mapa seismické aktivity pro oblast České republiky

[https://www.casopisstavebnictvi.cz/nova-norma-pro-navrhovani-konstrukci-odolnych-proti-ucinkum-zemetreseni\\_N2126](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 okamžitá 5%, ztráty pro uvedení do provozu 15% a na konci životnosti je uvažováno 25% celkové ztráty napětí v předpínacích kabelech. Předpokladem pro návrh bude odhadnout staticky neurčitý moment. Celkový účinek předpětí je roven staticky určitému a staticky neurčitému momentu od předpětí. Staticky určitý moment je klasicky normálová síla od předpětí na excentricitě. Staticky neurčitý moment můžeme zjistit například tak, že zjistíme reakce od vedení kabelu a ty poté nanese na nosník, a vzniklý ohybový moment je staticky neurčitý moment od předpětí.

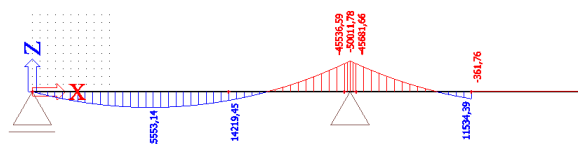
## 8.2. Předběžný návrh předpínací výztuže

Předběžný návrh předpětí bude se staven tak, aby bylo dosaženo dekomprese ve všech fázích výstavby a ve všech průřezech.

Pro tento účel poslouží následující tabulka:

<b>Návrh předpětí - předběžný</b>				
Momenty kvazistálé kombinace:	$M_{\text{krajní pole}} =$			21,985
	$M_{\text{nad podporou}} =$			-91,6
	$M_{\text{ve středním poli}} =$			41,17
Nyní budeme muset odhadnou staticky neurčitý moment: Odhad cca 10-20 % $M_{\text{nad podporou}}$				
$M_{\text{p,neurčitý}} =$	$(0,1-0,2) \times M_{\text{nad podporou}} =$	-9,16	-	-18,32    vezmeme :    15    MNm
Nyní momenty ok kvazistálé kombinace opravíme podle odhadnutého momentu				
$M_{\text{krajní pole}} =$	21,985	+	6	= 27,985    MNm
$M_{\text{nad podporou}} =$	-91,6	+	15	= -76,6    MNm
$M_{\text{ve středním poli}} =$	41,17	+	15	= 56,17    MNm

Tab. 7 – Předběžný návrh předpětí

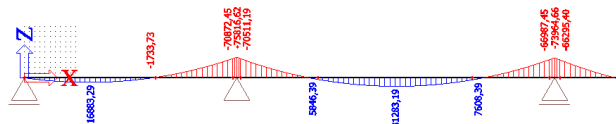


Obr. 27 – Průběh ohybových momentů pro kvazistálou kombinaci po betonáži prvního pole

$$M_v \text{ poli} = 25553,14 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{nad podporou}} = -50011,78 \text{ kNm}$$

Po vybetonování druhé části konstrukce vypadají momenty od kvazistálé kombinace následovně:



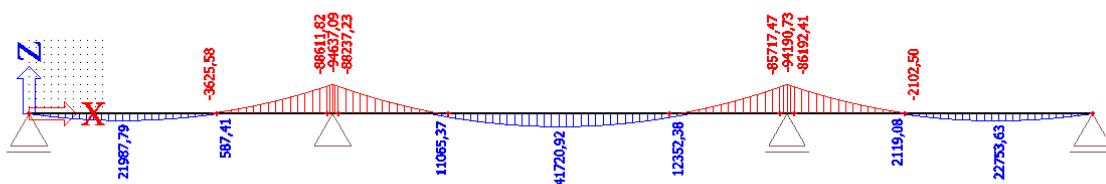
Obr. 28 – Průběh ohybových momentů pro kvazistálou kombinaci po betonáži druhého pole

$$M_{V \text{ poli}} = 16883,29 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{nad podporou}} = -75816,62 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{ve středním poli}} = 31283,19 \text{ kNm}$$

Vnitřní síly se po vybetonování posledního pole příliš nezmění. Vnitřní síly se změny ve chvíli vnesení ostatního stálého zatížení. Ale k ještě větší změně dojde po uvedení do provozu, kde se projeví jak samotné ostatní stálé zatížení, tak i zatížení od dopravy. Proto následuje kvazistálá kombinace pro čas uvedení do provozu:



Obr. 29 – Průběh ohybových momentů pro kvazistálou kombinaci v čase uvedení do provozu

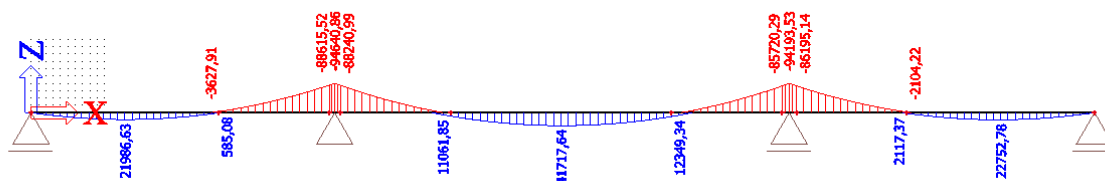
$$M_{V \text{ poli}} = 21987,79 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{nad podporou}} = -94637,09 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{ve středním poli}} = 41720,92 \text{ kNm}$$



Následuje kvazistálá kombinace pro konstrukci na konci životnosti. V této kombinaci se projeví reologické změny betonu, ale jinak se od kombinace uvedení do provozu příliš lišit nebude.



Obr. 30 – Průběh ohybových momentů pro kvazistálou kombinaci na konci životnosti

$$M_{v \text{ poli}} = 21985,63 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{nad podporou}} = -94600,86 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{ve středním poli}} = 41170,64 \text{ kNm}$$

Zobrazíme tabulku s geometrií jednotlivých průřezů:

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

Průřez nad podporou		
Průřezový modul, horní vlákna $W_h =$	4,09212	m3
Průřezový modul, dolní vlákna $W_d =$	7,94353	m3
Průřez nad podporou		
Výška průřezu =	3,00	M
Krytí =	0,09	M
Průměr kabelového kanálku =	0,09	M
Vzdálenost k horním vláknům =	1,02	M
Vzdálenost k dolním vláknům =	1,98	M
Excentricita horní ( $e_h$ ) =	0,89	M
Excentricita dolní ( $e_d$ ) =	1,85	M

Tab. 8 – Geometrie jednotlivých průřezů

Pro takto definovanou konstrukci, vychází síly a počty kabelů následovně: Předpokládáme lana od ploše 150 m<sup>2</sup>. A kabely po 22 lanech.

Výpočet napětí od kvazistálé kombinace					
Krajní pole:	Zajímají náš dolní vlákna	Napětí			
$N_p =$	16,70456 MN	1104,75	15120,6675	mm <sup>2</sup>	
Nad podporou:	Zajímají náš horní vlákna				
$N_p =$	71,6416 MN	1104,75	64848,6996	mm <sup>2</sup>	
Střední pole:	Zajímají náš dolní vlákna				
$N_p =$	24,57483 MN	1104,75	22244,6983	mm <sup>2</sup>	
Potřebná plocha předpínací výztuže					
Plocha jednoho lana:	$A_{lano} =$	0,00015	m <sup>2</sup>		
Počet lan v kabelu:	$n_{lan} =$	22			
Počet kabelů	$n_{kabelů} =$	20			
Celková potřebná plocha:	$A_p =$	0,066	m <sup>2</sup>		

Tab. 9 – Potřebná plocha výztuže

Maximální excentricita bude využita v průřezu nad podporou. Pro návrh jsou použity dvě sady výztuže. První sada bude 12 kabelů a druhá sada 8 kabelů. První sada bude vedena s excentricitou v obou průřezích v poli rovnou 0,97. Druhá sada výztuže povede v krajním poli se zápornou excentricitou 0,3 a ve středním poli s excentricitou 0,25. Pro takto navržené kabely je spočítáno napětí pro jednotlivé výše napsané kvazistálé kombinace zatížení.

Následuje tabulka napětí pro první sadu výztuže:

SOUČET NAPĚTÍ - V POLI					
Pro předpětí	$M_p$		$N_p$		$\sigma_p$

Moment (0%)	Horní	23,408	+	-6,607	=	16,801
	Dolní	-12,494	+	-6,607	=	-19,100
Moment (5%)	Horní	22,237	+	-6,276	=	15,961
	Dolní	-11,869	+	-6,276	=	-18,145
Moment (15%)	Horní	19,896	+	-5,616	=	14,281
	Dolní	-10,620	+	-5,616	=	-16,235
Moment (25%)	Horní	17,556	+	-4,955	=	12,601
	Dolní	-9,370	+	-4,955	=	-14,325
<b>Od zatížení</b>		<b>My</b>	<b>Součet napětí</b>			
M1	Horní	-10,997	M1	Horní	<b>5,804</b>	
	Dolní	5,870		Dolní	<b>-13,231</b>	
M2	Horní	-7,266	M2	Horní	<b>8,695</b>	
	Dolní	3,878		Dolní	<b>-14,267</b>	
M3	Horní	-9,462	M3	Horní	<b>4,818</b>	
	Dolní	5,050		Dolní	<b>-11,185</b>	
M4	Horní	-9,462	M4	Horní	<b>3,139</b>	
	Dolní	5,050		Dolní	<b>-9,275</b>	

Tab. 10 – Napětí pro první sadu výztuže

Pozn.: Symboly  $M_p$ ,  $N_p$ ,  $M_y$  reprezentují napětí právě od napsaných zkratk. Takže například  $M_p$ , je myšleno jako napětí od momentu od předpětí. Platí pro výše zmíněnou tabulku.

M1-4 reprezentují jednotlivé fáze popsané výše, takže M3 znamená moment pro kombinaci v čase uvedení do provozu.

Symboly 1-4 jsou použity kvůli úspoře místa.

Doplněná výztuž pro krajní pole:

Příspěvek k celkovému předpětí						
Celkové napětí od přídavnéh o předpětí	Horní	-9,137	+	-4,404	=	-13,541
	Dolní	4,877	+	-4,404	=	0,472
	Horní	-8,680	+	-4,184	=	-12,864
	Dolní	4,633	+	-4,184	=	0,449
	Horní	-7,766	+	-3,744	=	-11,510
	Dolní	4,145	+	-3,744	=	0,401
	Horní	-6,852	+	-3,303	=	-10,156
	Dolní	3,657	+	-3,303	=	0,354
SOUČET NAPĚTÍ - V POLI						
Od zatížení			Součet napětí			
M1	Horní	-10,997	M1	Horní	<b>-7,737</b>	
	Dolní	5,870		Dolní	<b>-12,758</b>	

M2	Horní	-7,266	M2	Horní	<b>-4,169</b>
	Dolní	3,878		Dolní	<b>-13,819</b>
M3	Horní	-9,462	M3	Horní	<b>-6,691</b>
	Dolní	5,050		Dolní	<b>-10,783</b>
M4	Horní	-9,462	M4	Horní	<b>-7,017</b>
	Dolní	5,050		Dolní	<b>-8,921</b>

Tab. 11 – Napětí pro druhou sadu výztuže

Pozn.: Symboly  $M_p$ ,  $N_p$ ,  $M_y$  reprezentují napětí právě od napsaných zkratk. Takže například  $M_p$ , je myšleno jako napětí od momentu od předpětí. Platí pro výše zmíněnou tabulku.

$M1-4$  reprezentují jednotlivé fáze popsané výše, takže  $M3$  znamená moment pro kombinaci v čase uvedení do provozu.

Symboly 1-4 jsou použity kvůli úspoře místa.

Pro průřez nad podporou vypadají napětí od první sady výztuže následovně:

SOUČET NAPĚTÍ - NAD PODPOROU						
Pro předpětí		$M_p$		$N_p$		$\sigma_p$
Moment (0%)	Horní	-12,190	+	-5,421	=	-17,611
	Dolní	6,279	+	-5,421	=	0,858
Moment (5%)	Horní	-11,580	+	-5,150	=	-16,730
	Dolní	5,965	+	-5,150	=	0,815
Moment (15%)	Horní	-10,361	+	-4,608	=	-14,969
	Dolní	5,338	+	-4,608	=	0,730
Moment (25%)	Horní	-9,142	+	-4,066	=	-13,208
	Dolní	4,710	+	-4,066	=	0,644
Od zatížení		$M_y$	Součet napětí			
M1	Horní	12,221	M1	Horní	<b>-5,389</b>	
	Dolní	-6,296		Dolní	<b>-5,437</b>	
M2	Horní	18,527	M2	Horní	<b>1,797</b>	
	Dolní	-9,544		Dolní	<b>-8,729</b>	
M3	Horní	23,127	M3	Horní	<b>8,158</b>	
	Dolní	-11,914		Dolní	<b>-11,184</b>	
M4	Horní	23,118	M4	Horní	<b>9,910</b>	
	Dolní	-11,909		Dolní	<b>-11,265</b>	

Tab. 12 – Napětí první sady výztuže pro průřez nad podporou

Pozn.: Symboly  $M_p$ ,  $N_p$ ,  $M_y$  reprezentují napětí právě od napsaných zkratk. Takže například  $M_p$ , je myšleno jako napětí od momentu od předpětí. Platí pro výše zmíněnou tabulku.

$M1-4$  reprezentují jednotlivé fáze popsané výše, takže  $M3$  znamená moment pro kombinaci v čase uvedení do provozu.

Symboly 1-4 jsou použity kvůli úspoře místa.

Doplněná výztuž do průřezu nad podporou:

Příspěvek k celkovému předpětí						
Celkové napětí od přídavného předpětí	Horní	-8,222	+	-3,656	=	-11,878
	Dolní	4,235	+	-3,656	=	0,579
	Horní	-7,811	+	-3,474	=	-11,284
	Dolní	4,024	+	-3,474	=	0,550
	Horní	-6,988	+	-3,108	=	-10,096
	Dolní	3,600	+	-3,108	=	0,492
	Horní	-6,166	+	-2,742	=	-8,909
	Dolní	3,177	+	-2,742	=	0,434
SOUČET NAPĚTÍ - V POLI						
Od zatížení				Součet napětí		
M1	Horní	8,693	M1	Horní		<b>-17,267</b>
	Dolní	-4,640		Dolní		<b>-4,858</b>
M2	Horní	8,909	M2	Horní		<b>-9,487</b>
	Dolní	-4,755		Dolní		<b>-8,179</b>
M3	Horní	11,878	M3	Horní		<b>-1,939</b>
	Dolní	-6,340		Dolní		<b>-10,692</b>
M4	Horní	14,202	M4	Horní		<b>1,001</b>
	Dolní	-7,580		Dolní		<b>-6,615</b>

Tab. 13 – Napětí pro druhou sadu výztuže plus celkový součet napětí pro obě sady

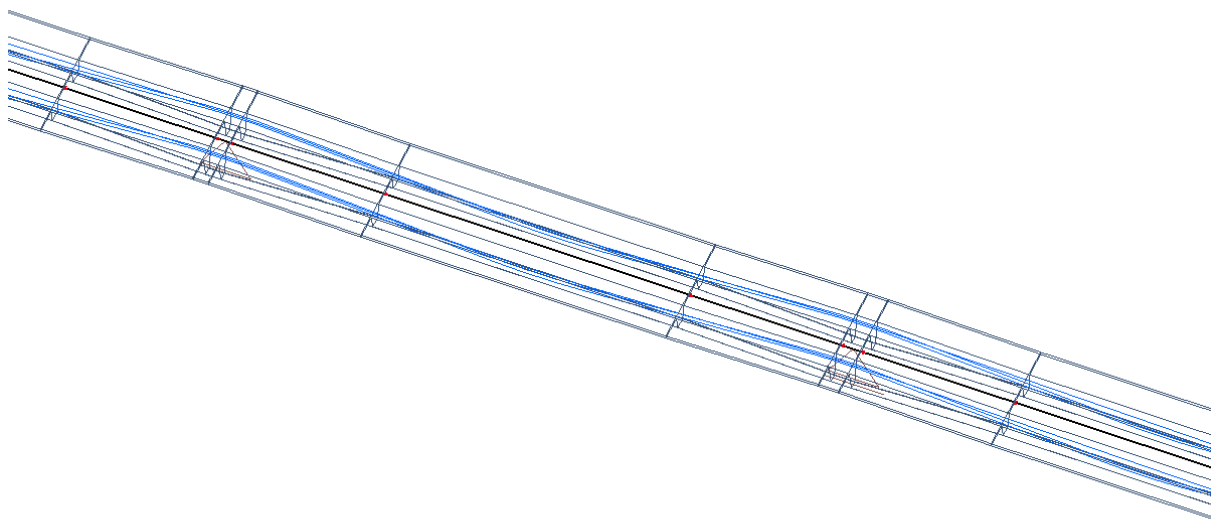
Pozn.: Symboly  $M_p$ ,  $N_p$ ,  $M_y$  reprezentují napětí právě od napsaných zkratk. Takže například  $M_p$ , je myšleno jako napětí od momentu od předpětí. Platí pro výše zmíněnou tabulku.

$M1-4$  reprezentují jednotlivé fáze popsané výše, takže  $M3$  znamená moment pro kombinaci v čase uvedení do provozu.

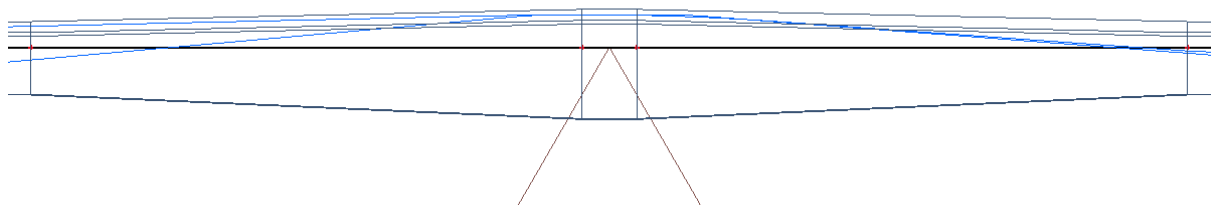
Symboly 1-4 jsou použity kvůli úspoře místa.

Tady nám vznikne na konci životnosti tah. Nicméně ztráty jsou odhadnuty velmi konzervativně (25%), takže takto navrženou výztuž předběžně necháme. Z pozdějšího detailního posouzení vyplývá, že ztráty jsou vypočteny na cca 20% a na to průřez vyhoví.

### 8.3. Schéma kabelů SCIA



Obr. 31 – Schéma kabelů SCIA



Obr. 32 – Schéma kabelů SCIA

### 8.4. Ztráty kabelů

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

8.4.1. Zadání kabelů je následovné:

Materiál: Y1860S7 – 15,7

Počet prvků v kabelu: 22 lan

Počet kabelů v sadě: 2 kabely

Materiál kabelového kanálku: Kov

Průměr kanálku: 90 mm

Typ předpínání: Typ 3

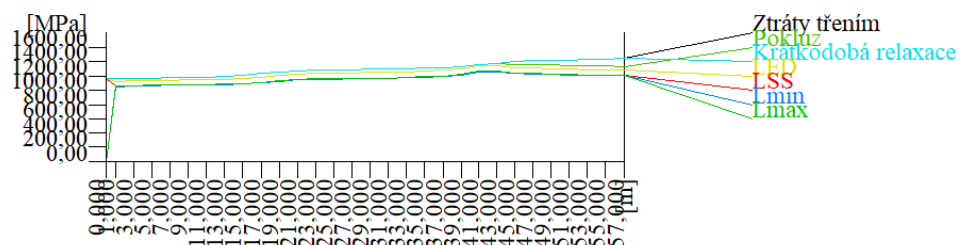
Pokluz: 5 mm

Trvání podržení napětí: 300 s

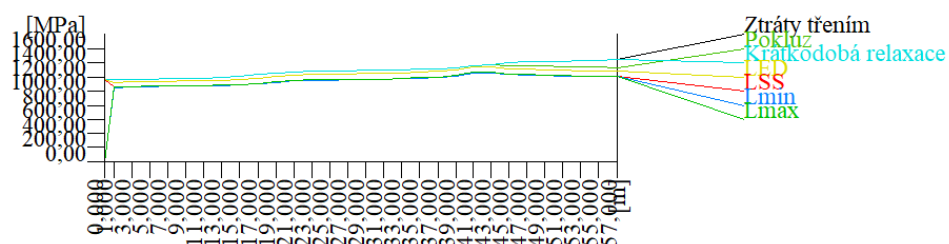
Napětí při držení: 1440 MPa

8.4.2. Grafické znázornění ztrát

Sada kabelů 1



Obr. 33 – Grafické znázornění ztrát pro kabel 1



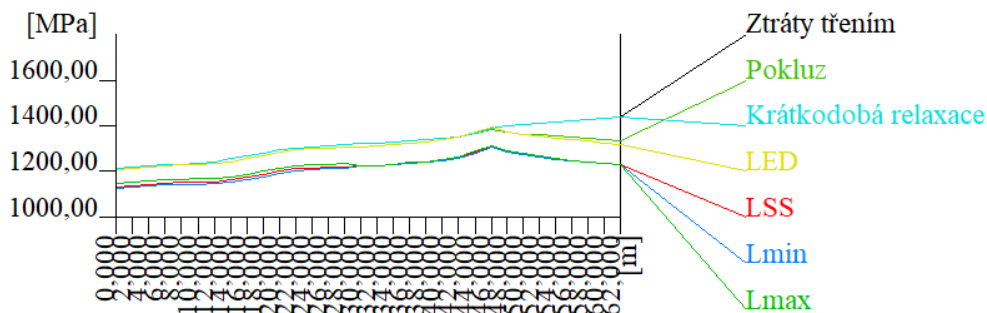
Obr. 34 – Grafické znázornění ztrát pro kabel 2

... Zbytek kabelů je graficky prakticky stejný.

Pro délku 57,75 m

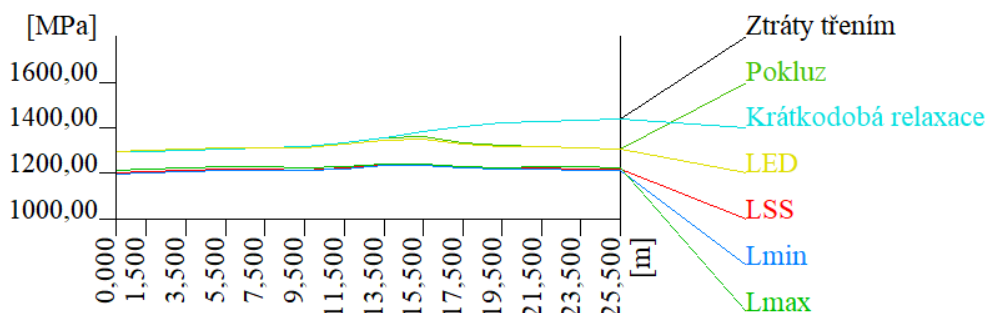
Sada kabelů 1 – Pro druhé pole

Pro délku 60 m



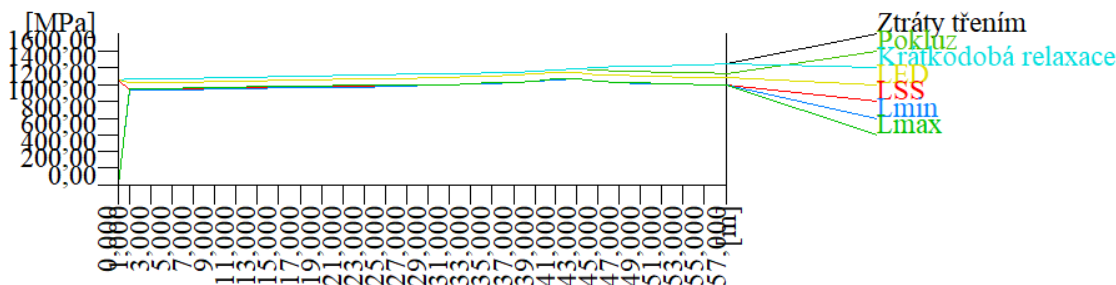
Obr. 35 - Sada kabelů 1 – Pro druhé pole

Sada kabelů 1 – Pro třetí pole  
Pro délku 25,5 m



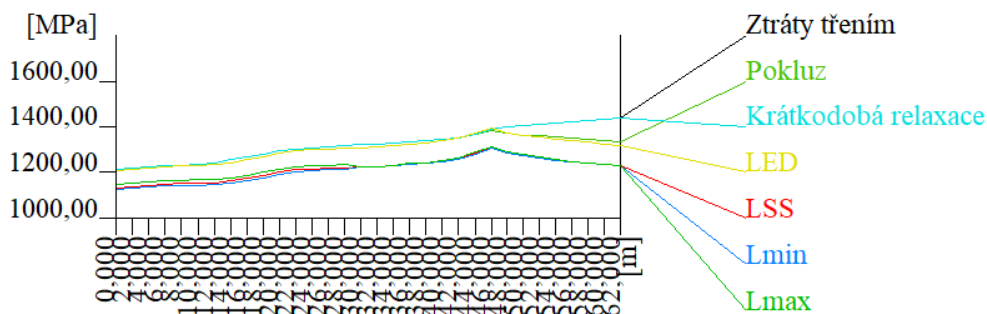
Obr. 36 – Sada kabelů 1 – Pro třetí pole

Sada kabelů 2 – Pro první pole  
Pro délku 57,75 m



Obr. 37 – Sada kabelů 2 – Pro první pole

Sada kabelů 2 – Pro druhé pole  
Pro délku 60 m

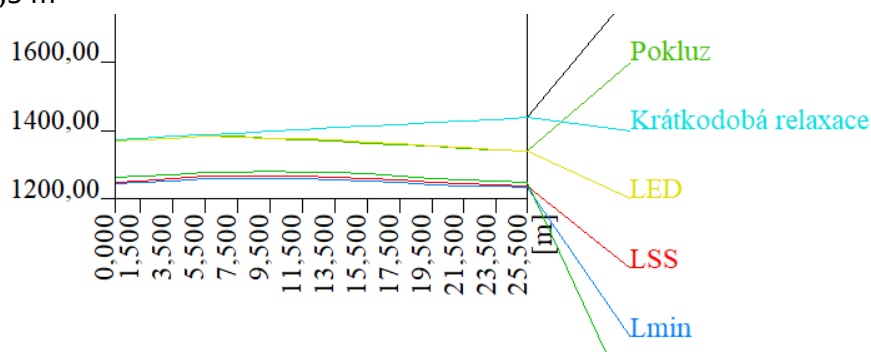


Obr. 38 – Sada kabelů 2 – Pro druhé pole



### Sada kabelů 2 – Třetí pole

Pro délku 25,5 m



Obr. 39 – Sada kabelů 2 – Třetí pole

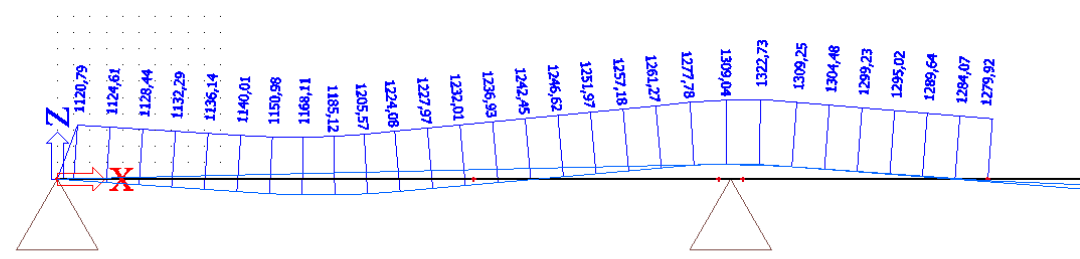
## 8.5. Napětí v jednotlivých fázích

### 8.5.1. Rozhodující průřezy

Rozhodující průřezy pro posouzení konstrukce jsou průřez v krajním poli, průřez nad podporou a průřez ve středu rozpětí.

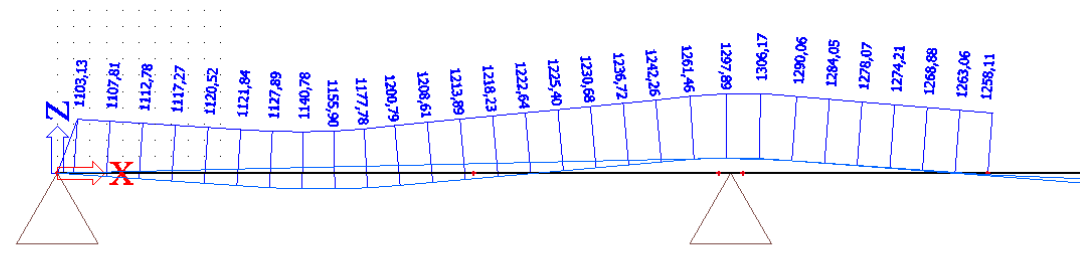
Následuje vykreslení napětí v předpínací výztuži v jednotlivých časech. Následují vykreslení napětí pro sadu 1. Nyní si ještě dovoluji připomenout časovou osu z technické zprávy. Mezi předepnutím druhého pole a uvedením do provozu, je 330 dní. Takže velké množství ztrát se projeví již mezi těmito obdobími.

### 8.5.2. Po předepnutí 1. pole



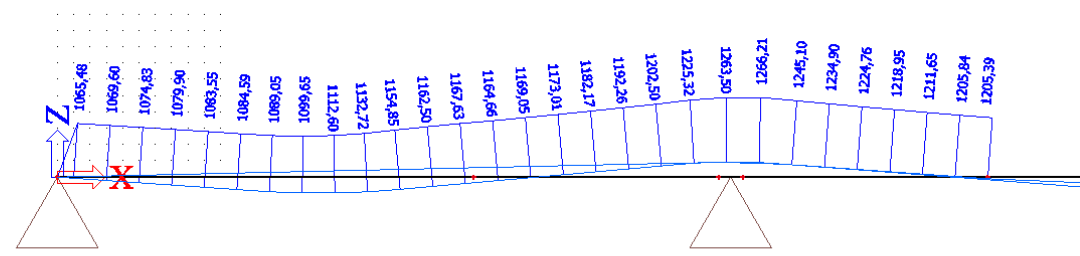
Obr. 40 – Průběh napětí kabelu po předepnutí 1. pole

8.5.3. Po předepnutí 2. pole



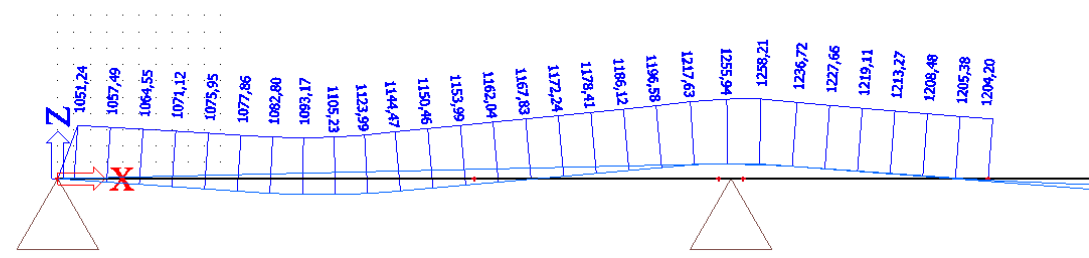
Obr. 41 – Průběh napětí kabelu po předepnutí 2. pole

8.5.4. Uvedení do provozu



Obr. 42 – Průběh napětí kabelu v čase uvedení do provozu

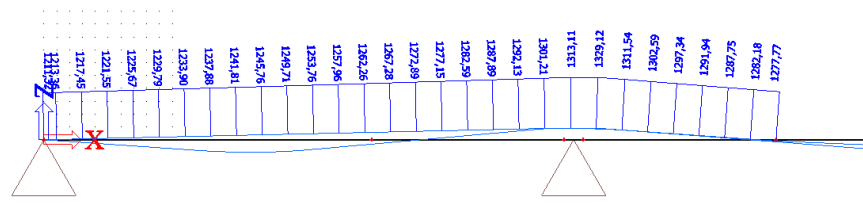
8.5.5. Konec životnosti



Obr. 43 – Průběh napětí po kabelu na konci životnosti

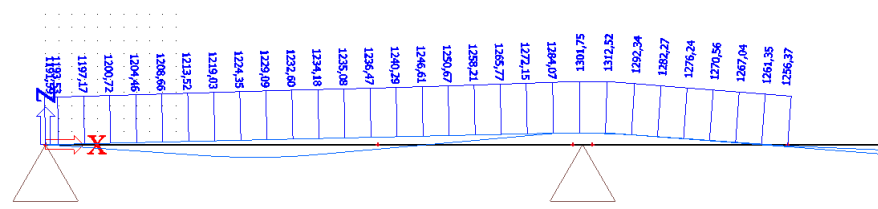
Následují kabely 2. sady.

8.5.6. Po předeptnutí 1. pole



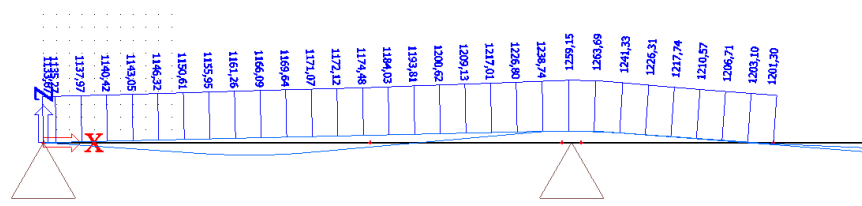
Obr. 44 – Průběh napětí po kabelu po předeptnutí 1. pole

8.5.7. Po předeptnutí 2. pole



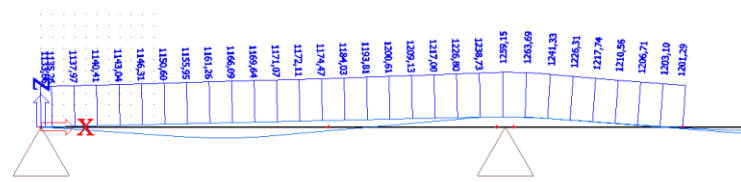
Obr. 45 – Průběh napětí po kabelu po předeptnutí 2. pole

8.5.8. Uvedené do provozu



Obr. 46 – Průběh napětí po kabelu uvedeného do provozu

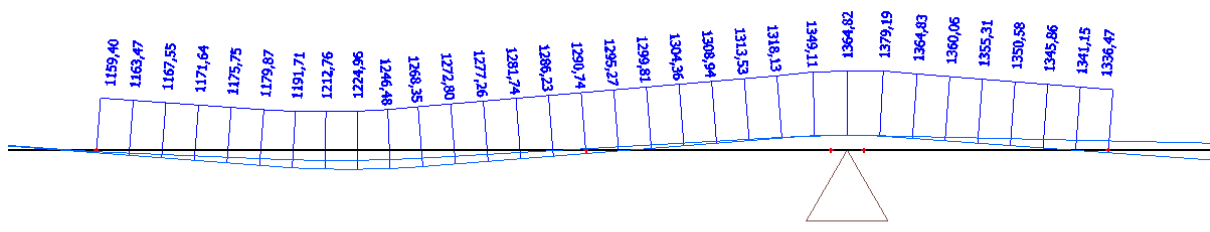
8.5.9. Konec životnosti



Obr. 47 – Průběh napětí po kabelu na konci životnosti

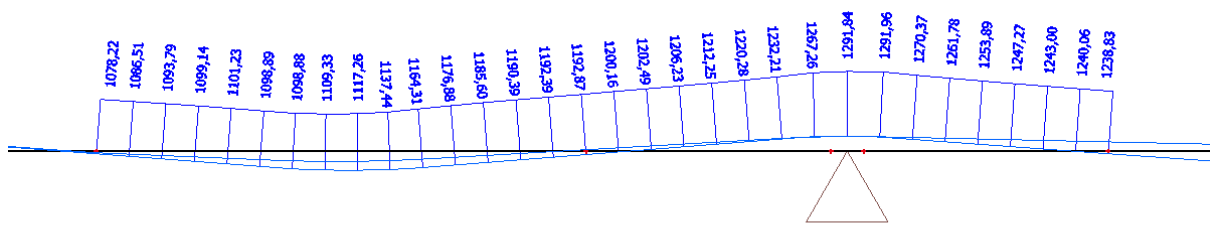
8.5.10. Napětí v kabelech 2. sady

Nyní bude stejným způsobem zobrazeno napětí kabelů pro střed rozpětí.  
Po předepnutí 2. pole



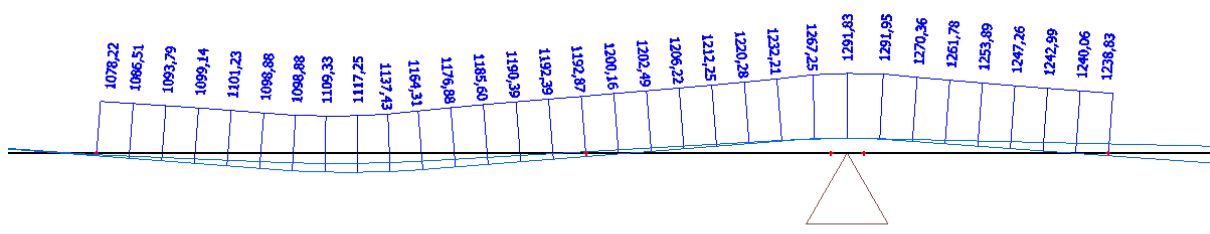
Obr. 48 – Průběh napětí po kabelu po předepnutí 2. pole

8.5.11. Uvedení do provozu



Obr. 49 – Průběh napětí po kabelu uvedeného do provozu

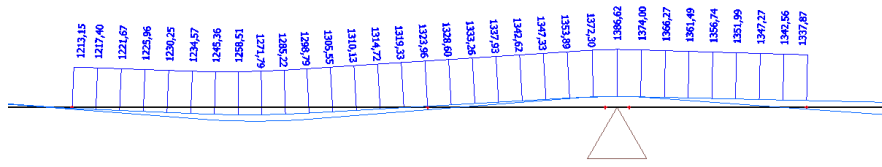
8.5.12. Konec životnosti



Obr. 50 – Průběh napětí po kabelu na konci životnosti

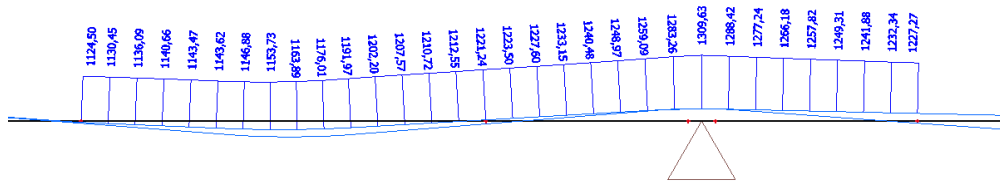
Následují kabely 2. sady.

8.5.13. Po předpětí 2. pole



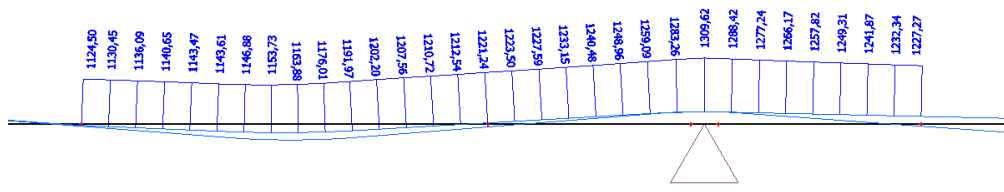
Obr. 51 - Průběh napětí po kabelu po předpětí 2. pole

8.5.14. Uvedení do provozu



Obr. 52 - Průběh napětí po kabelu uvedeného do provozu

## 8.5.15. Konec životnosti



Obr. 53 - Průběh napětí po kabelu na konci životnosti

## 8.5.16. Celkový přehled napětí po průřezech v posuzovaných časech

Pro první sadu vypadají následovně

Průřez	Betonáž 1. pole	Betonáž 2. pole	Uvedení do provozu	Konec životnosti
Krajní pole (16,5m)	1185	1155,9	1112,6	1105,23
Nad podporou (41,25m)	1309,23	1297,89	1263,5	1255,94
Střed rozpětí (72 m)	-	1224,96	1117,26	1114,25

Tab. 14 – Napětí po průřezech v posuzovaných časech pro první sadu

Pro druhou sadu:

Průřez	Betonáž 1. pole	Betonáž 2. pole	Uvedení do provozu	Konec životnosti
Krajní pole (16,5m)	1241,81	1224,35	1136,26	1132,23
Nad podporou (41,25m)	1313,11	1301,11	1259,15	1256,15
Střed rozpětí (72 m)	-	1212,76	1117,26	1114,25

Tab. 15 - Napětí po průřezech v posuzovaných časech pro druhou sadu

Odhadované ztráty byly na konci životnosti 25%. To je  $1440 \cdot 0,75 = 1080$  MPa  
Ztráty vypočítané programem jsou v průměru:  $1162/1440 = 19,3$  % Což by mohlo odpovídat skutečnosti. Protože ztráty byly odhadovány velmi konzervativně.



## 8.5.17. Schéma vedení kabelů

## 9. Posouzení na MSP

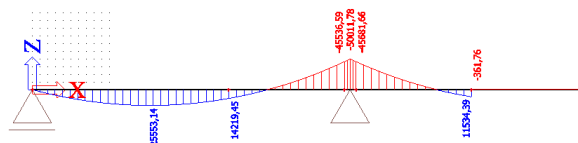
## 9.1. Obecně

Konstrukci posoudíme z hlediska dekomprese, tedy na kvazistálou kombinaci. Tímto zjistíme, zda-li je v průřezu v daný časový okamžik tlaková rezerva. Velikost tlakového napětí v průřezu je omezen na hodnotu 0,45 charakteristické pevnosti betonu v tlaku. Dále konstrukci posoudíme z hlediska omezení napětí, tedy na charakteristickou kombinaci, kde je tlakové namáhání omezeno 0,6 charakteristické pevnosti v tlaku a střední pevnosti betonu v tahu.

## 9.2. Posouzení na dekompresi – kvazistálá kombinace

## 9.2.1. Posouzení pro první pole

V tuto chvíli je vybetonované první pole a druhé se právě betonuje.



Obr. 54 – Průběh momentů od kvazistálé kombinace po předepnutí 1. pole bez předpětí

$$M_{v \text{ poli}} = 25553,14 \text{ MNm}$$

$$M_{\text{nad podporou}} = -50011,78 \text{ MNm}$$

Posouzení pro průřez v poli:

<b>POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese</b>				
<b>Vstupní údaje pro posouzení + posouzení</b>				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace $M_y$ :	=	25,556	MNm	Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí $M_p$ :	=	16,50457	MNm	

Hodnota normálové síly od předpětí $N_p$ :	=	79,70978	MN	
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531	m <sup>2</sup>	
Průřezový modul k horním vláknům $W_h$ :	=	2,324	m <sup>3</sup>	
Průřezový modul k dolním vláknům $W_d$ :	=	4,353	m <sup>3</sup>	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-13,2386	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-7,26408	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	
<b>Beton C50/60</b>				
Charakteristická pevnost betonu v tlaku		50,0	MPa	
Střední hodnota pevnosti betonu v tahu		4,5	MPa	
Návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku		30,0	MPa	
Součinitel materiálu pro beton $\gamma$		1,5		

Tab. 16 – Posouzení průřezu – dekomprese v poli  
Průřez v této fázi vyhovuje.

Pro průřez nad podporou:

<b>POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese</b>				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace $M_y$ :	=	-50,011		Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí $M_p$ :	=	76,56278	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí $N_p$ :	=	86,51161		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	10,363		
Průřezový modul k horním vláknům $W_h$ :	=	4,092		
Průřezový modul k dolním vláknům $W_d$ :	=	7,944		

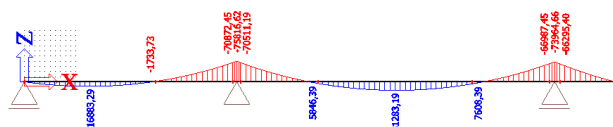
$-M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-14,83664		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-5,005558		< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro k-s = 0)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí (0,45 *f)	=	17,4	MPa	
<b>Beton C50/60</b>				
Charakteristická pevnost betonu v tlaku	=	58,0	MPa	
Střední hodnota pevnosti betonu v tahu	=	4,9	MPa	
Návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku	=	38,7	MPa	
Součinitel materiálu pro beton $\gamma$	=	1,5		

Tab. 17 – Posouzení průřezu – dekomprese v poli

Průřez vyhovuje.

### 9.2.2. Posouzení 2. pole

Po vybetonování druhé části konstrukce vypadají momenty od kvazistálé kombinace následovně:



Obr. 55 – Průběh ohybových momentů od kvazistálé kombinace po předepnutí 2.pole bez předpětí

$$M_{v \text{ poli}} = 16883,29 \text{ MNm}$$

$$M_{\text{nad podporou}} = -75816,62 \text{ MNm}$$

$$M_{\text{ve středním poli}} = 31283,19 \text{ MNm}$$

## POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese

Vstupní údaje pro posouzení + posouzení

Hodnota momentu kvazistálé kombinace $M_y$ :	=	16,883	MNm	Pro t =
Hodnota momentu od předpětí $M_p$ :	=	15,79472	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí $N_p$ :	=	79,70978	MN	
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531	m <sup>2</sup>	
Průřezový modul k horním vláknům $W_h$ :	=	2,324	m <sup>3</sup>	
Průřezový modul k dolním vláknům $W_d$ :	=	4,353	m <sup>3</sup>	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-9,81157	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-9,09323	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	
<b>Beton C50/60</b>				
Charakteristická pevnost betonu v tlaku		50,0	MPa	
Střední hodnota pevnosti betonu v tahu		4,5	MPa	
Návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku		30,0	MPa	
Součinitel materiálu pro beton $\gamma$		1,5		

Tab. 18 - Posouzení průřezu – dekomprese v poli

Průřez vyhovuje.

Průřez nad podporou:

<b>POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese</b>				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace $M_y$ :	=	-75,816		Pro t =
Hodnota momentu od předpětí $M_p$ :	=	73,36436	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí $N_p$ :	=	82,89758		

Plocha posuzovaného průřezu A	=	10,363		
Průřezový modul k horním vláknům $W_h$ :	=	4,092		
Průřezový modul k dolním vláknům $W_d$ :	=	7,944		
$-M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-7,400269		< 17,4 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-8,308014		< 17,4 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$ )	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ( $0,45 \cdot f$ )	=	17,4	MPa	
<b>Beton C50/60</b>				
Charakteristická pevnost betonu v tlaku	=	58,0	MPa	
Střední hodnota pevnosti betonu v tahu	=	4,1	MPa	
Návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku	=	38,7	MPa	
Součinitel materiálu pro beton $\gamma$	=	1,5		

Tab. 19 - Posouzení průřezu – dekomprese v poli

Průřez vyhovuje.

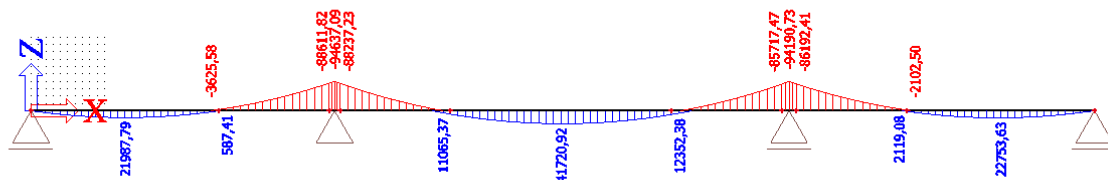
Průřez ve středu rozpětí:

<b>POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese</b>				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace $M_y$ :	=	31,283	MNm	Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí $M_p$ :	=	51,85569	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí $N_p$ :	=	80,52528	MN	
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531	m <sup>2</sup>	
Průřezový modul k horním vláknům $W_h$ :	=	2,324	m <sup>3</sup>	
Průřezový modul k dolním vláknům $W_d$ :	=	4,353	m <sup>3</sup>	

$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-0,58508	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-14,1644	MPa	< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro k-s = 0)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí (0,45 * f)	=	22,5	MPa	

Tab. 20 - Posouzení průřezu – dekomprese v poli  
Průřez vyhovuje.

### 9.2.3. Posouzení pro uvedení do provozu



Obr. 56 – Průběh momentů od kvazistálé kombinace v čase uvedení do provozu bez předpětí

$$M_{V \text{ poli}} = 21987,79 \text{ MNm}$$

$$M_{\text{nad podporou}} = -94637,09 \text{ MNm}$$

$$M_{\text{ve středním poli}} = 41720,92 \text{ MNm}$$

Průřez v krajním poli:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace $M_y$ :	=	21,987	MNm	Pro t =
Hodnota momentu od předpětí $M_p$ :	=	16,18961	MNm	

Hodnota normálové síly od předpětí $N_p$ :	=	74,05622	MN	
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531	m <sup>2</sup>	
Průřezový modul k horním vláknům $W_h$ :	=	2,324	m <sup>3</sup>	
Průřezový modul k dolním vláknům $W_d$ :	=	4,353	m <sup>3</sup>	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-11,1755	MPa	< 17,4 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-7,34886	MPa	< 17,4 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$ )	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ( $0,45 \cdot f$ )	=	22,5	MPa	
<b>Beton C50/60</b>				
Charakteristická pevnost betonu v tlaku		50,0	MPa	
Střední hodnota pevnosti betonu v tahu		4,5	MPa	
Návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku		30,0	MPa	
Součinitel materiálu pro beton $\gamma$		1,5		

Tab. 21 - Posouzení průřezu – dekomprese v poli

Průřez vyhovuje.

Průřez nad podporou:

<b>POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese</b>				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace $M_y$ :	=	-94,64		Pro t =
Hodnota momentu od předpětí $M_p$ :	=	73,6994	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí $N_p$ :	=	83,27616		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	10,363		
Průřezový modul k horním vláknům $W_h$ :	=	4,092		
Průřezový modul k dolním vláknům $W_d$ :	=	7,944		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-2,918616		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-10,6721		< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$ )	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ( $0,45 \cdot f$ )	=	17,4	MPa	

Tab. 22 - Posouzení průřezu – dekomprese v poli

Průřez vyhovuje.

Průřez ve středu rozpětí:

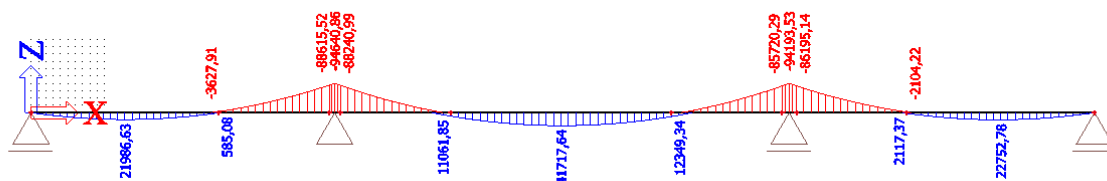
<b>POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese</b>				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace $M_y$ :	=	41,72	MNm	Pro t =
Hodnota momentu od předpětí $M_p$ :	=	47,34054	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí $N_p$ :	=	73,73916	MN	
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531	m <sup>2</sup>	
Průřezový modul k horním vláknům $W_h$ :	=	2,324	m <sup>3</sup>	
Průřezový modul k dolním vláknům $W_d$ :	=	4,353	m <sup>3</sup>	



$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-6,22449	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-9,93442	MPa	< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro k-s = 0)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí (0,45 *f)	=	22,5	MPa	

Tab. 23 - Posouzení průřezu – dekomprese v poli

### 9.2.4. Posouzení konec životnosti



Obr. 57 – Průběh ohybových momentů od kvazistálé kombinace na konci životnosti bez předpětí

$$M_{v \text{ poli}} = 21985,63 \text{ MNm}$$

$$M_{\text{nad podporou}} = -94600,86 \text{ MNm}$$

$$M_{\text{ve středním poli}} = 41170,64 \text{ MNm}$$

Krajní průřez:

<b>POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese</b>				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace $M_y$ :	=	21,985	MNm	Pro t =

Hodnota momentu od předpětí $M_p$ :	=	16,00067	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí $N_p$ :	=	73,65798	MN	
Plocha posuzovaného průřezu $A$	=	8,531	m <sup>2</sup>	
Průřezový modul k horním vláknům $W_h$ :	=	2,324	m <sup>3</sup>	
Průřezový modul k dolním vláknům $W_d$ :	=	4,353	m <sup>3</sup>	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-11,2093	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-7,25923	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	

Tab. 24 - Posouzení průřezu – dekomprese v poli

Průřez vyhovuje

Průřez nad podporou:

<b>POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese</b>				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace $M_y$ :	=	-94,6		Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí $M_p$ :	=	73,6994	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí $N_p$ :	=	83,27616		
Plocha posuzovaného průřezu $A$	=	10,363		
Průřezový modul k horním vláknům $W_h$ :	=	4,092		
Průřezový modul k dolním vláknům $W_d$ :	=	7,944		
$-M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-2,928391		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-10,66706		< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$ )	=	0	MPa	

Limit pro tlakové napětí (0,45 *f)	=	17,4	MPa	
------------------------------------	---	------	-----	--

Tab. 25 - Posouzení průřezu – dekomprese v poli

Průřez vyhovuje

Posouzení střed rozpětí:

<b>POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese</b>				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace $M_y$ :	=	41,172	MNm	Pro t =
Hodnota momentu od předpětí $M_p$ :	=	47,213	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí $N_p$ :	=	73,5405	MN	
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531	m <sup>2</sup>	
Průřezový modul k horním vláknům $W_h$ :	=	2,324	m <sup>3</sup>	
Průřezový modul k dolním vláknům $W_d$ :	=	4,353	m <sup>3</sup>	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-6,02026	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-10,0077	MPa	< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro k-s = 0)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí (0,45 *f)	=	22,5	MPa	

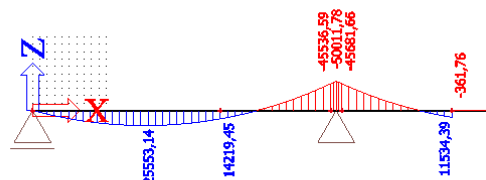
Tab. 26 - Posouzení průřezu – dekomprese v poli

Průřez vyhovuje.

Navržená konstrukce Vyhovuje MSP na posouzení dekomprese ve všech svých řezech a ve všech fázích výstavby a provozu. Bylo provedeno posouzení na 0,45 charakteristické hodnoty betonu v tlaku pro kvazistálou kombinaci zatížení. Proto je možné uvažovat lineární dotvarování.

## 9.3. Posouzení dekomprese – častá kombinace

## 9.3.1. Po předepnutí prvního pole



Obr. 58 – Průběh momentu od časté kombinace po předepnutí 1. pole bez předpětí

$$M_{V \text{ poli}} = 25,553 \text{ MNm}$$

$$M_{\text{nad podporou}} = -50,011 \text{ MNm}$$

V poli

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace $M_y$ :	=	25,553	MNm	Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí $M_p$ :	=	16,50457	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí $N_p$ :	=	79,70978	MN	
Plocha posuzovaného průřezu $A$	=	8,531	m <sup>2</sup>	
Průřezový modul k horním vláknům $W_h$ :	=	2,324	m <sup>3</sup>	
Průřezový modul k dolním vláknům $W_d$ :	=	4,353	m <sup>3</sup>	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-13,2373	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-7,26477	MPa	< 22,5

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

Tab. 27 - Posouzení průřezu – dekomprese v poli pro častou kombinaci

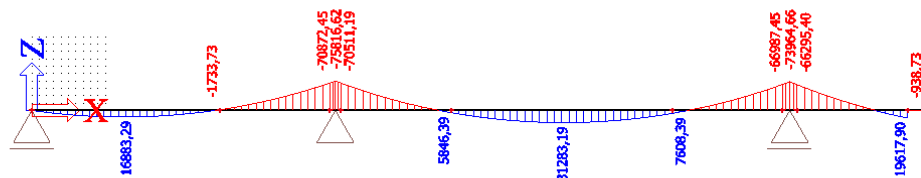
Pro průřez nad podporou:

<b>POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese</b>				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace $M_y$ :	=	-50,011		Pro t =
Hodnota momentu od předpětí $M_p$ :	=	76,56278	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí $N_p$ :	=	86,51161		
Plocha posuzovaného průřezu A	=	10,363		
Průřezový modul k horním vláknům $W_h$ :	=	4,092		
Průřezový modul k dolním vláknům $W_d$ :	=	7,944		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-14,83664		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-5,005558		<22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro k-s = 0)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí (0,45 *f)	=	22,5	MPa	

Tab. 28 - Posouzení průřezu – dekomprese v poli pro častou kombinaci

Průřez vyhovuje.

9.3.2 Po předepnutí druhého pole



Obr. 59 - Průběh momentu od časté kombinace po předepnutí 2. pole bez předpětí

$M_{v \text{ poli}} = 16,883 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad podporou}} = -76,816 \text{ MNm}$

$M_{\text{ve středu rozpětí}} = 31,283 \text{ MNm}$

Průřez v poli:

<p style="text-align: center;"><b>POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese</b></p>				
<p style="text-align: center;">Vstupní údaje pro posouzení + posouzení</p>				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace $M_y$ :	=	16,883	MNm	Pro t =
Hodnota momentu od předpětí $M_p$ :	=	16,50457	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí $N_p$ :	=	78,09648	MN	
Plocha posuzovaného průřezu $A$	=	8,531	m <sup>2</sup>	
Průřezový modul k horním vláknům $W_h$ :	=	2,324	m <sup>3</sup>	
Průřezový modul k dolním vláknům $W_d$ :	=	4,353	m <sup>3</sup>	

$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-9,31697	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-9,06719	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	

Tab. 29 - Posouzení průřezu – dekomprese v poli pro častou kombinaci

Průřez nad podporou:

<b>POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese</b>				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace $M_y$ :	=	-76,816		Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí $M_p$ :	=	75,88499	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí $N_p$ :	=	85,74575		
Plocha posuzovaného průřezu $A$	=	10,363		
Průřezový modul k horním vláknům $W_h$ :	=	4,092		
Průřezový modul k dolním vláknům $W_d$ :	=	7,944		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-8,046707		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-8,391425		< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$ )	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ( $0,45 \cdot f$ )	=	22,5	MPa	

Tab. 30 - Posouzení průřezu – dekomprese v poli pro častou kombinaci

Průřez ve středu rozpětí:

<b>POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese</b>
---

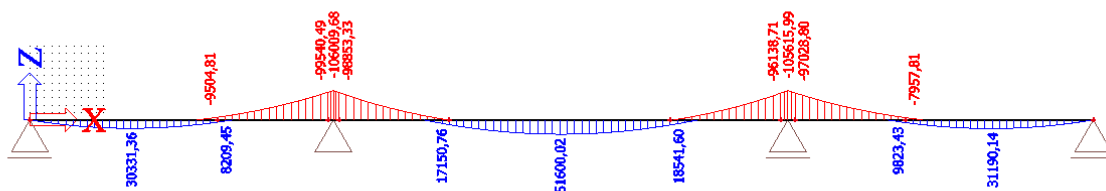
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace $M_y$ :	=	31,283	MNm	Pro t =
Hodnota momentu od předpětí $M_p$ :	=	51,85569	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí $N_p$ :	=	80,52528	MN	
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531	m <sup>2</sup>	
Průřezový modul k horním vláknům $W_h$ :	=	2,324	m <sup>3</sup>	
Průřezový modul k dolním vláknům $W_d$ :	=	4,353	m <sup>3</sup>	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-0,58508	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-14,1644	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	

Tab. 31 - Posouzení průřezu – dekomprese v poli pro častou kombinaci

Průřez po předepnutí druhého pole vyhovuje.

### 9.3.3. Posouzení pro uvedení do provozu





Obr. 60 - Průběh momentu od časté kombinace uvedení do provozu pro 2. pole bez předpětí

$M_{v \text{ poli}} = 30,331 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad podporou}} = -106,009 \text{ MNm}$

$M_{\text{ve středu rozpětí}} = 51,600 \text{ MNm}$

Průřez v poli:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace $M_y$ :	=	30,331	MNm	Pro t =
Hodnota momentu od předpětí $M_p$ :	=	16,18961	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí $N_p$ :	=	74,05622	MN	
Plocha posuzovaného průřezu $A$	=	8,531	m <sup>2</sup>	

Průřezový modul k horním vláknům $W_h$ :	=	2,324	m <sup>3</sup>	
Průřezový modul k dolním vláknům $W_d$ :	=	4,353	m <sup>3</sup>	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-14,7665	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-5,43221	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	

Tab. 32 - Posouzení průřezu – dekomprese v poli pro častou kombinaci

Průřez nad podporou:

<b>POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese</b>				
<b>Vstupní údaje pro posouzení + posouzení</b>				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace $M_y$ :	=	-106,009		Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí $M_p$ :	=	73,6994	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí $N_p$ :	=	83,27616		
Plocha posuzovaného průřezu $A$	=	10,363		
Průřezový modul k horním vláknům $W_h$ :	=	4,092		
Průřezový modul k dolním vláknům $W_d$ :	=	7,944		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-0,14035		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-12,10332		< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$ )	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ( $0,45 \cdot f$ )	=	22,5	MPa	

Tab. 33 - Posouzení průřezu – dekomprese v poli pro častou kombinaci

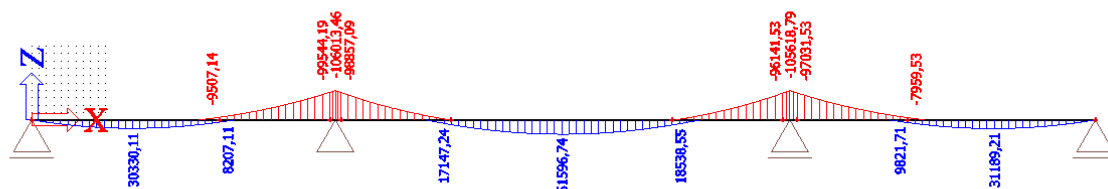
Průřez ve středu rozpětí:

<b>POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese</b>				
<b>Vstupní údaje pro posouzení + posouzení</b>				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace $M_y$ :	=	51,6	MNm	Pro t =
Hodnota momentu od předpětí $M_p$ :	=	47,34054	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí $N_p$ :	=	73,73916	MN	
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531	m <sup>2</sup>	
Průřezový modul k horním vláknům $W_h$ :	=	2,324	m <sup>3</sup>	
Průřezový modul k dolním vláknům $W_d$ :	=	4,353	m <sup>3</sup>	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-10,4765	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-7,66496	MPa	< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro k-s = 0)	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí (0,45 *f)	=	22,5	MPa	

Tab. 34 - Posouzení průřezu – dekomprese v poli pro častou kombinaci

Průřez v čase uvedení do provozu vyhovuje

9.3.4. Posouzení na konci životnosti



Obr. 61 – Průběh momentů od časté kombinace na konci životnosti

$M_v \text{ poli} = 30,330 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad podporou}} = -106,013 \text{ MNm}$

$M_{\text{střed rozpětí}} = 51,596 \text{ MNm}$

Posouzení průřezu v poli:

<b>POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese</b>				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace $M_y$ :	=	30,33	MNm	Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí $M_p$ :	=	16,00067	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí $N_p$ :	=	73,65798	MN	
Plocha posuzovaného průřezu $A$	=	8,531	m <sup>2</sup>	
Průřezový modul k horním vláknům $W_h$ :	=	2,324	m <sup>3</sup>	
Průřezový modul k dolním vláknům $W_d$ :	=	4,353	m <sup>3</sup>	

$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-14,8007	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-5,34236	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	

Tab. 35 - Posouzení průřezu – dekomprese v poli pro častou kombinaci

Průřez nad podporou:

<b>POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení dekomprese</b>				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu kvazistálé kombinace $M_y$ :	=	-106,013		Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí $M_p$ :	=	73,36436	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí $N_p$ :	=	82,89758		
Plocha posuzovaného průřezu $A$	=	10,363		
Průřezový modul k horním vláknům $W_h$ :	=	4,092		
Průřezový modul k dolním vláknům $W_d$ :	=	7,944		
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-0,020967		< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-12,10947		< 22,5 > 0
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$ )	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ( $0,45 \cdot f$ )	=	22,5	MPa	

Tab. 36 - Posouzení průřezu – dekomprese v poli pro častou kombinaci průřezu nad podporou

Průřez ve středu rozpětí:

<b>POSOUZENÍ PRŮŘEZU – Posouzení dekomprese</b>				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				

Hodnota momentu kvazistálé kombinace $M_y$ :	=	51,596	MNm	Pro t =
Hodnota momentu od předpětí $M_p$ :	=	47,34054	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí $N_p$ :	=	73,73916	MN	
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531	m <sup>2</sup>	
Průřezový modul k horním vláknům $W_h$ :	=	2,324	m <sup>3</sup>	
Průřezový modul k dolním vláknům $W_d$ :	=	4,353	m <sup>3</sup>	
$M_y/W_h + M_p/W_h - N/A$	=	-10,4748	MPa	< 22,5 > 0
$M_y/W_d + M_p/W_d - N/A$	=	-7,66588	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	

Tab. 37 - Posouzení průřezu – dekomprese v poli pro častou kombinaci ve středu rozpětí

Průřez vyhovuje.

V posuzované konstrukci je při časté kombinaci zajištěn tlak ve všech průřezech po celou životnost konstrukce.

#### 9.4. Posouzení na MSP – omezení napětí

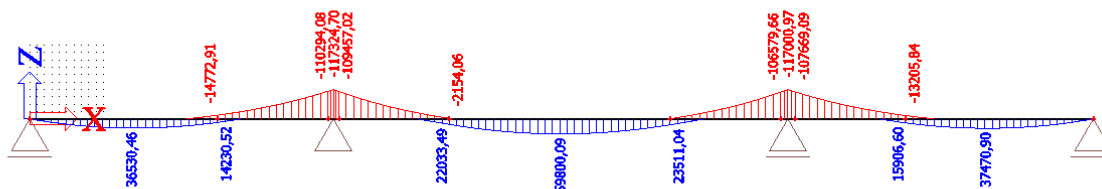
Pro posouzení konstrukce z hlediska mezního stavu omezení napětí je zapotřebí, aby v posuzovaných průřezích nebylo větší tlakové namáhání než 0,6 charakteristické pevnosti betonu v tlaku a zároveň aby nebyla překročena střední hodnota tahové pevnosti betonu. Pro případ této konstrukce je to tedy:

$$\sigma_{lim} = 50 \cdot 0,6 = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 4,1 \text{ MPa}$$

Hodnoty charakteristické kombinace budou ve stavebních stádiích prakticky shodné s kombinacemi častými. Na konstrukci je v tu dobu jen dlouhodobé zatížení a pro zatížení staveništní je uvažován součinitel 1 pro vždy. Proto zde bude uvedeno posouzení pro uvedení do provozu a pro konec životnosti.

9.4.1. Posouzení pro uvedení do provozu



Obr. 62 – Posouzení uvedení do provozu na MSP

$M_{v \text{ poli}} = 36,530 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad podporou}} = -117,324 \text{ MNm}$

$M_{\text{ve středu rozpětí}} = 59,800 \text{ MNm}$

Posouzení pro krajní pole:

<p><b>POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení char. kombinaci</b></p>				
<p>Vstupní údaje pro posouzení + posouzení</p>				
Hodnota momentu char. kombinace $M_y$ :	=	36,53	MNm	Pro t =
Hodnota momentu od předpětí $M_p$	=	16,18961	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí $N_p$ :	=	74,05622	MN	
Plocha posuzovaného průřezu A	=	8,531	m <sup>2</sup>	
Průřezový modul k horním vláknům $W_h$ :	=	2,324	m <sup>3</sup>	
Průřezový modul k dolním vláknům $W_d$ :	=	4,353	m <sup>3</sup>	

$M_p/W_h - M_y/W_h - N/A$	=	-17,4343	MPa	> -30
				< 4,1
$-M_p/W_d + M_y/W_d - N/A$	=	-4,00828	MPa	> -30
				< 4,1
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$ )	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ( $0,6 \cdot f$ )	=	30	MPa	

Tab. 38 – Posouzení průřezu – posouzení char. kombinace pro krajní pole

Průřez vyhovuje.

Posouzení nad podporou:

<b>POSOUZENÍ PRŮŘEZU – Posouzení char. kombinace</b>				
<b>Vstupní údaje pro posouzení + posouzení</b>				
Hodnota momentu char. kombinace $M_y$ :	=	-117,324	MNm	Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí $M_p$	=	73,6994		
Hodnota normálové síly od předpětí $N_p$ :	=	83,27616	MN	
Plocha posuzovaného průřezu $A$	=	10,397	m <sup>2</sup>	
Průřezový modul k horním vláknům $W_h$ :	=	4,092	m <sup>3</sup>	
Průřezový modul k dolním vláknům $W_d$ :	=	7,944	m <sup>3</sup>	
$-M_p/W_h - M_y/W_h - N/A$	=	2,650998	MPa	> -30
				< 4,1
$M_p/W_d - M_y/W_d - N/A$	=	-13,501	MPa	> -30
				< 4,1
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$ )	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ( $0,45 \cdot f$ )	=	30	MPa	

Tab. 39 – Posouzení průřezu – posouzení char. kombinace nad podporou

Průřez vyhovuje, i když nad podporou v horních vláknech vznikají tahy. To ovšem konstrukci jako takové nevadí, protože se předpokládá u charakteristické kombinace, že zatížení o takové intenzitě, se na mostě objeví pouze jednou za celou dobu životnosti. V kombinaci časté a kvazistálé je v průřezu tlaková rezerva. Takže, i když by trhliny



eventuálně vznikly, za standardních podmínek provozu konstrukce se díky předpětí trhliny opět zavřou.

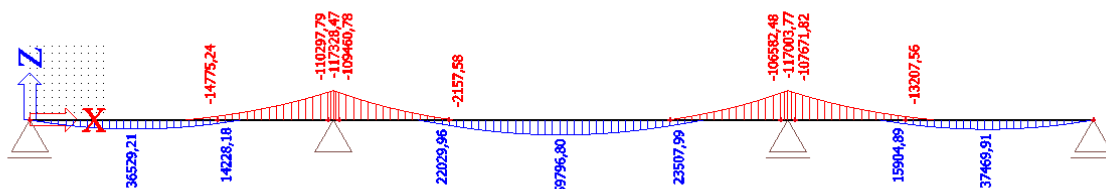
Posouzení průřezu ve středu pole:

<b>POSOUZENÍ PRŮŘEZU – Posouzení char. kombinace</b>				
<b>Vstupní údaje pro posouzení + posouzení</b>				
Hodnota momentu char. kombinace $M_y$ :	=	59,8	MNm	Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí $M_p$	=	47,34054	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí $N_p$ :	=	73,5405	MN	
Plocha posuzovaného průřezu $A$	=	8,531	m <sup>2</sup>	
Průřezový modul k horním vláknům $W_h$ :	=	2,324	m <sup>3</sup>	
Průřezový modul k dolním vláknům $W_d$ :	=	4,353	m <sup>3</sup>	
$M_p/W_h - M_y/W_h - N/A$	=	-13,9822	MPa	> -30 < 4,1
$-M_p/W_d + M_y/W_d - N/A$	=	-5,75811	MPa	> -30 < 4,1
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$ )	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ( $0,6 \cdot f$ )	=	30	MPa	

Tab. 40 - Posouzení průřezu – posouzení char. kombinace ve středu pole

Posuzovaná konstrukce v čase uvedení do provozu vyhoví na MSP omezení napětí.

9.4.2. Posouzení na konci životnosti



Obr. 63 – Posouzení omezení napětí na konci životnosti

$M_v \text{ poli} = 36,259 \text{ MNm}$

$M_{\text{nad podporou}} = -117,328 \text{ MNm}$

$M_{\text{ve středu rozpětí}} = 59,796 \text{ MNm}$

Průřez v poli

<p style="text-align: center;"><b>POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení char. kombinace</b></p> <p style="text-align: center;">Vstupní údaje pro posouzení + posouzení</p>				
Hodnota momentu char. kombinace $M_y$ :	=	36,259	MNm	Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí $M_p$	=	16,00067	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí $N_p$ :	=	73,65798	MN	
Plocha posuzovaného průřezu $A$	=	8,531	m <sup>2</sup>	
Průřezový modul k horním vláknům $W_h$ :	=	2,324	m <sup>3</sup>	
Průřezový modul k dolním vláknům $W_d$ :	=	4,353	m <sup>3</sup>	

$M_p/W_h - M_y/W_h - N/A$	=	-17,3523	MPa	> -30
				< 4,1
$-M_p/W_d + M_y/W_d - N/A$	=	-3,98045	MPa	> -30
				< 4,1
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$ )	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ( $0,6 \cdot f$ )	=	30	MPa	

Tab. 41 - Posouzení průřezu – posouzení char. kombinace v poli

Průřez nad podporou

<b>POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení char. kombinace</b>				
Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu char. kombinace $M_y$ :	=	-117,328	MNm	Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí $M_p$	=	73,36436		
Hodnota normálové síly od předpětí $N_p$ :	=	82,89758	MN	
Plocha posuzovaného průřezu $A$	=	10,397	m <sup>2</sup>	
Průřezový modul k horním vláknům $W_h$ :	=	4,092	m <sup>3</sup>	
Průřezový modul k dolním vláknům $W_d$ :	=	7,944	m <sup>3</sup>	
$-M_p/W_h - M_y/W_h - N/A$	=	2,770262	MPa	> -30
				< 4,1
$M_p/W_d - M_y/W_d - N/A$	=	-13,508	MPa	> -30
				< 4,1
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$ )	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ( $0,45 \cdot f$ )	=	30	MPa	

Tab. 42 - Posouzení průřezu – posouzení char. kombinace nad podporou

Průřez pro krajní pole:

**POSOUZENÍ PRŮŘEZU - Posouzení char. kombinace**

Vstupní údaje pro posouzení + posouzení				
Hodnota momentu char. kombinace $M_y$ :	=	59,796	MNm	Pro $t =$
Hodnota momentu od předpětí $M_p$	=	47,213	MNm	
Hodnota normálové síly od předpětí $N_p$ :	=	73,5405	MN	
Plocha posuzovaného průřezu $A$	=	8,531	m <sup>2</sup>	
Průřezový modul k horním vláknům $W_h$ :	=	2,324	m <sup>3</sup>	
Průřezový modul k dolním vláknům $W_d$ :	=	4,353	m <sup>3</sup>	
$M_p/W_h - M_y/W_h - N/A$	=	-14,0353	MPa	> -30 < 4,1
$-M_p/W_d + M_y/W_d - N/A$	=	-5,72973	MPa	> -30 < 4,1
Limit pro tahové napětí (pro $k-s = 0$ )	=	0	MPa	
Limit pro tlakové napětí ( $0,6 \cdot f$ )	=	30	MPa	

Tab. 43 - Posouzení průřezu – posouzení char. kombinace pro krajní pole

Konstrukce vyhovuje z hlediska MSP omezení napětí

### 9.5. Vyhodnocení MSP

Konstrukce byla posouzena ve čtyřech fázích výstavby. A to konkrétně po předepnutí prvního pole v čase  $t = 10$  dní. Druhou fází bylo po předepnutí druhého pole v čase  $t=20$ . Dále by šlo konstrukci posoudit po vybetonování třetího pole, po jeho odbednění a předepnutí, ale není to nutné, protože vybetonování posledního pole s vnitřními silami na konstrukci moc nepohne. Proto je přistoupeno k posouzení v době uvedení do provozu, které je v čase 360 dní. Dále je konstrukce posouzena na konci životnosti, v čase  $t=36500$  dní. Konstrukce výše zmíněným posouzením vyhověla.

Následují tabulky s výsledky napětí v jednotlivých časech. Červeně jsou zvýrazněny extrémy.

	Vlákna	Předpětí pole1		
		Krajní pole	Nad podporou	Střed rozpětí
Kvazistálá	Horní	-13,2386	-14,836	0
	Dolní	-7,264	-5,005	0

Častá	Horní	-13,237	-14,836	0
	Dolní	-7,264	-5,005	0
Charakteristická	Horní	-	-	0
	Dolní	-	-	0

Tab. 44 – Výsledky napětí v jednotlivých časech MPS

	Vlákna	Předpětí pole2		
		Krajní pole	Nad podporou	Střed rozpětí
Kvazistálá	Horní	-9,811	-14,836	-0,585
	Dolní	-9,093	-5,005	-14,164
Častá	Horní	-9,316	-8,046	-0,585
	Dolní	-9,067	-8,391	-14,164
Charakteristická	Horní			0
	Dolní	-	-	0

Tab. 45 – Výsledky napětí v jednotlivých časech MPS

	Vlákna	Uvedení do provozu		
		Krajní pole	Nad podporou	Střed rozpětí
Kvazistálá	Horní	-11,175	-2,918	-6,224
	Dolní	-7,348	-10,672	-9,934
Častá	Horní	-14,766	-0,14	-10,476
	Dolní	-5,432	-12,103	-7,664
Charakteristická	Horní	-17,434	2,651	-13,982
	Dolní	-4,008	-13,501	-5,758

Tab. 46 – Výsledky napětí v jednotlivých časech MPS

	Vlákna	konec životnosti		
		Krajní pole	Nad podporou	Střed rozpětí
Kvazistálá	Horní	-11,2	-2,928	-6,02
	Dolní	-7,259	-10,667	-10,077
Častá	Horní	-14,8	-0,021	-10,474
	Dolní	-5,342	-12,11	-7,666
Charakteristická	Horní	-17,352	2,77	-14,035
	Dolní	-3,98	-13,508	-5,729

Tab. 47 - Výsledky napětí v jednotlivých časech MPS

## 10. Posouzení na MSÚ

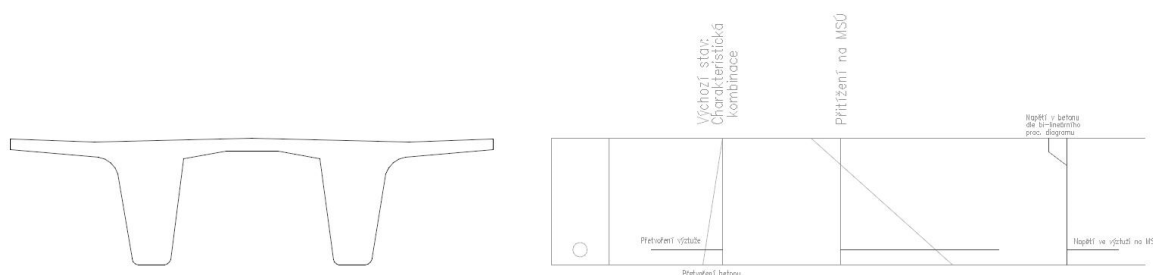
Mezní stavy únosnosti budou provedeny pro tři průřezy. Průřez v krajním poli, průřez nad podporou a průřez uprostřed rozpětí. Konstrukce bude posuzována v čase uvedení do provozu a na konci životnosti, z důvodů vnesení velkého množství zatížení. V rámci mezních stavů únosnosti bude konstrukce posouzena na kombinaci normálových účinků a ohybového momentu, posouzení smykové únosnosti, posouzení pro vyloučení křehkého lomu a posouzení únavy.

### 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 posčítáme příspěvky od betonu a výztuže.

Zjednodušeně to ukazuje následující obrázek.



Obr. 64 - Posouzení kombinace normálové síly a ohybového momentu

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 průřezu v krajním poli

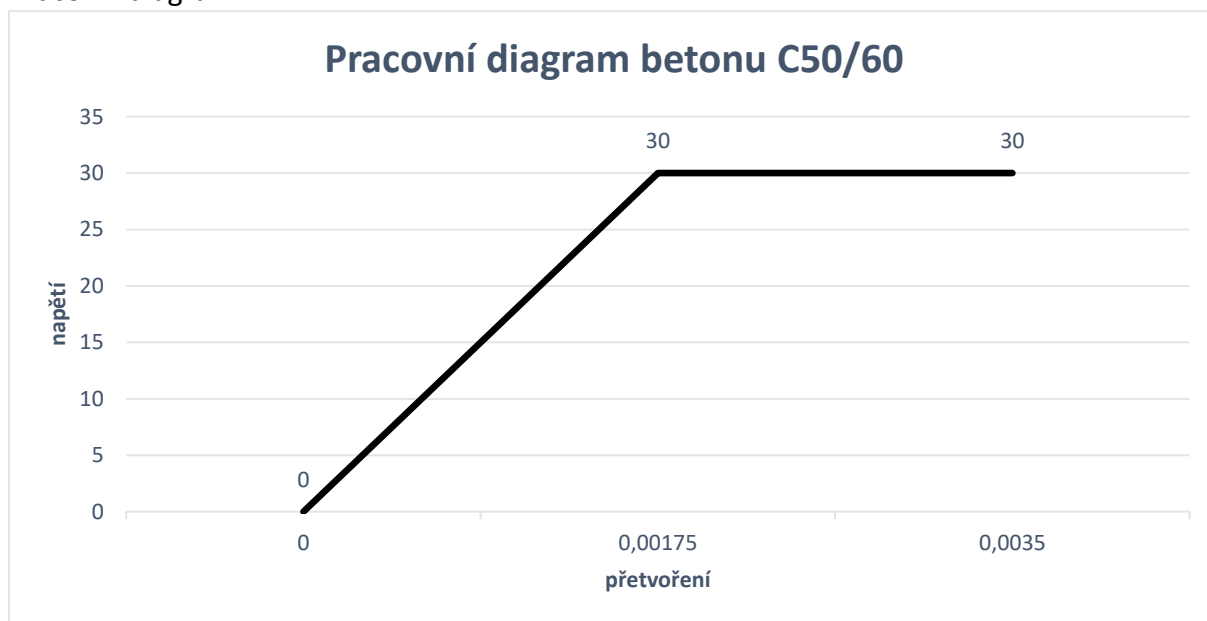
Následuje výčet materiálů, jejich vlastností se kterými je počítáno a jejich pracovní diagramy. Pro beton:

<b>MATERIÁLY posuzovaných průřezů</b>	
<b>Beton C50/60</b>	

Předpoklad - biliíneární chování materiálu			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.
$f_{ck} =$	50	Mpa	
$\gamma_c =$	1,5		
$\alpha_{cc} =$	0,9		
$f_{cd} =$	30	MPa	
$\epsilon_0 =$	0		
$\epsilon_{c,pl} =$	0,00175		
$\epsilon_{c,u} =$	0,0035		
Vstupy pro prac. Diagram			Beton je uvažován, že působí pouze v tlaku, tahové působení betonu je zanedbáno.
F	$\epsilon$		
0	0		
30	0,00175		
30	0,0035		

Tab. 48 – Posouzení průřezů v krajním poli pro beton

Pracovní diagram:



Obr. 65 – Pracovní diagram betonu

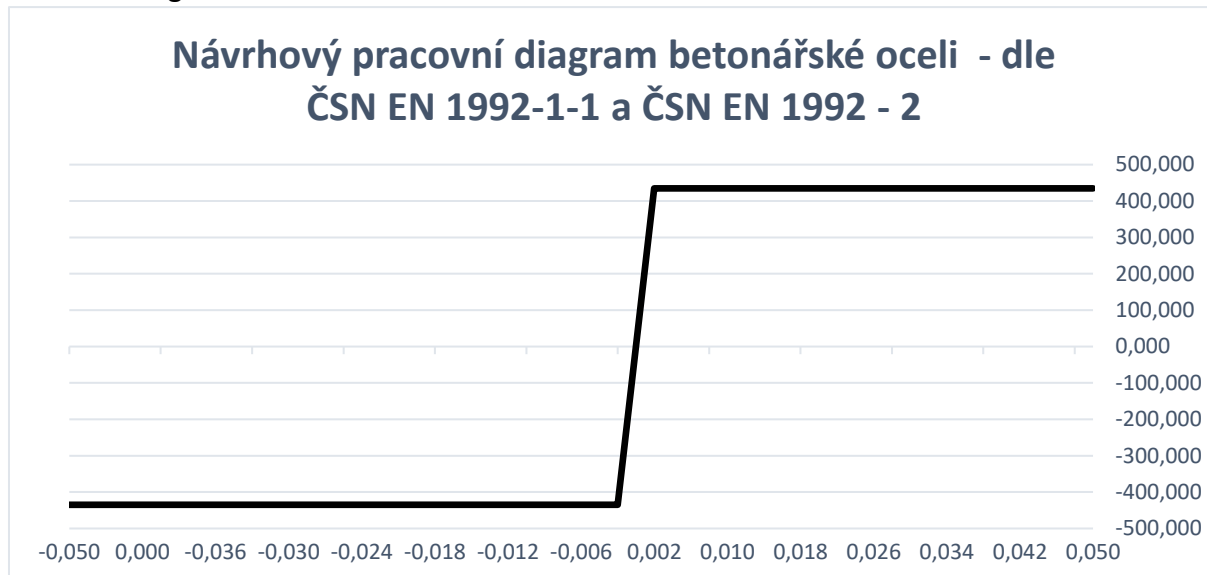
Pro betonářskou výztuž:

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 přesnějšímu pracovnímu diagramu betonářské výztuže. Nicméně použití zjednodušeného pracovního diagramu posuzování konstrukce udržuje na straně bezpečné.
$f_{yk,t} =$	500	MPa	
$\gamma_c =$	1,15		
$f_{yd,c} =$	-434,783	MPa	
$f_{yd,t} =$	434,783	MPa	
$E_s =$	200000	MPa	
$\epsilon_{uk,c} =$	-0,0500		

$\epsilon_{uk,t} =$	0,0500		
$\epsilon_{pl} =$	0,0022		

Tab. 49 – Betonářská výztuž B500B

Pracovní diagram:



Obr. 66 – Pracovní diagram betonářské oceli

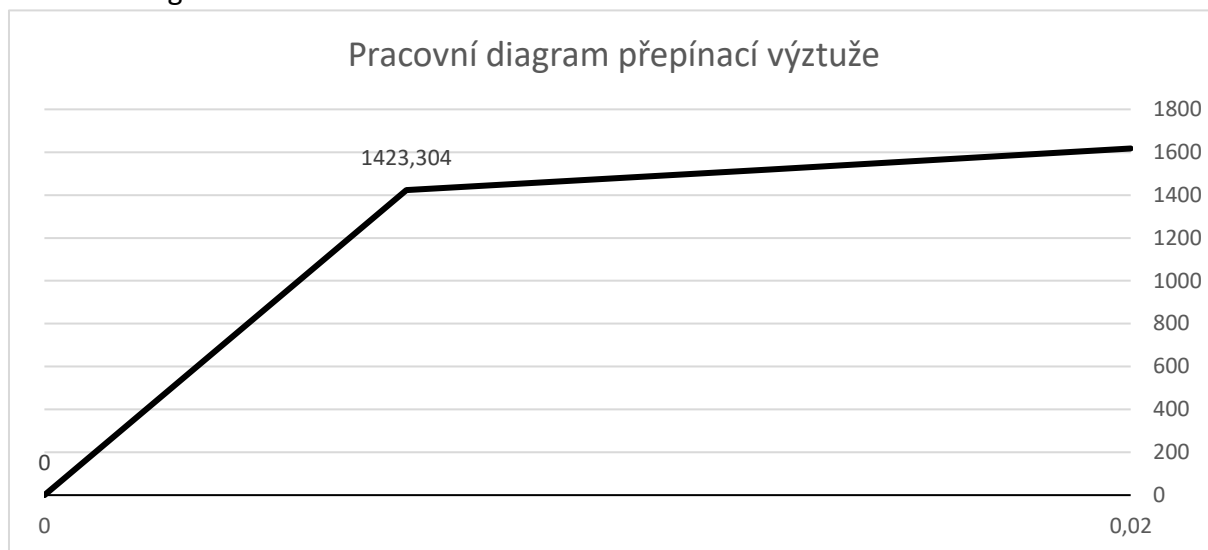
Pro předpínací výztuž:

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

Tab. 50 – Předpínací výztuž



Pracovní diagram:



Obr. 67 – Diagram přepínací výztuže

Předešlé tabulky jsou stejné pro všechna následující posouzení, tudíž nebudou znovu uváděny.

Tabulky hodnot vstupujících do výpočtu.

Předpínací výztuž		(Hodnota souřadnice z je uvažována jako vzdálenost od spodních vláken)			
Průřez v poli					
Výška průřezu =		2	m		
Vrstva	Plocha výztuže	souř. Z	Počáteční napětí	Počáteční přetvoření	
1	0,0396	0,335	1112,600	0,006	
2	* tlakovou únosnost předpínací výztuže neuvažují				
3					

Tab. 51 – Hodnoty vstupující do výpočtu

Výpočet síly v předpínací výztuži:

Posouzení			
Výpočet síly v předpínací 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:	$f_{MSÚ} =$	1521,977	
Výpočet síly v předpínací výztuži po přitížení na mez únosnosti:	$F_{MSÚ} =$	60,2703	MN

Tab. 52 - Výpočet síly v předpínací výztuži

Integrace po dvou větvích pracovního diagramu, ke zjištění neutrální osy.

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):	$1/3x F_{MSÚ} =$	20,090	MN	
Síla pro druhou část pracovního diagramu (*ditto*):	$2/3x F_{MSÚ} =$	40,180	MN	
Výpočet výšky pro druhou část (obdélníková):	$h_{obdélínik} =$	0,116464	m	
Jelikož obě větve prac. diagramu mají stejný přírůstek přetvoření, hodnotu $h_{obdélínik}$ pouze vynásobíme dvěma				
Poloha neutrální osy vzhledem k tlačenému betonu:	$z =$	0,232929	m	
Kontrola:	<i>Síly působící na průřez musí být v rovnováze</i>			
Síly od betonu:				
Pro první část:	$b * h_{obdélínik} / 2 * f_{cd} =$	$F_{c1} =$	20,090	MN
Pro druhou část:	$b * h_{obdélínik} * f_{cd} =$	$F_{c2} =$	40,180	MN
Celkem síly od betonu:		$F_c =$	<b>60,270</b>	MN
Celkové síly od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	<b>60,270</b>	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 $F_{c1}$ =	$h_{obdélínik} * 2/3 =$	$r_{c1} =$	0,077643	m
Rameno pro sílu $F_{c2}$ =	$h_{obdélínik} / 2 + h_{obdélínik} =$	$r_{c2} =$	0,174697	m
$M_{RD, betonu}:$	$F_{c1} * r_{c1} + F_{c2} * r_{c2} =$	$M_{RD, betonu}:$	8,579194	MNm
Rameno pro přepínací výztuž		$r_{předpětí} =$	1,132071	m
Síla od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	60,2703	MN
$M_{RDpředpětí}:$	$F_{MSÚ} * r_{předpětí} =$	$M_{RDpředpětí}:$	68,23028	MNm
Celkový moment únosnosti posuzovaného průřezu:		$M_{RD} =$	<b>76,80947</b>	MNm

Tab. 53 - Zjištění polohy neutrální osy

### 10.1.3. Nadpodporový průřez

Následuje obdobné stanovení momentu únosnosti pro průřez nad podporou:

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:		$f_{MSÚ} =$	1509,409	
Výpočet síly v přepínací výztuži po přitížení na mez únosnosti:		$F_{MSÚ} =$	99,62102	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):	$1/3x F_{MSÚ} =$	33,207	MN	
Síla pro druhou část pracovního diagramu (*ditto*):	$2/3x F_{MSÚ} =$	66,414	MN	

Výpočet výšky pro druhou část (obdélníková):	$h_{\text{obdélník}} =$	1,054191	m
Jelikož obě větve prac. diagramu mají stejný přírůstek přetvoření, hodnotu $h_{\text{obdélník}}$ pouze vynásobíme dvěma			
Poloha neutrální osy vzhledem k tlačenému betonu:	$z =$	2,108381	m
Kontrola:	<i>Síly působící na průřez musí být v rovnováze</i>		
Síly od betonu:			
Pro první část:	$b * h_{\text{obdélník}}/2 * f_{cd} =$	$F_{c1} =$	33,20701 MN
Pro druhou část:	$b * h_{\text{obdélník}} * f_{cd} =$	$F_{c2} =$	66,41401 MN
Celkem síly od betonu:		$F_c =$	<b>99,62102</b> MN
Celkové síly od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	<b>99,62102</b> MN
Rozdíl:	$F_c - F_{MSÚ} =$	$F_c - F_{MSÚ} =$	0 MN
Průřez je v rovnováze	<i>Celkový moment únosnosti je součtem příspěvku k tomuto momentu od obou materiálů</i>		
Zjišťování momentu únosnosti			
Výška průřezu:			3
Rameno pro sílu $F_{c1}$ =	$h_{\text{obdélník}} * 2/3 =$	$r_{c1} =$	0,702794 m
Ramenopro sílu $F_{c2}$ =	$h_{\text{obdélník}}/2 + h_{\text{obélník}} =$	$r_{c2} =$	1,581286 m
$M_{RD,\text{betonu}}:$	$F_{c1} * r_{c1} + F_{c2} * r_{c2} =$	$M_{RD,\text{betonu}}:$	128,3572 MNm
Rameno pro přepínací výztuž		$r_{\text{předpětí}} =$	0,756619 m
Síla od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	99,62102 MN
$M_{RD\text{předpětí}}:$	$F_{MSÚ} * r_{\text{předpětí}} =$	$M_{RD\text{předpětí}}:$	75,37512 MNm
Celkový moment únosnosti posuzovaného průřezu:		$M_{RD} =$	<b>203,7324</b> MNm

Tab. 54 - Posouzení únosnosti pro průřez nad podporou

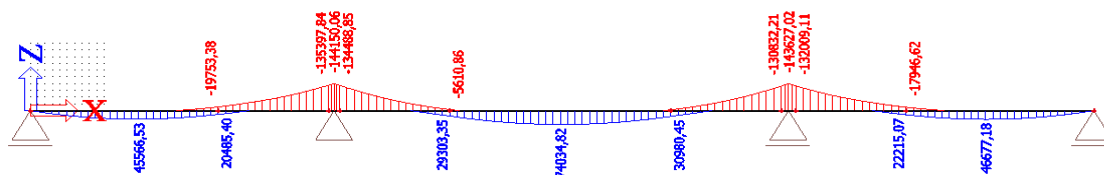
Posouzení			
Výpočet síly v přepínací výztuži po přitížení na mez únosnosti			
Celkové možné poměrné přetvoření předpínací výztuže:	$\epsilon_{ud} =$	0,02	
Počáteční přetvoření předpínací výztuže:	$\epsilon_{\text{počáteční}} =$	0,006	
Rozdíl přetvoření:	$\epsilon_{MSÚ} =$	0,014	
Výztuž je na mezi kluzu, z prac. diagramu odečteme napětí:	$f_{MSÚ} =$	1521,578	
Výpočet síly v přepínací výztuži po přitížení na mez únosnosti:	$F_{MSÚ} =$	65,27568	MN
Zjištění polohy neutrální osy			
Předpoklad je bi-lineární pracovní diagram betonu.			
Síla od předpínací výztuže je rozdělena na tři díly:			
Síla pro první část pracovního diagramu (plocha pod křivkou):	$1/3 * F_{MSÚ} =$	21,759	MN
Síla pro druhou část pracovního diagramu (*ditto*):	$2/3 * F_{MSÚ} =$	43,517	MN
Výpočet výšky pro druhou část (obdélníková):	$h_{\text{obdélník}} =$	0,126137	m
Jelikož obě větve prac. Diagramu mají stejný přírůstek přetvoření, hodnotu $h_{\text{obdélník}}$ pouze vynásobíme dvěma			
Poloha neutrální osy vzhledem k tlačenému betonu:	$z =$	0,252273	m
Kontrola:	<i>Síly působící na průřez musí být v rovnováze</i>		
Síly od betonu:			
Pro první část:	$b * h_{\text{obdélník}}/2 * f_{cd} =$	$F_{c1} =$	21,759 MN
Pro druhou část:	$b * h_{\text{obdélník}} * f_{cd} =$	$F_{c2} =$	43,517 MN
Celkem síly od betonu:		$F_c =$	<b>65,276</b> MN

Celkové síly od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	<b>65,276</b>	MN
Rozdíl:	$F_c - F_{MSÚ} =$	$F_c - F_{MSÚ} =$	0	MN
Průřez je v rovnováze		<i>Celkový moment únosnosti je součtem příspěvku k tomuto momentu od obou materiálů</i>		
Zjišťování momentu únosnosti				
Výška průřezu:			2	
Rameno pro sílu $F_{c1} =$	$h_{\text{obdélník}} * 2/3 =$	$r_{c1} =$	0,084091	m
Rameno pro sílu $F_{c2} =$	$h_{\text{obdélník}}/2 + h_{\text{obélník}} =$	$r_{c2} =$	0,189205	m
$M_{RD, \text{betonu}}:$	$F_{c1} * r_{c1} + F_{c2} * r_{c2} =$	$M_{RD, \text{betonu}}:$	10,06335	MNm
Rameno pro přepínací výztuž		$r_{\text{předpětí}} =$	1,112727	m
Síla od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	65,27568	MN
$M_{RD, \text{předpětí}}:$	$F_{MSÚ} * r_{\text{předpětí}} =$	$M_{RD, \text{předpětí}}:$	72,634	MNm
Celkový moment únosnosti posuzovaného průřezu:		$M_{RD} =$	<b>82,69735</b>	MNm

Tab. 55 - Posouzení únosnosti pro průřez nad podporou

## 10.1.4. Průřez ve středu rozpětí:

Kombinace MSÚ pro uvedení do provozu:



Obr. 68 – Kombinace MSÚ pro uvedení do provozu

$$M_{ED, v \text{ poli}} = 45,556 \text{ MNm}$$

$$M_{ED, \text{ nad podporou}} = -144,150 \text{ MNm}$$

$$M_{ED, \text{ střed rozpětí}} = 74,034 \text{ MNm}$$

$$\Delta M_p = 8,111 \text{ MNm}$$

$$M_{Rd, v \text{ poli}} = 76,81 \text{ MNm} > 45,556 + 8,111 = 53,667 \quad \text{Vyhovuje}$$

$$M_{Rd, \text{ nad podporou}} = -203,732 \text{ MNm} > -144,150 \quad \text{Vyhovuje}$$

$$M_{Rd, \text{ střed rozpětí}} = 82,697 \text{ MNm} > 74,034 + 8,111 = 82,145 \quad \text{Vyhovuje}$$

Při výpočtu nebylo počítáno s betonářskou výztuží, takže celková skutečná únosnost bude větší.

## Konstrukce vyhovuje na tento MSÚ v čase uvedení do provozu.

### 10.2. Posouzení konstrukce na konci životnosti

Posouzení je úplně stejné jako v předešlém případě, jen se trochu změní napětí v kabelech a vnitřní síly na konci životnosti.

#### 10.2.1. Průřez v krajním poli

Posouzení				
Výpočet síly v přepínací výztuži po přitížení na mez únosnosti				
Celkové možné poměrné přetvoření předpínací výztuže:		$\epsilon_{ud} =$	0,02	
Počáteční přetvoření předpínací výztuže:		$\epsilon_{počáteční} =$	0,006	
Rozdíl přetvoření:		$\epsilon_{MSÚ} =$	0,014	
Výztuž je na mezi kluzu, z prac. diagramu odečteme napětí:		$f_{MSÚ} =$	1520,294	
Výpočet síly v přepínací výztuži po přitížení na mez únosnosti:		$F_{MSÚ} =$	60,20363	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):		$1/3 \times F_{MSÚ} =$	20,068	MN
Síla pro druhou část pracovního diagramu (*ditto*):		$2/3 \times F_{MSÚ} =$	40,136	MN
Výpočet výšky pro druhou část (obdélníková):		$h_{obdélník} =$	0,116336	m
Jelikož obě větve prac. Diagramu mají stejný přírůstek přetvoření, hodnotu $h_{obdélník}$ pouze vynásobíme dvěma				
Poloha neutrální osy vzhledem k tlačenému betonu:		$z =$	0,232671	m
Kontrola:		<i>Síly působící na průřez musí být v rovnováze</i>		
Síly od betonu:				
Pro první část:	$b * h_{obdélník} / 2 * f_{cd} =$	$F_{c1} =$	20,068	MN
Pro druhou část:	$b * h_{obdélník} * f_{cd} =$	$F_{c2} =$	40,136	MN
Celkem síly od betonu:		$F_c =$	<b>60,204</b>	MN
Celkové síly od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	<b>60,204</b>	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 $F_{c1} =$	$h_{obdélník} * 2/3 =$	$r_{c1} =$	0,077557	m
Rameno pro sílu $F_{c2} =$	$h_{obdélník} / 2 + h_{obélník} =$	$r_{c2} =$	0,174503	m
$M_{RD, betonu}:$	$F_{c1} * r_{c1} + F_{c2} * r_{c2} =$	$M_{RD, betonu}:$	8,560226	MNm
Rameno pro přepínací výztuž		$r_{předpětí} =$	1,132329	m
Síla od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	60,20363	MN
$M_{RD, předpětí}:$	$F_{MSÚ} * r_{předpětí} =$	$M_{RD, předpětí}:$	68,17032	MNm
Celkový moment únosnosti posuzovaného průřezu:		$M_{RD} =$	<b>76,73054</b>	MNm

Tab. 56 – Posouzení průřezu v krajním poli

## 10.2.2. Průřez nad podporou

Vstupní údaje							
Poloha posuzované výztuže		1. Vrstva		2. Vrstva		3. Vrstva	
Počet lan v kabelu =		22		15			
Počet kabelů =		20		0			
Plocha jednoho lana =		150	mm <sup>2</sup>	150	mm <sup>2</sup>	150	mm <sup>2</sup>
Celková plocha =		0,066	m <sup>2</sup>	0	m <sup>2</sup>	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:			$f_{MSÚ} =$	1509,685			
Výpočet síly v přepínací výztuži po přitížení na mez únosnosti:			$F_{MSÚ} =$	99,63919	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):			$1/3 \times F_{MSÚ} =$	33,213	MN		
Síla pro druhou část pracovního diagramu (*ditto*):			$2/3 \times F_{MSÚ} =$	66,426	MN		
Výpočet výšky pro druhou část (obdélníková):			$h_{obdélník} =$	1,054383	m		
Jelikož obě větve prac. Diagramu mají stejný přírůstek přetvoření, hodnotu $h_{obdélník}$ pouze vynásobíme dvěma							
Poloha neutrální osy vzhledem k tlačnému betonu:			$z =$	2,108766	m		
Kontrola:	<i>Síly působící na průřez musí být v rovnováze</i>						
Síly od betonu:							
Pro první část:	$b * h_{obdélník} / 2 * f_{cd} =$		$F_{c1} =$	33,21306	MN		
Pro druhou část:	$b * h_{obdélník} * f_{cd} =$		$F_{c2} =$	66,42613	MN		
Celkem síly od betonu:			$F_c =$	99,63919	MN		
Celkové síly od předpínací výztuže:			$F_{MSÚ} =$	99,63919	MN		
Rozdíl:	$F_c - F_{MSÚ} =$		$F_c - F_{MSÚ} =$	0	MN		
Průřez je v rovnováze			<i>Celkový moment únosnosti je součtem příspěvku k tomuto momentu od obou materiálů</i>				
Zjišťování momentu únosnosti							
Výška průřezu:				3			
Rameno pro sílu $F_{c1}$ =	$h_{obdélník} * 2/3 =$		$r_{c1} =$	0,702922	m		
Rameno pro sílu $F_{c2}$ =	$h_{obdélník} / 2 + h_{obdélník} =$		$r_{c2} =$	1,581574	m		
$M_{RD, betonu}:$	$F_{c1} * r_{c1} + F_{c2} * r_{c2} =$		$M_{RD, betonu}:$	128,4041	MNm		
Rameno pro přepínací výztuž			$r_{předpětí} =$	0,756234	m		
Síla od předpínací výztuže:			$F_{MSÚ} =$	99,63919	MN		

$M_{RDpředpětí}$ :	$F_{MSÚ} * r_{předpětí} =$	$M_{RDpředpětí}$ :	75,35055	MNm
Celkový moment únosnosti posuzovaného průřezu:		$M_{RD} =$	<b>203,7546</b>	MNm

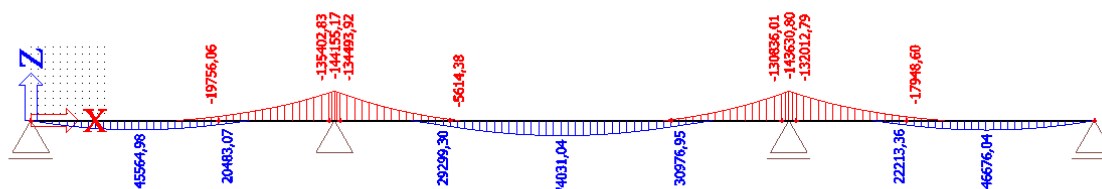
Tab. 57 – Posouzení průřezu nad podporou

### 10.2.3. Průřez ve středu rozpětí

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:		$F_{MSÚ} =$	65,28675	MN
Zjištění polohy neutrální osy				
Předpoklad je bi-lineární pracovní diagram betonu.				
Síla od předpínací výztuže je rozdělena na tři díly:				
Síla pro první část pracovního diagramu (plocha pod křivkou):		$1/3 * F_{MSÚ} =$	21,762	MN
Síla pro druhou část pracovního diagramu (*ditto*):		$2/3 * F_{MSÚ} =$	43,525	MN
Výpočet výšky pro druhou část (obdélníková):		$h_{obdélník} =$	0,126158	m
Jelikož obě větve prac. Diagramu mají stejný přírůstek přetvoření, hodnotu $h_{obdélník}$ pouze vynásobíme dvěma				
Poloha neutrální osy vzhledem k tlacenému betonu:		$z =$	0,252316	m
Kontrola:				
Síly od betonu:		<i>Síly působící na průřez musí být v rovnováze</i>		
Pro první část:		$b * h_{obdélník} / 2 * f_{cd} =$	$F_{c1} =$	21,762 MN
Pro druhou část:		$b * h_{obdélník} * f_{cd} =$	$F_{c2} =$	43,525 MN
Celkem síly od betonu:		$F_c =$	<b>65,287</b>	MN
Celkové síly od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	<b>65,287</b>	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 $F_{c1} =$		$h_{obdélník} * 2/3 =$	$r_{c1} =$	0,084105 m
Rameno pro sílu $F_{c2} =$		$h_{obdélník} / 2 + h_{obdélník} =$	$r_{c2} =$	0,189237 m
$M_{RD, betonu}$ :		$F_{c1} * r_{c1} + F_{c2} * r_{c2} =$	$M_{RD, betonu}$ :	10,06677 MNm
Rameno pro přepínací výztuž		$r_{předpětí} =$	1,112684	m
Síla od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	65,28675	MN
$M_{RDpředpětí}$ :		$F_{MSÚ} * r_{předpětí} =$	$M_{RDpředpětí}$ :	72,64353 MNm
Celkový moment únosnosti posuzovaného průřezu:		$M_{RD} =$	82,71029	MNm

Tab. 58 – Posouzení průřezu ve středu rozpětí

## 10.2.4. Posouzení na konci životnosti



Obr. 69 – Posouzení MSÚ na konci životnosti

$$M_{ED,v \text{ poli}} = 45,556 \text{ MNm}$$

$$M_{ED, \text{ nad podporou}} = -144,155 \text{ MNm}$$

$$M_{ED, \text{ střed rozpětí}} = 74,031 \text{ MNm}$$

$$\Delta M_p = 8,021 \text{ MNm}$$

$$M_{Rd,v \text{ poli}} = 76,73 \text{ MNm} > 45,556 + 8,021 = 53,577 \quad \text{Vyhovuje}$$

$$M_{Rd, \text{ nad podporou}} = -203,755 \text{ MNm} > -144,150 \quad \text{Vyhovuje}$$

$$M_{Rd, \text{ střed rozpětí}} = 82,711 \text{ MNm} > 74,034 + 8,021 = 82,055 \quad \text{Vyhovuje}$$

Ani v tomto případě nebylo počítáno s betonářskou výztuží, proto celková únosnost bude ve skutečnosti vyšší.

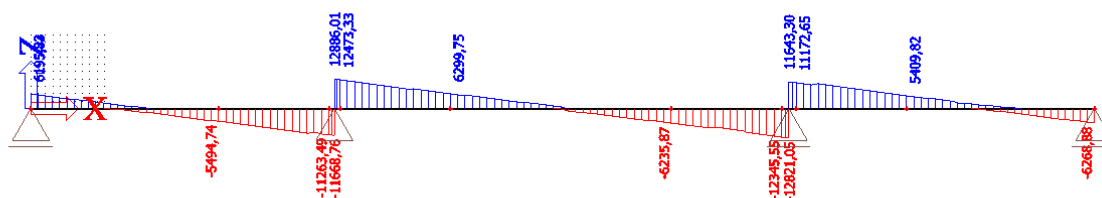
**Konstrukce vyhovuje na tento MSÚ v čase na konci životnosti.**

## 10.3. Posouzení průřezu na smyk

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



Posouzení na extrémní smykové namáhání:



Obr. 70 - Posouzení na extrémní smykové namáhání

$$V_{ED, \text{nad podporou}} = 12,886 \text{ MN}$$

$$V_{\text{pole}} = 6,25 \text{ MN}$$

Nad podporou:

Nad podporou							
POSOUZENÍ PRŮŘEZU - MSÚ							
SMYKOVÁ ÚNOSNOST - POSOUZENÍ DLE ČSN EN 1992-1-1							
Geometrie průřezu:							
Výška:	h =					3	m
Minimální šířka:	b <sub>w</sub> =	0,9	m	x 2		1,8	m
Pozn.: Posuzovaná konstrukce je dvoutřím, proto je potřeba b <sub>w</sub> vynásobit dvěma							
Ohybová výztuž:				Smyková 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 =	0,15	
Statická výška:	d =	2,915	m	Plocha:	A <sub>sw1</sub> =	0,000201	
Rameno vnitřních sil	z =	2,6235			A <sub>ssw, trám</sub> =	0,000804	
					A <sub>průřez</sub> =	0,001608	
Vlastnosti betonu							
Char. pevnost	f <sub>ck</sub> =	50	MPa				
Součinitel mat.	γ <sub>c</sub> =	1,5					
Redukční souč. v tlaku	α <sub>cc</sub> =	0,9					

Návrhová pevnost	$f_{cd} =$	30	MPa				
Součinitel smyk. Pev.	$v_1 =$	0,48					
Stanovení smykové únosnosti prvku							
Únosnost tlačené diagonály:	$V_{Rd,max} = a_{cw} * b_w * z * v_1 * f_{cd} * (2 * \cotg\theta) / (1 + \cotg^2 2\theta)$						
$V_{Rd,max} =$		69,10683	MN				
$a_{cw} =$		0,5					
Únosnost smykové výztuže	$V_{Rd,s} = A_{sw}/s * z * f_{ywd} * \cotg\theta$						
$V_{Rd,s} =$		15289,34	kN				
$A_{sw} =$	0,001608	m <sup>2</sup>					
$f_{ywd} =$	435	MPa					
Návrhová hodnota posouvající síly $V_{ed}$		12886		<	15289,34		
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>							

Tab. 59 – Posouzení smykové únosnosti nad podporou

V poli:

<b>POSOUZENÍ PRŮŘEZU - MSÚ</b>							
<b>SMYKOVÁ ÚNOSNOST - POSOUZENÍ DLE ČSN EN 1992-1-1</b>							
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 <math>b_w</math> 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:	$s =$	0,2	
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 smykové únosnosti prvku							
Únosnost tlačené diagonály:	$V_{Rd,max} = a_{cw} * b_w * z * v_1 * f_{cd} * (2 * \cotg\theta) / (1 + \cotg^2 2\theta)$						

$V_{Rd,max} =$			59,27159	MN			
$a_{cw} =$			0,5				
Únosnost smykové výztuže			$V_{Rd,s} = A_{sw}/s * z * f_{ywd} * \cot\theta$				
$V_{Rd,s} =$			7533,212	kN			
$A_{sw} =$	0,001608	m <sup>2</sup>					
$f_{ywd} =$	435	MPa					
Návrhová hodnota posouvající síly $V_{ed}$				6250	<	7533,212	
Stanovení smykové 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.							

Tab. 60 – Posouzení smykové únosnosti v poli

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

## Konstrukce vyhovuje z tohoto MSÚ.

### 10.4. Posouzení z hlediska křehkého lomu

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

Postu je následující:

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

#### 10.4.1 Průřez nad podporou

Vstupní údaje							
Poloha posuzované výztuže		1. Vrstva		2. Vrstva		3. Vrstva	
Počet lan v kabelu =		22		15			
Počet kabelů =		16,85		0			
Plocha jednoho lana =		150 mm <sup>2</sup>		150 mm <sup>2</sup>		150 mm <sup>2</sup>	
Celková plocha =		0,055605 m <sup>2</sup>		0 m <sup>2</sup>		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:				$f_{MSÚ} =$	1509,685		

Výpočet síly v přepínací výztuži po přetížení na mez únosnosti:	$F_{MSÚ} =$	83,94602	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):	$1/3 \times F_{MSÚ} =$	27,982	MN	
Síla pro druhou část pracovního diagramu (*ditto*):	$2/3 \times F_{MSÚ} =$	55,964	MN	
Výpočet výšky pro druhou část (obdélníková):	$h_{obdélník} =$	0,888318	m	
Jelikož obě větve prac. Diagramu mají stejný přírůstek přetvoření, hodnotu $h_{obdélník}$ pouze vynásobíme dvěma				
Poloha neutrální osy vzhledem k tlačenému betonu:	$z =$	1,776635	m	
Kontrola:	<i>Síly působící na průřez musí být v rovnováze</i>			
Síly od betonu:				
Pro první část:	$b * h_{obdélník} / 2 * f_{cd} =$	$F_{c1} =$	27,98201	MN
Pro druhou část:	$b * h_{obdélník} * f_{cd} =$	$F_{c2} =$	55,96401	MN
Celkem síly od betonu:		$F_c =$	<b>83,94602</b>	MN
Celkové síly od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	<b>83,94602</b>	MN
Rozdíl:	$F_c - F_{MSÚ} =$	$F_c - F_{MSÚ} =$	0	MN
Průřez je v rovnováze	<i>Celkový moment únosnosti je součtem příspěvku k tomuto momentu od obou materiálů</i>			
Zjišťování momentu únosnosti				
Výška průřezu:			3	
Rameno pro sílu $F_{c1}$ =	$h_{obdélník} * 2/3 =$	$r_{c1} =$	0,592212	m
Ramenopro sílu $F_{c2}$ =	$h_{obdélník} / 2 + h_{obélník} =$	$r_{c2} =$	1,332476	m
$M_{RD, betonu}:$	$F_{c1} * r_{c1} + F_{c2} * r_{c2} =$	$M_{RD, betonu}:$	91,142	MNm
Rameno pro přepínací výztuž		$r_{předpětí} =$	1,088365	m
Síla od předpínací výztuže:		$F_{MSÚ} =$	83,94602	MN
$M_{RDpředpětí}:$	$F_{MSÚ} * r_{předpětí} =$	$M_{RDpředpětí}:$	91,36388	MNm
Celkový moment únosnosti posuzovaného průřezu:		$M_{RD} =$	<b>182,5059</b>	MNm

Tab. 61 – Posouzení z hlediska křehkého lomu

Průřez ve středu rozpětí vyhoví z hlediska křehkého lomu.

#### 10.4.2. Posouzení ve středním poli

Pro průřez ve středním poli to bude složitější. Nevede s maximální excentricitou, proto velkou roli hraje normálová síla a průřez bude na tento typ porušení citlivý.

Vstupní údaje			
Poloha posuzované výztuže	1. Vrstva	2. Vrstva	3. Vrstva
Počet lan v kabelu =	22	15	
Počet kabelů =	5,5	0	
Plocha jednoho lana =	150 mm <sup>2</sup>	150 mm <sup>2</sup>	150 mm <sup>2</sup>
Celková plocha =	0,01815 m <sup>2</sup>	0 m <sup>2</sup>	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:	$f_{MSÚ} =$	1518,589
Výpočet síly v přepínací výztuži po přitížení na mez únosnosti:	$F_{MSÚ} =$	27,56239 MN
<b>Zjištění polohy neutrální osy</b>		
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):	$1/3 \times F_{MSÚ} =$	9,187 MN
Síla pro druhou část pracovního diagramu (*ditto*):	$2/3 \times F_{MSÚ} =$	18,375 MN
Výpočet výšky pro druhou část (obdélníková):	$h_{obdélník} =$	0,053261 m
Jelikož obě větve prac. Diagramu mají stejný přírůstek přetvoření, hodnotu $h_{obdélník}$ pouze vynásobíme dvěma		
Poloha neutrální osy vzhledem k tlacenému betonu:	$z =$	0,106521 m
Kontrola: <i>Síly působící na průřez musí být v rovnováze</i>		
Síly od betonu:		
Pro první část:	$b * h_{obdélník} / 2 * f_{cd} =$	$F_{c1} = 9,187$ MN
Pro druhou část:	$b * h_{obdélník} * f_{cd} =$	$F_{c2} = 18,375$ MN
Celkem síly od betonu:	$F_c =$	<b>27,562</b> MN
Celkové síly od předpínací výztuže:	$F_{MSÚ} =$	<b>27,562</b> 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 $F_{c1} = h_{obdélník} * 2/3 =$	$r_{c1} =$	0,035507 m
Ramenopro sílu $F_{c2} = h_{obdélník} / 2 + h_{obdélník} =$	$r_{c2} =$	0,079891 m
$M_{RD, betonu} : F_{c1} * r_{c1} + F_{c2} * r_{c2} =$	$M_{RD, betonu} :$	1,794211 MNm
Rameno pro přepínací výztuž	$r_{předpětí} =$	1,358479 m
Síla od předpínací výztuže:	$F_{MSÚ} =$	27,56239 MN
$M_{RDpředpětí} : F_{MSÚ} * r_{předpětí} =$	$M_{RDpředpětí} :$	37,44292 MNm
Celkový moment únosnosti posuzovaného průřezu:	$M_{RD} =$	39,23713 MNm

Tab. 62 – Posouzení z hlediska křehkého lomu

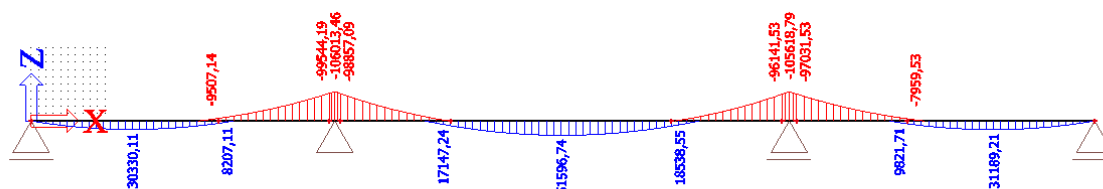
Zde je vidět, že se průřez bez dodatečné betonářské výztuže neobejde. Proto bude průřez doplněn o betonářskou výztuž 2 řady po 10 prutech průměru 25 mm. (pro každý trám)

Přídavná betonářská výztuž		
Velikost nepokrytého momentu:	$M_{roz} =$	31,4440 MNm
Plocha betonářské výztuže:	$A_b =$	0,0196 m <sup>2</sup>
Napětí v betonářské výztuži:	$\sigma =$	435,0000 Mpa
Velikost síly od předpínací výztuže:	$F_p =$	27,5624 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 <sup>2</sup>

Síla pro první část pracovního diagramu (plocha pod křivkou):	$1/3 \times F_{MSÚ} =$	12,03309 MN
Síla pro druhou část pracovního diagramu (*ditto*):	$2/3 \times F_{MSÚ} =$	24,06618 MN
Rameno pro sílu $F_{c1} =$	$h_{obdélník} * 2/3 =$	$r_{c1} =$ 0,046458 m
Rameno pro sílu $F_{c2} =$	$h_{obdélník}/2 +$	$r_{c2} =$ 0,104636 m
$M_{RD, betonu}:$	$F_{c1} * r_{c1} +$	$M_{RD, betonu}:$ 3,077213 MNm
Rameno pro přepínací výztuž	$F_{c2} * r_{c2} =$	$r_{předpětí} =$ 1,425486 m
Síla od přepínací výztuže:	$F_{MSÚ} * r_{předpětí}$	$F_{MSÚ} =$ 27,5624 MN
$M_{RDpředpětí}:$	$=$	$M_{RDpředpětí}:$ 39,2898 MNm
$M_{bet. Výztuž}:$	$=$	$r_{vyztuž} =$ 1,785486 m
	$M_{vyztuž} =$	15,24247 MNm
Celkový ohybový moment únosnosti s bet. Výztuží:	$M_{rd} =$	57,60948 MNm

Je uvažováno, že průřez krajním pole vyhoví, pokud vyhoví průřez ve středním poli. Podobně je uvažováno i v případě druhé vnitřní podpory.

Momenty pro častou kombinaci na konci životnosti:



Obr. 71 - Momenty pro častou kombinaci na konci životnosti

$$M_{nad\ podporou} = -106,013 \text{ MNm}$$

$$M_{ve\ středě\ rozpětí} = 51,596 \text{ MNm}$$

$$M_{Rd, lom, NP} = -182,506 \text{ MNm} > -106,013 \quad \text{Vyhovuje}$$

$$M_{Rd, lom, SR} = 57,610 \text{ MNm} > 51,596 \quad \text{Vyhovuje}$$

**Konstrukce vyhovuje na posouzení z hlediska křehkého lomu.**

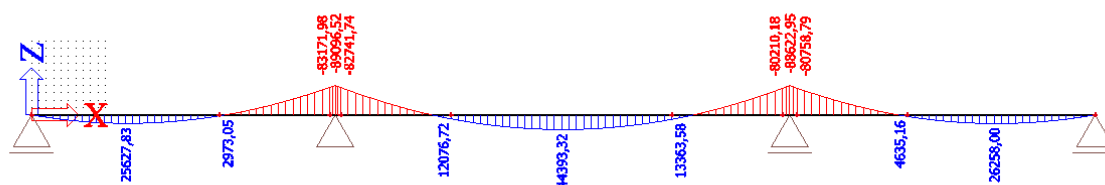
## 10.5. Posouzení na únavu

Konstrukce se musí posoudit na účinky únavy, vzhledem k tomu, že dopravní zatížení je zatížení krátkodobé a opakuje se v cyklech.

Posoudit by se měl beton a výztuž. U výztuže nemusí být provedeno posouzení, pokud bylo dokázáno, že v průřezu pro častou kombinaci se nevyskytne tah. Tento fakt byl dokázán již v rámci MSP. Proto bude konstrukce posouzena pouze na tlakovou únavu betonu.

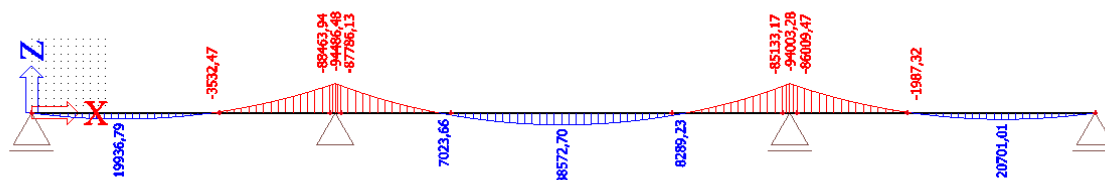
Pro tyto potřeby bylo vytvořeno pohyblivé zatížení modelu FLM 3. Následují vnitřní síly potřebné pro stanovení posouzení únavy.

Pouze zatížení dlouhodobá



Obr. 72 – Posouzení na únavu zatížení dlouhodobá

Maximální účinky FLM3 – Kombinace s FLM3



Obr. 73 – Maximální účinky FLM3

10.5.1. Posouzení betonu:

POSOUZENÍ PRŮŘEZU - MSÚ				
POSOUZENÍ NA ÚNAVU				
Moment	častá kombinace konec životnosti (G+ P)		=	-90,124
	častá kombinace konec životnosti (G +P)		=	44,393
Moment	častá kombinace konec životnosti (G +P +Qfat)		=	-94,486
	častá kombinace konec životnosti (G +P +Qfat)		=	38,52
Napětí	častá kombinace konec životnosti (G +P)		=	viz. Níže
	častá kombinace konec životnosti (G +P)		=	
Napětí	častá kombinace konec životnosti (G +P +Qfat)		=	
	častá kombinace konec životnosti (G +P +Qfat)		=	
Pro průřez v poli				
Pro beton $f_{ck} < 50\text{MPa}$ , je limitní podmínka 0,9				
Tabulka napětí				
Vlákna	Místo příčného řezu			
	Nad podporou		Ve středu rozpětí	
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						
$\sigma_{c,max}/f_{cd,fat} - 0,45\sigma_{c,min}/f_{cd,fat} < 0,5$			0,220236	<		0,5
$\sigma_{c,max} =$	7,406				<b>Beton v poli vyhovuje</b>	
$\sigma_{c,min} =$	4,278					
Pro průřez nad podporou						
<i>Pro beton <math>f_{ck} &lt; 50MPa</math>, 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	Místo příčného řezu					
	Nad podporou		St			
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						
$\sigma_{c,max}/f_{cd,fat} - 0,45\sigma_{c,min}/f_{cd,fat} < 0,5$			0,104959	<		0,5
$\sigma_{c,max} =$	3,877				<b>Beton nad podporou</b>	
$\sigma_{c,min} =$	2,811					

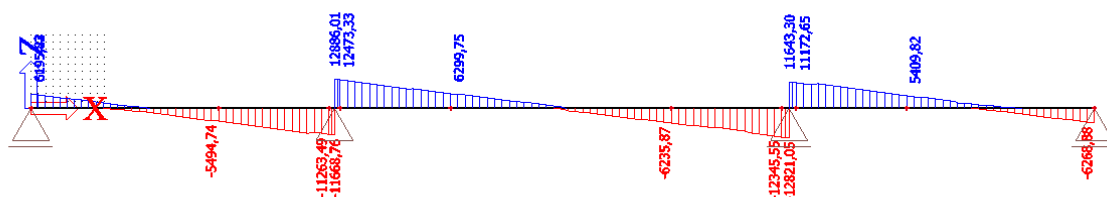
Tab. 63 – Posouzení únavy betonu

10.5.2. Posouzení výztuže:

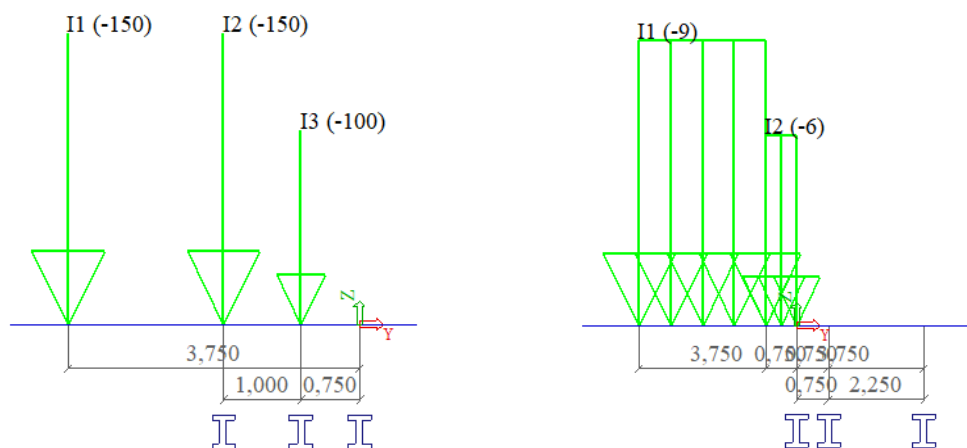
## 10.6. Posouzení kroucení a interakce se smykovou silou:

Pro potřeby tohoto posouzení bylo na deskostěnový model aplikováno kromě zatížení teplotou, ostatního stálého naneseno zatížení modelem LM1 u uvážení maximálního kroucího momentu jednoho z trámů. Bude posouzena interakce posouvající síly a kroucího momentu.

Maximální posouvající síla na konstrukci



Nastavení pohyblivého zatížení od LM1 – TS pohyblivé zatížení



Návrhový kroucí moment  $T_{\max} = 1224,2$  od dopravy. Ostatní zatížení nevyvolují kroucí namáhání (vl. tíha, ostatní stálé, teplota ...)

Pro posouzení je uvažována maximální posouvající síla a maximální kroucí moment. Ve skutečnosti nikdy spolu nebude působit maximální posouvající síla a maximální kroucí moment.

Posouzení průřezu na kroucení	
Únosnost tlačené diagonály: $T_{Rd,max} = (2 * \alpha_{cw} * v_1 * f_{cd} * A_k * t_e) * (\sin\theta + \cos\theta)$	
$\alpha_{cw} =$	1,123
$\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c$	4,80908
$f_{cd} =$	30
$v_1 = 0,6 * (1 - f_{ck}/250)$	0,48
$N_{ed} =$	50
$A_k =$	2,032 m <sup>2</sup>
$t_e =$	0,4233 m
Únosnost tlačené diagonály: $T_{Rd,max} = (2 * \alpha_{cw} * v_1 * f_{cd} * A_k * t_e) * (\sin\theta + \cos\theta) =$	10764,5 kN
Návrhový kroutící moment $T_{ed}$	
$=$	1224,2 kN
Posouzení únosnosti tlačené diagonály: $T_{ed}/T_{Rd,max} < 1$	<b>0,113726</b>
Posouzení interakce smyku a kroucení pro tlačnou diagonálu: $V_{ed}/V_{Rd,max} + T_{ed}/T_{Rd} < 1$	
Pro smyk $V_{ed}/V_{Rd,max} =$	0,310775
Interakce	<b>0,424501</b>
Převedení kroucení na posouvající sílu	
$V_{ed,Tmax} = T_{ed,max}/(2 * A_k) * l_i$	301,2303 kN
$V_{ed,max} = V_{ed} + V_{ed,Tmax}$	<b>13187,23 kN</b>

Únosnost tlakové diagonály pro interakci maximální posouvající síly a maximálního kroucení s rezervou 58 %. Pro samotné účinky kroucení, konstrukce vyhoví. (Pro posouzení rozdrčení tlačené diagonály).

Samotné kroucení bude pro potřeby posouzení výztuže převedeno na posouvající sílu a přičteno k zatížení posouvající síly a bude ověřena smyková únosnost průřezu s tímto přírůstkem.

Konstrukce bude posouzena i na příčné účinky.

Posouzení příčného třmínku	
Návrhový kroutící moment $T_{ed} =$	1224,2 kN
Návrh podélného třmínku	Profil: $\phi =$ 0,025 m
Plocha třmínku:	0,000156 m <sup>2</sup>
Únosnost smykové výztuže	$V_{Rd,s} = A_{sw}/s * z * f_{ywd} * \cot\theta$ 2228,95 kN

Konstrukce vyhovuje na účinky kroucení.

Nad podporou	
<b>POSOUZENÍ PRŮŘEZU - MSÚ</b>	
<b>SMYKOVÁ ÚNOSNOST - POSOUZENÍ DLE ČSN EN 1992-1-1</b>	
Geometrie průřezu:	
Výška: $h =$	3 m
Minimální šířka: $b_w =$	0,9 m x 2 = 1,8 m

Pozn.: Posuzovaná konstrukce je dvoutrám, proto je potřeba  $b_w$  vynásobit dvěma

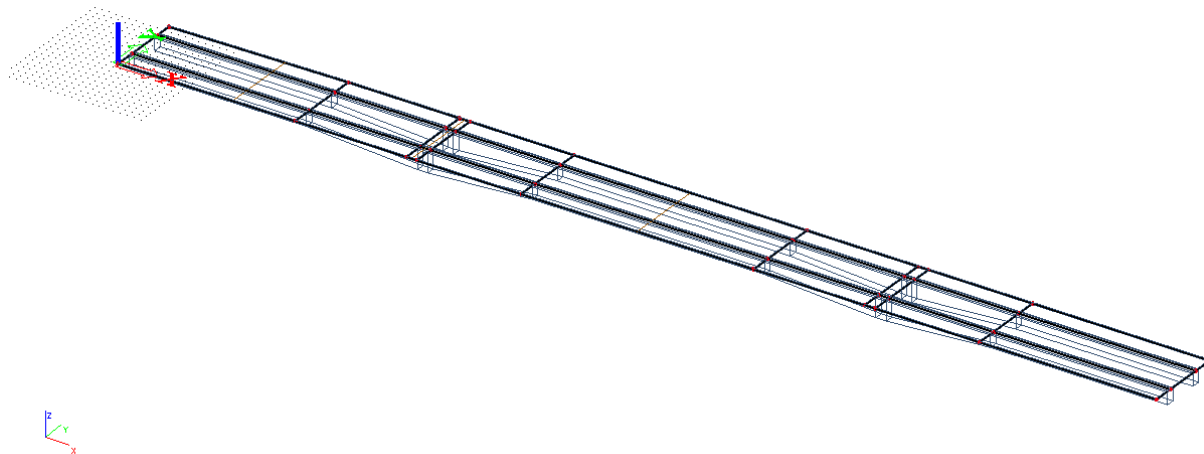
Ohybová výztuž:			Symková výztuž - třmeny		
Krytí:	$c =$	0,06 m	Profil:	$\phi =$	0,025 m
Průměr výztuže:	$\phi =$	25 mm	Střížnost:		4
Množství výztuže:	$n =$	6,666	Rozteč:	$s =$	0,1
Statická výška:	$d =$	2,915 m	Plocha:	$A_{sw1} =$	0,000156
Rameno vnitřních sil	$z =$	2,6235		$A_{sw, trám} =$	0,000625
				$A_{průřez} =$	0,00125
Vlastnosti betonu					
Char. pevnost	$f_{ck} =$	50 MPa			
Součinitel mat.	$\gamma_c =$	1,5			
Redukční souč. v tlaku	$\alpha_{cc} =$	0,9			
Návrhová pevnost	$f_{cd} =$	30 MPa			
Součinitel smyk. Pev.	$v_1 =$	0,48			
Stanovení smyskové únosnosti prvku					
Únosnost tlačené diagonály:					
			$V_{Rd,max} = a_{cw} * b_w * z * v_1 * f_{cd} * (2 * \cot\theta) / (1 + \cot^2\theta)$		
$V_{Rd,max} =$			41,4641		MN
$a_{cw} =$			0,6		
Únosnost smykové výztuže			$V_{Rd,s} = A_{sw}/s * z * f_{ywd} * \cot\theta$		
$V_{Rd,s} =$			17831,6		kN
$A_{sw} =$	0,00125	m <sup>2</sup>			
$f_{ywd} =$	435	MPa		12886	
Návrhová hodnota posouvající síly $V_{ed}$			<b>13187,23</b>	<	<b>17831,6</b>

**Navržená smyková výztuž vyhovuje na posouzení smyku, kroucení a jejich vzájemné interakce.**

### 10.7. Posouzení na ohyb v příčném směru

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

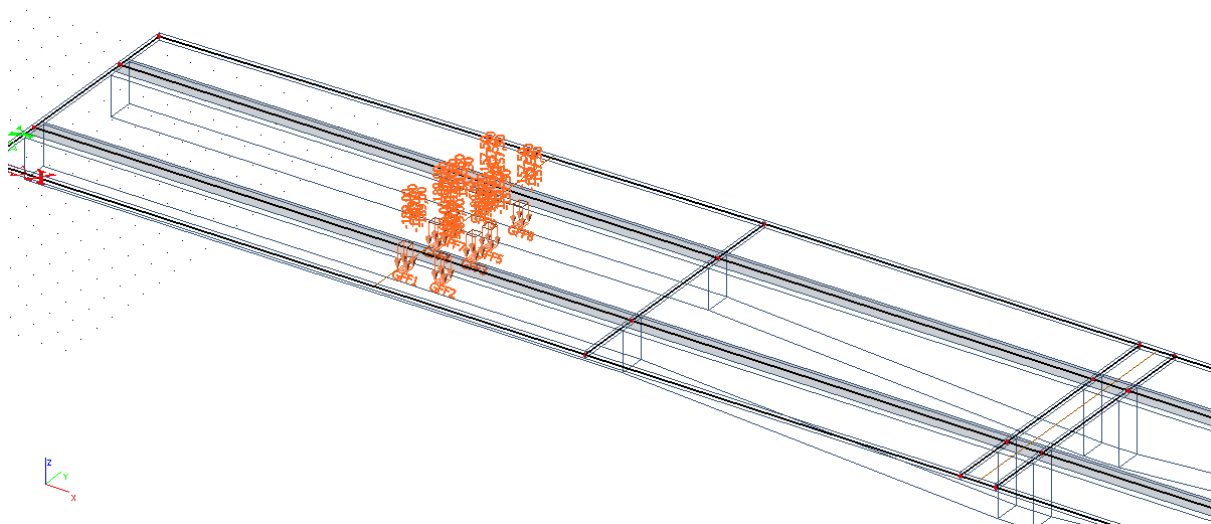
### 10.7.1. Deskostěnový model



*Obr. 74 – Deskostěnový model*

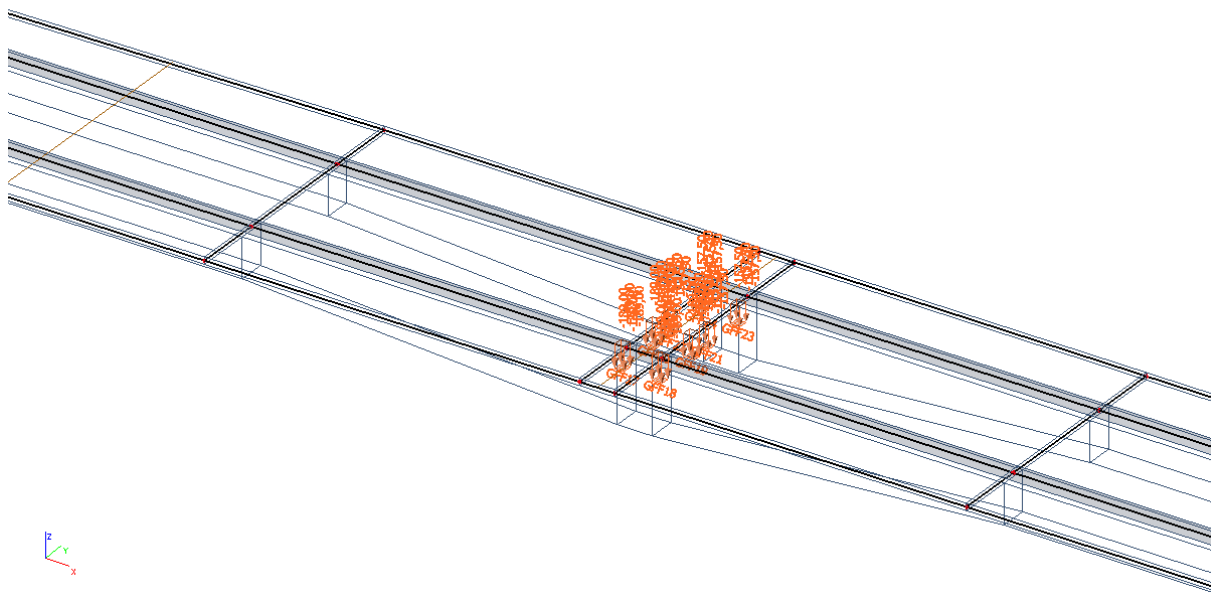
### 10.7.2. Umístění zatížení dopravou na konstrukci

#### 10.7.2.1. Pro průřez v krajním poli



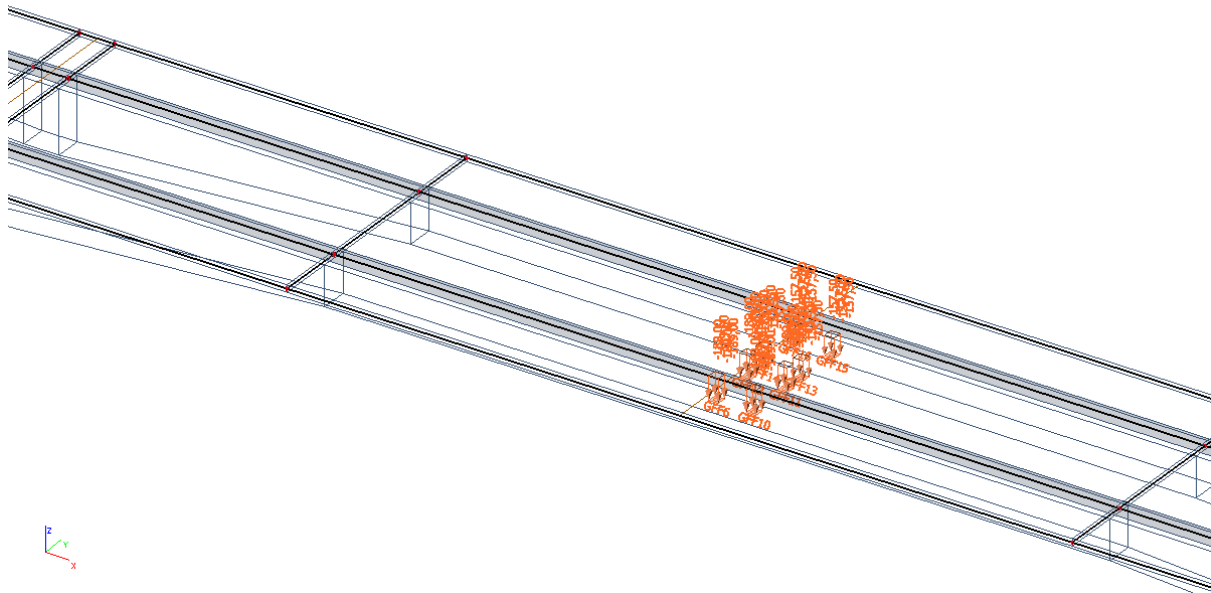
*Obr. 75 - Umístění zatížení dopravou na konstrukci pro průřez v krajním poli*

10.7.2.2. Pro průřez nad podporou



Obr. 76 - Umístění zatížení dopravou na konstrukci pro průřez nad podporou

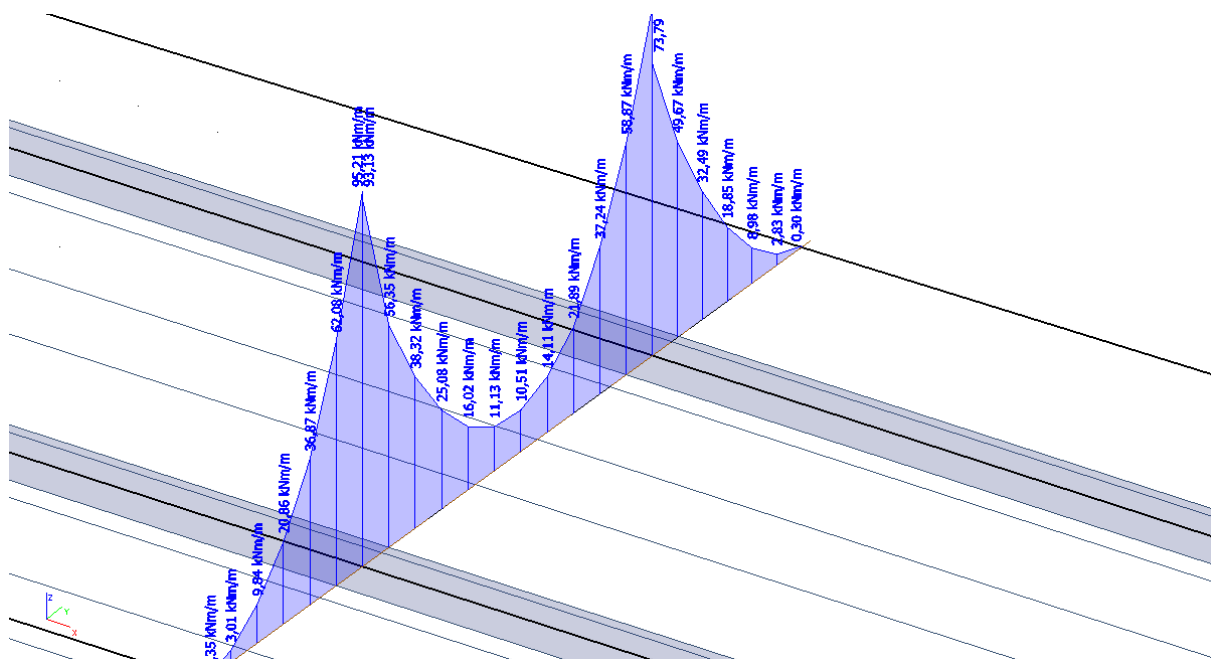
10.7.2.3. Pro průřez ve středu rozpětí



Obr. 77 - Umístění zatížení dopravou na konstrukci pro průřez ve středu rozpětí

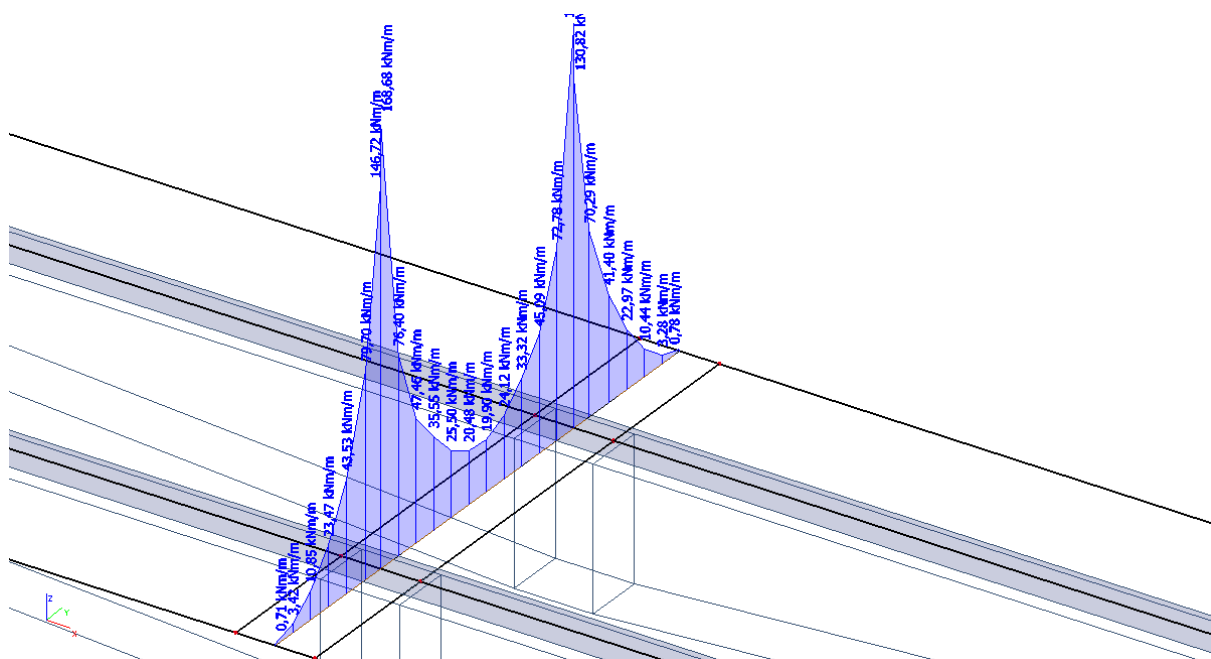
### 10.7.3. Návrhové momenty

#### 10.7.3.1. Pro krajní pole



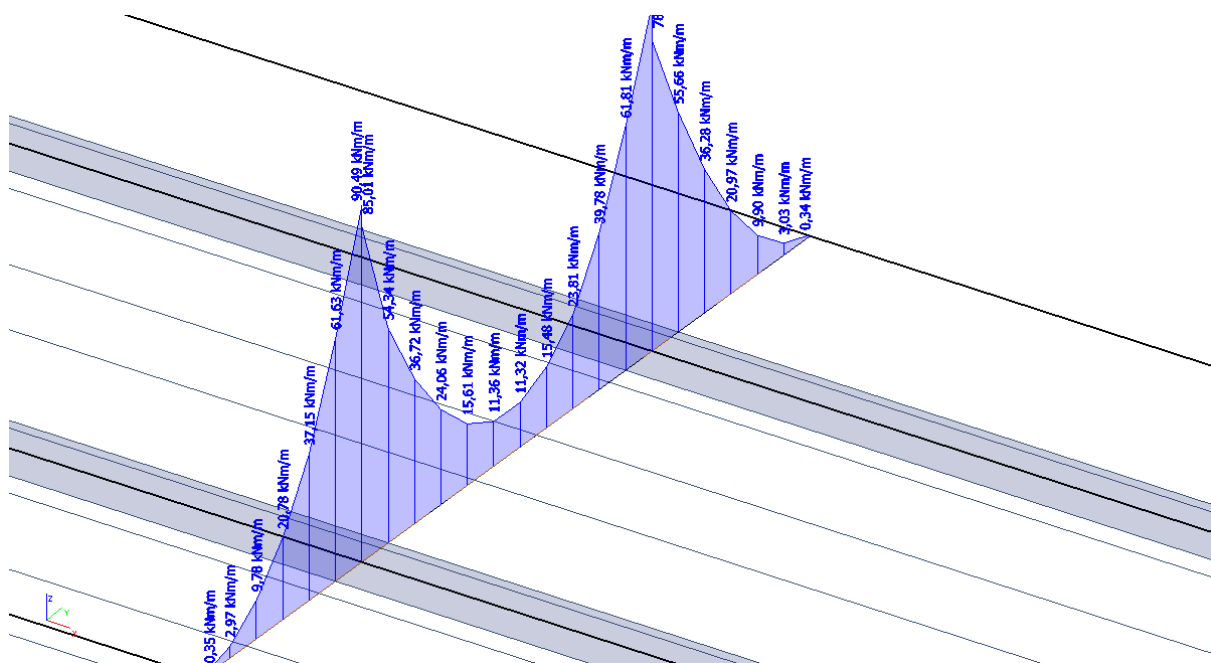
Obr. 78 – Návrhové momenty pro krajní pole

#### 10.7.3.2. Pro průřez nad podporou



Obr. 79 – Návrhové momenty pro průřez nad podporou

## 10.7.3.3. Pro střed rozpětí



Obr. 80 – Návrhové momenty pro střed rozpětí

## 10.7.4. 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 <sup>2</sup>
Rozteč prutů=	$n =$	150	
Počet prvků na 1 m:	$A_s =$	6,666667	
Plocha výztuže:	$A_s =$	0,00134	m <sup>2</sup>
Ocel B500B			
$f_{yk} =$	500	MPa	
$\gamma_y =$	1,15		
$f_{yd} =$	434,7826	MPa	
Beton C50/60			
$f_{ck} =$	50	MPa	
$\gamma_c =$	1,5		
$f_{cd} =$	33,33333	MPa	
$d =$	0,242	m	
$x =$	0,021843	m	



$\xi =$	0,090262			
$z =$	0,233263	m		
Mrd =	135,8738	kNm/m		
Med =	61,8	kNm/m	OK	<i>pole</i>
Med =	79,7	kNm/m	OK	<i>nad podporou</i>
Med =	62,08	kNm/m	OK	<i>ve středu rozpětí</i>

Tab. 64 – Posouzení návrhových sil

**Navržená výztuž  $\phi$  16 po 150 mm, vyhovuje ve všech průřezích pro zachycení příčných ohybů.**

## 11. Závěr – vyhodnocení

Navržená konstrukce byla posouzena v průběhu své životnosti, se zohledněním její výstavby a s uvažováním časově proměnných materiálových charakteristik. Konstrukce respektuje historii zatěžování. Pro posouzení konstrukce byly vytvořeny dva modely. Deskostěnový a prutový. Prutový pro globální posouzení konstrukce. Deskostěnový model byl vytvořen pro zjištění příčných namáhání a návrh výztuže.

Statickým výpočtem bylo dokázáno, že konstrukce vyhovuje dle norem ČSN EN. Konstrukce je součástí projektu estakády v Plzni. V rámci této práce budou vytvořeny ještě dva další statické výpočty v podobném duchu.

Konstrukce je navržena a posouzena dle platných norem a na zadané požadavky vyhovuje.

V Olomouci.

Dne: 18.5.2019

Podpis: