

**ČESKÉ VYSOKÉ
UČENÍ TECHNICKÉ
V PRAZE**

FAKULTA STAVEBNÍ



**NÁVRH ŠIKMÉHO
DÁLNIČNÍHO MOSTU
2020**

**ADAM
TRABALKA**

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Trabalka Jméno: Adam Osobní číslo: 468237
Zadávací katedra: K11133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí
Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Návrh šikmého dálničního mostu

Název bakalářské práce anglicky: Design of Skewed Highway Bridge

Pokyny pro vypracování:

Návrh šikmého dálničního mostu se zohledněním šikmosti a způsobu uložení. Volba vhodného statického schématu s ohledem na postup výstavby a chování konstrukce ve jednotlivých stavebních stavech. Rámcový návrh spodní stavby a založení mostu.

Seznam doporučené literatury:

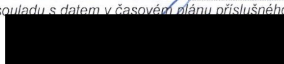
Jméno vedoucího bakalářské práce: Ing. Michal Drahorád, Ph.D.

Datum zadání bakalářské práce: 24. 2. 2020

Termín odevzdání bakalářské práce: 18. 5. 2020

Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku



Podpis vedoucího práce


Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v bakalářské práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.

24. 2. 2020
Datum převzetí zadání


Podpis studenta(ky)

Prohlášení o původnosti závěrečné práce

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci s názvem Návrh šikmého dálničního mostu vypracoval samostatně s použitím uvedené literatury a pramenů.

V Děčíně, dne 22. 5. 2020

Adam Trabalka

Poděkování

Chtěl bych mockrát poděkovat Ing. Michalu Drahorádovi za jeho vedení, ochotu, trpělivost a přístup při konzultaci a rady k této bakalářské práci, které mi velmi pomohly k jejímu dokončení.

Děkuji také své rodině a svým blízkým, kteří mě vždy podporují.

Abstrakt

Tato bakalářská práce se zaměřuje na návrh šikmého dálničního mostu. Most se nachází na Slovensku, jedná se o most na R2 nad III/050111 v km 19.555. Konstrukce má velkou šikmost (40 stupňů) a tři pole. Práce se v první části zabývá problematikou a chováním šikmých mostů. Za účelem podrobného studia chování šikmých mostů bylo vytvořeno mnoho alternativ s různými rozpětími a šikmostí. Pro podrobný návrh mostu byla vybrána jedna varianta, která byla řešena prostorovými modely a prutovým modelem s fázemi výstavby a časově závislou analýzou ve výpočetním programu SCIA Engineer.

Klíčová slova

Šikmý dálniční most, prefabrikovaný trémový most, fáze výstavby a provozu, časově závislá analýza, TDA, návrh šikmého mostu, návrh mostních ložisek, návrh mostních závěrů, návrh předpjatého nosníku, silniční most, spojitý most

Abstract

The bachelor thesis focuses on design of skewed highway bridge. The bridge is located in Slovakia, bridge is on highway R2 and spans over local road of 3rd category III/050111 in km 19.555. The construction is with large skew angle (40°) and with three spans. The thesis in the first part deals with problematics and behaviour of skewed bridges. Many alternatives with different spans and skew angles were created for detailed studying skewed construction behaviour. For the detailed design of the bridge was selected one variant, which was dealt with three - dimensional models and truss model with construction stages and time dependant analysis in SCIA Engineer.

Keywords

Skewed highway bridge, precast beam bridge, construction stages, time dependant analysis, TDA, design of skewed bridge, design of bridge bearings, design of bridge expansion joints, design of prestressed beam, road bridge, multi - span bridge

Obsah

1 Úvod	8
1.1 Podklad a popis stávající konstrukce	8
1.2 Šikmost	9
2 Studie	11
2.1 Popis konstrukce a SCIA modelu	11
2.2 Porovnání reakcí - vliv uspořádání mostu a postupu výstavby	12
2.3 Model pro podrobnější analýzu	13
2.4 Zatížení	18
2.5 Výkresy	21
2.6 Geometrie, výpočet průřezových charakteristik průřezu nosníku SMP-T	21
2.7 Materiály	23
2.8 Předběžný návrh předpětí	24
3 Detailní návrh a posouzení konstrukce	27
3.1 Popis konstrukce	27
3.2 Zatížení	29
3.3 Kombinace zatížení pro mezní stavy použitelnosti (MSP)	33
3.4 Kombinace zatížení pro mezní stavy únosnosti (MSÚ)	34
3.6 Spolupůsobící šířka desky	34
3.7 Krycí vrstva	36
3.8 Geometrie, výpočet průřezových charakteristik a zatížení nosníku SMP-T	37
3.9 Zatížení průřezu uprostřed rozpětí	39
3.10 Materiály	40
3.11 Předběžný návrh předpětí	42
4 Fáze výstavby a časově závislá analýza	44
4.1 Popis	44

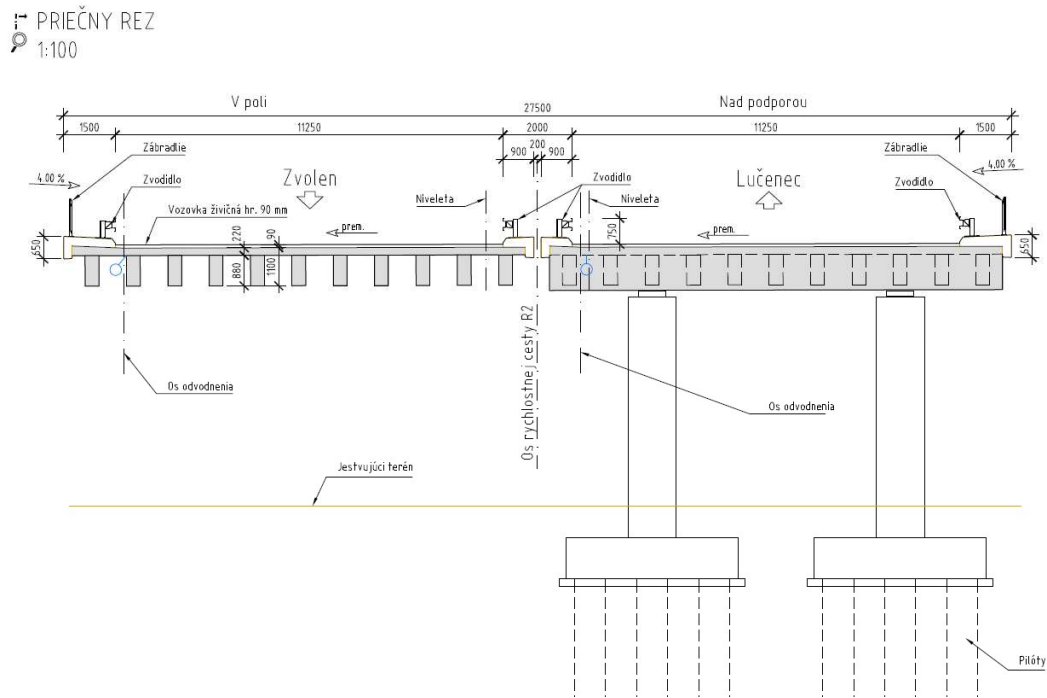
4.2 Zatěžovací stavy	45
4.3 Popis fází výstavby.....	46
4.4 Podrobný Návrh předpětí.....	52
5 Posouzení předpětí.....	55
5.1 MSP - mezní stav omezení napětí omezení napětí	55
6 Návrh a posouzení výztuže, mostních ložisek a závěrů.....	67
6.1 Nosník SMP-T	67
6.2 Mezilehlý příčník	71
6.3 Krajní příčník.....	76
6.4 Deska	81
6.5 Návrh ložisek a závěrů	88
7 Závěr	97
Literatura a podklady	98
Seznam obrázků	99
Seznam tabulek	102
Seznam příloh.....	102

1 Úvod

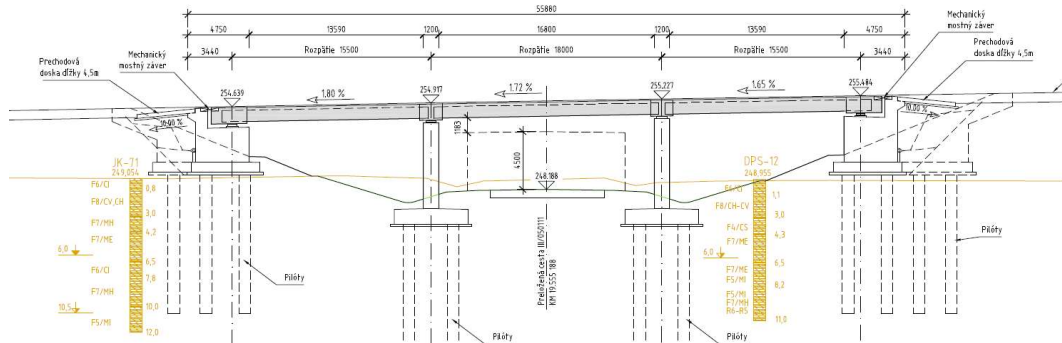
1.1 Podklad a popis stávající konstrukce

Podkladem bylo DÚR 222 rychlostní silnice R2 Křiváň - Lovinobaňa, Tomášovce, šikmý most nad III/050111 v KM 19.555 obsahující příčný řez v měřítku 1:100, podélný řez 1:200 a půdorys 1:250.

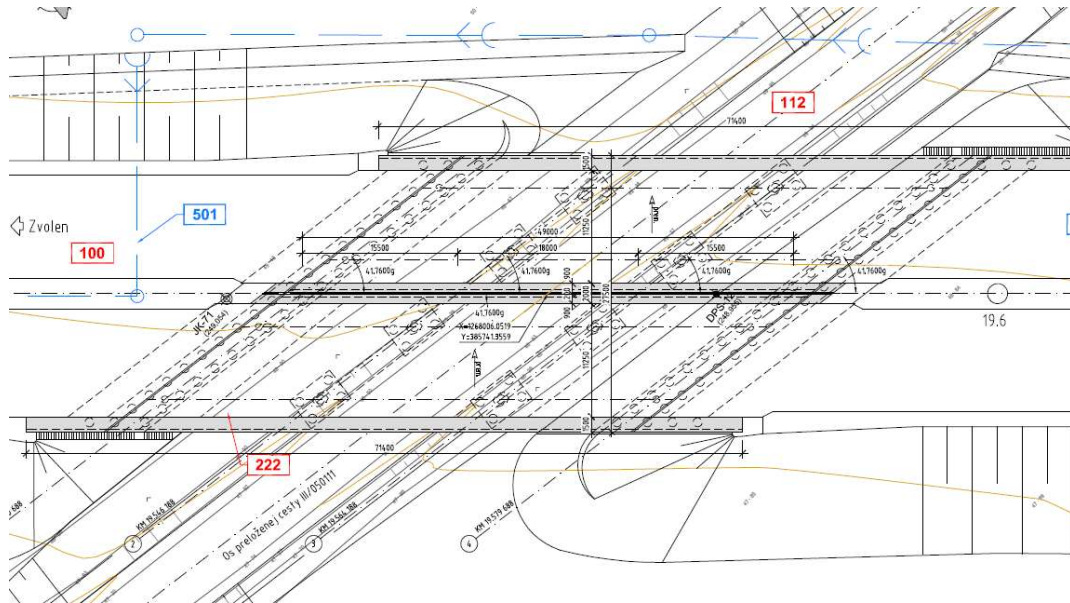
Jedná se o trémový most s rozpětím polí 15,5; 18 a 15,5m, šikmost 41,7g.



obr. 1.1 Příčný řez z DUR 222



obr. 1.2 Podélný řez z DUR 222

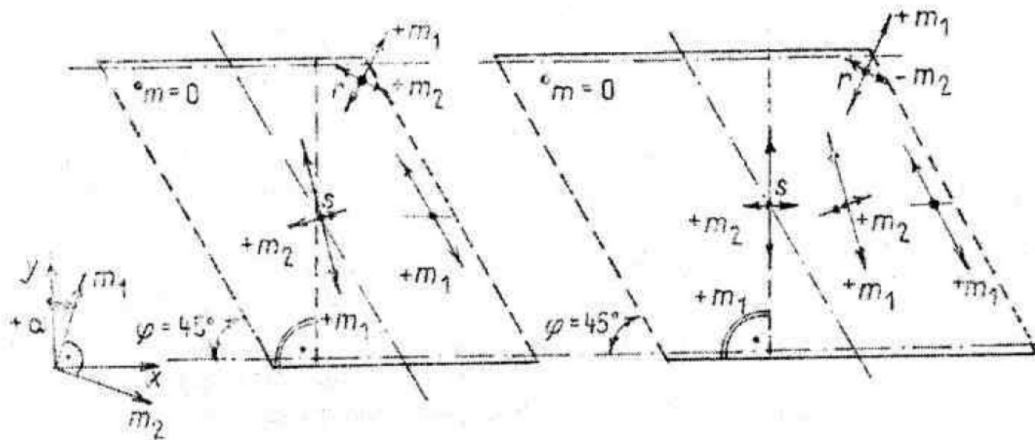


obr. 1.3 Půdorys (situace) z PDF DUR222

V první části řešíme a přibližujeme si problematiku šikmých mostů.

1.2 Šikmost

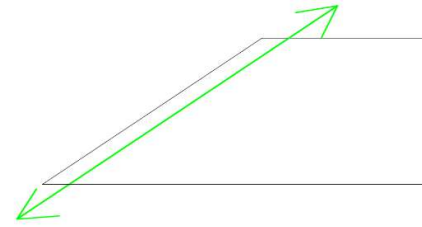
Šikmost konstrukce má mnoho dopadů. Má za následek nadlehčování ostrých rohů, kvůli kterému mohou při velkých šikmostech vzniknout kladné tahové reakce. Naopak dochází k přitěžování tupých rohů. Musí se zabránit nadzdvížení z ložisek - při odlehčení by docházelo k narázům do ložisek a mohly by být poškozeny. Platí rozdílné chování u úzkých s širokých mostů, v projektu jsem se zabýval širokými mosty.



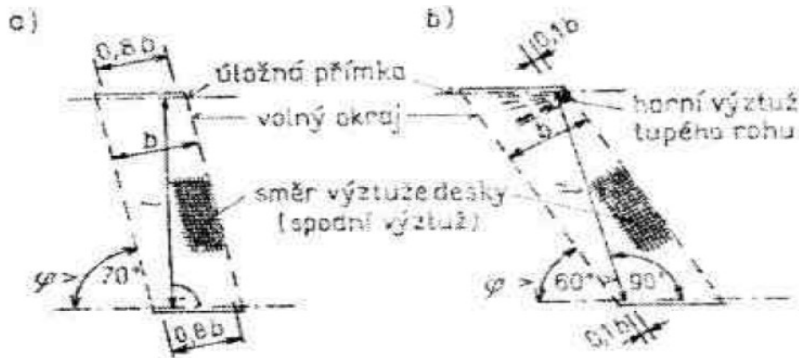
obr. 1.4 Směry hlavních momentů v úzké a široké šikmé desce

Dále je odlišné posuzování vodorovných posunů, na šikmých mostech na rozdíl od kolmých není jejich směr kolmý k ose mostu, ale je shodný s osou uložení.

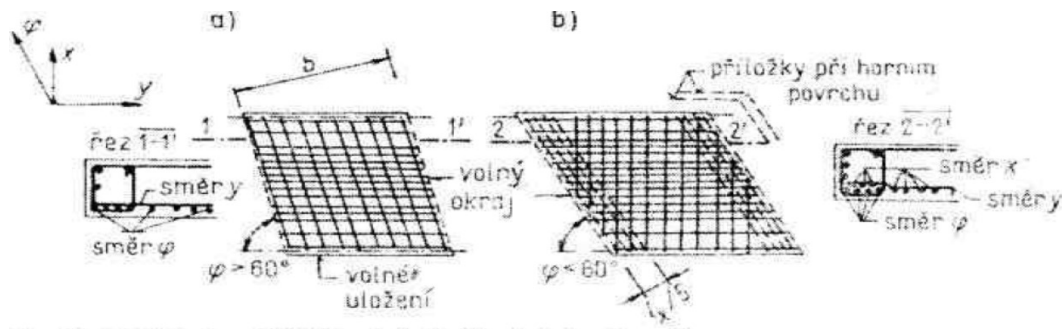
Problémem je rovněž vyztužování šikmých desek, z důvodů různých směrů hlavních napětí podle šířky mostu.



obr. 1.5 Vodorovný posun šikmého mostu



obr. 1.6 Betonářská výtuzь úzkých desek



obr. 1.7 Betonářská výtuzь širokých desek

Proměnlivost statického systému pro prefabrikáty (u monolitu hned tuhy celek), nejprve se jedná o prostě podepřené nosníky (trámy). Po jejich spojení v místě příčniců dojde k první změně statického systému, trámy se chovají dohromady jako spojitě nosníky a jako rošt při spolupůsobení s příčnicí. Po celkovém zmonolitnění pomocí monolitické spřažené železobetonové desky se jde o roštovou soustavu. Začne se projevovat deskové chování, nosníky nejsou v důsledku šikmosti a příčného roznosu stejně zatěžovány. Chceme se vyhnout nutnosti kotvení ložisek, či navrhování vrubových kloubů, dodatečné zátěži. Snažíme se půdorysný tvar vhodně zvolit tak, abychom se těmto nepříjemnostem vyhnuli.

2 Studie

2.1 Popis konstrukce a SCIA modelu

Snahou bylo vytvořit prostorový model v programu SCIA Engineer v obecné rovině XYZ. Nejdříve jsem si namodeloval více modelů mostu s různou délkou polí a různou šikmostí. Vytvořil jsem si modely o následujících rozpětích:

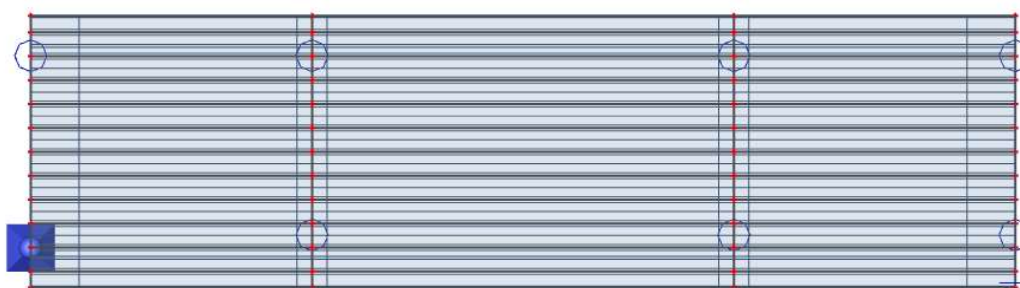
14; 21; 14 metrů

15; 19; 15 metrů

15,5; 18; 15,5 metrů

Všechny 3 ještě v kombinacích s více šikmostmi: 90°, 75°, 60°, 50°, 45° a 40°.

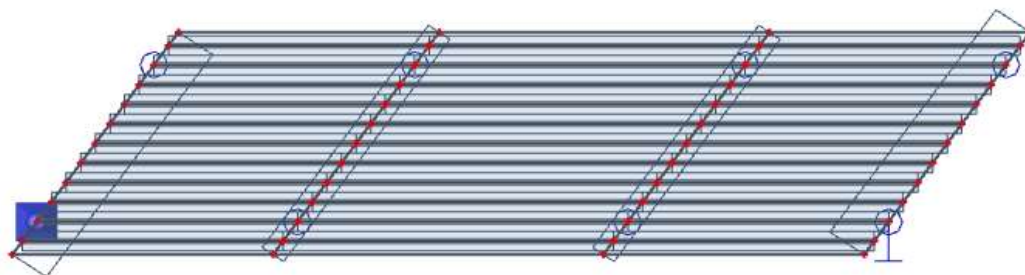
Na nich bylo ukázáno postupně rozdílné chování při postupné změně z kolmého na šikmý až velmi šikmý most.



obr. 2.1 Model kolmého mostu



obr. 2.2 Model mostu s šikmostí 75°



obr. 2.3 Model mostu s šikmostí 50°

Zde pro příklad porovnání uvádím most s šikmostí 75° ku šikmosti 40° zatížených vlastní tíhou.



obr. 2.4 a 2.5 Reakce při zatížení vlastní tíhou na modelech se šikmostí 75° a 40°

2.2 Porovnání reakcí - vliv uspořádání mostu a postupu výstavby

Vliv výstavby na reakce jde využít v prospěch redukce tahových reakcí. Prefabrikace má výhody oproti monolitické konstrukci. Při betonáži šikmého mostu monoliticky jako celku je typické působení celé konstrukce na celé zatížení - při různých zatěžovacích stavech, kombinacích můžou vzniknout tahové reakce v odlehčených ostrých rozích, kterým se chceme vyhnout.

Betonáži desky na prefabrikované nosníky se můžeme vyhnout vzniku tahových reakcí v ostrých rozích. Nosníky (trámy) jsou spojeny až po zatvrdnutí monolitické desky - dochází ke

změně statického systému. Vlivem nespojených nosníků jsou na desce reakce jako na prostém nosníku.

Následující tabulka obsahuje výpis reakcí vznikajících v ložiskách od vlastní tíhy konstrukce při různých rozpětích a šikmostech. Je zde vidět přitěžování ostrých rohů a odlehčování tupých rohů a zvedající se zatížení pilířů při menším poměru rozpětí vedlejšího pole ku hlavnímu poli. Šikmost také ovlivňuje celkovou hmotnost - hodnota reakcí roste.

tab. 2.1 Reakce v ložiskách na různých modelech

rozpětí	šikmost	ostrý roh		tupý roh				ostrý roh	
		reakce opěry 1 dolní	reakce opěry 1 horní	reakce pilíře 1 dolní	reakce pilíře 1 horní	reakce pilíře 2 dolní	reakce pilíře 2 horní	reakce opěry 2 dolní	reakce opěry 2 horní
14;21;14	kolmý 90	754,01	754,98	1846,20	1845,35	1846,28	1845,99	754,15	755,05
	75	803,53	774,13	1861,90	1851,06	1852,00	1860,88	803,42	774,23
	60	883,38	857,50	1874,92	1843,85	1844,15	1871,88	858,28	883,12
	50	947,46	903,15	1878,15	1822,67	1822,70	1878,12	903,16	947,46
	45	973,31	936,22	1918,30	1842,60	1842,61	1918,20	936,22	973,31
	40	1002,25	981,85	1971,68	1867,63	1867,19	1971,80	981,99	1002,13
15;19;15	kolmý 90	990,30	992,06	1608,95	1609,52	1609,51	1609,41	992,32	990,02
	75	978,85	1085,36	1593,97	1632,42	1634,87	1591,57	1083,81	980,38
	60	989,67	1189,53	1603,97	1675,12	1677,66	1602,02	1186,74	992,36
	50	1007,67	1235,74	1615,11	1692,46	1695,73	1613,04	1232,49	1010,64
	45	1034,37	1291,49	1629,70	1714,18	1717,78	1628,01	1288,20	1037,13
	40	1072,25	1359,52	1650,76	1739,94	1743,86	1649,59	1356,44	1074,49
15,5;18;15,5	kolmý 90	1031,31	1030,41	1568,65	1570,77	1570,34	1568,83	1030,17	1031,89
	75	1000,16	1116,66	1575,48	1598,29	1600,77	1573,09	1115,05	1001,74
	60	1007,45	1223,59	1591,33	1635,94	1638,27	1589,53	1221,00	1009,96
	50	1024,79	1269,89	1602,24	1654,14	1656,88	1600,43	1267,12	1027,38
	45	1051,76	1324,50	1620,20	1674,99	1673,91	1618,95	1323,25	1053,27
	40	1089,22	1392,25	1640,18	1700,40	1704,16	1639,02	1389,93	1091,68

2.3 Model pro podrobnější analýzu

Dále bylo úkolem se zaměřit na model nejvíce podobný zadání a v něm pokračovat, tedy model s rozpětím 15,5; 18 a 15,5 metrů a šikmost 40°.

Rozměry prvků:

deska: délka 49 m, šířka 13,65 m, tloušťka 0,25 m

trám: délky 15,5 m a 18 m, příčné rozměry 0,3x0,9m

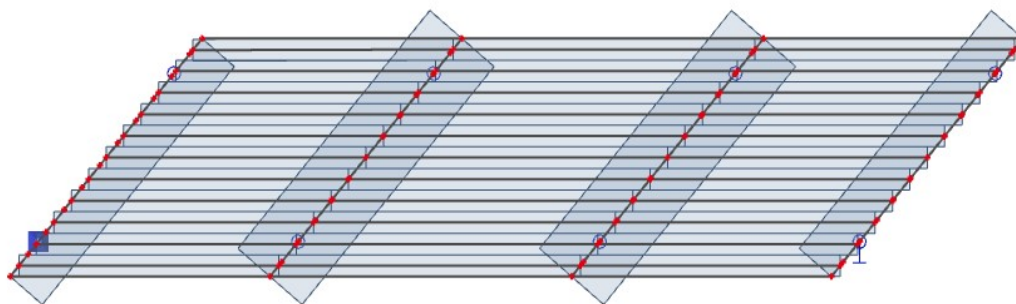
krajní příčníky: příčné rozměry 2,4x1,0 m

mezilehlé příčníky: příčné rozměry 1,5x1,0 m

2.3.1 Model s efektivními šířkami

Trámy (nosníky) jsou namodelovány jako žebra s osovou vzdáleností 1,24 m, což je jejichž efektivní šířka vzhledem k jejich malé osové vzdálenosti. Problémem v tomto modelu bylo správně namodelovat efektivní šířky příčníků jakožto žeber. Příčnický jsou od sebe vzdáleny o rozpětí polí, ve SCIA Engineer prvek žebro funguje nejlépe pro malé vzdálenosti trámů. Jinak je nutné řešit rovnováhu normálových sil a ohybového momentu mezi připojeným žebrem a deskou - což by bylo potřeba řešit proměnnou efektivní šířkou. Bylo by pracné namodelovat tuto skutečnost, aby byla dostatečně vypovídající, tudíž tento model využijeme pro podélný směr, kde vhodně funguje.

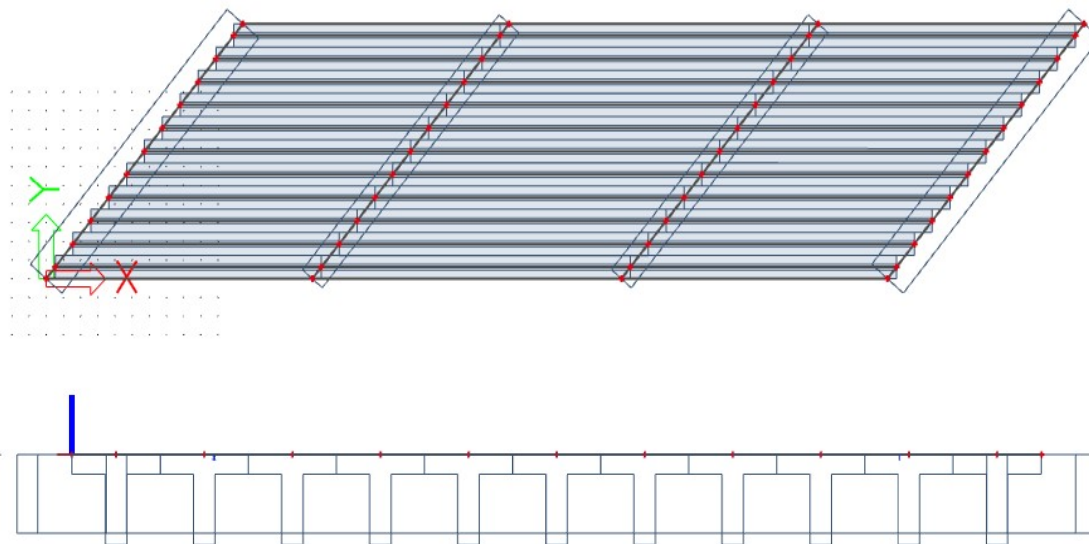
Příčník by musel být navržen na kombinaci ohybové momentu M a normálové síly N a deska na spojitý ohybový moment m a spojitou normálovou sílu n . Navíc nevíme zcela přesně, jak se rozdělí zatížení mezi žebra a příčník v oblasti jejich křížení.



obr. 2.6 Model s efektivními šířkami

2.3.2 Model s ortotropní mostovkou

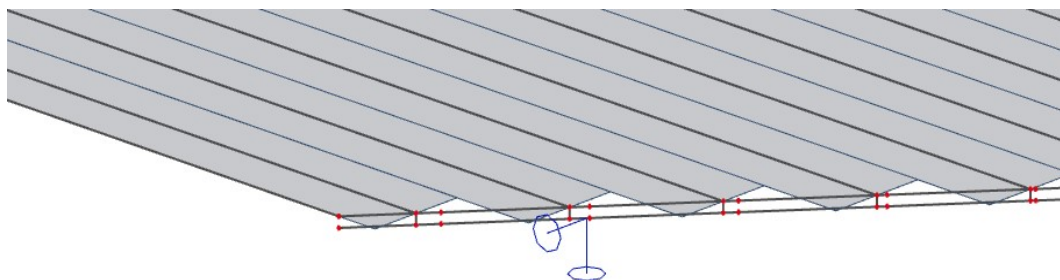
Trámy jsou namodelovány jako žebra T průřezu (0,3x0,9 m viz rozměry trámu + připojená deska v šířce efektivní šířky). Tyto prvky fungují v podélném směru a k nim je namodelována ortotropní deska s dvojitou tuhostí (pomocí tloušťek - v příčném směru 0,25 m a podélném směru 0,0 m). U příčnicků tedy není potřeba řešit efektivní šířku, v tomto směru deska nepůsobí. Tento model je vhodný pro popis chování v příčném směru.



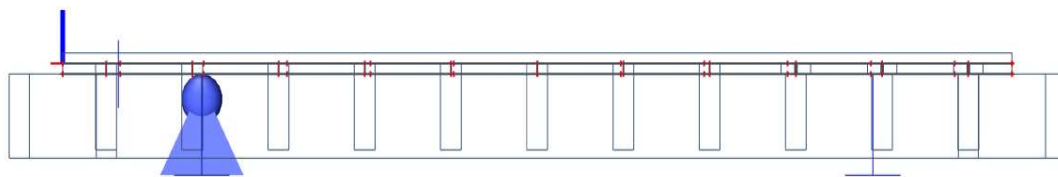
obr. 2.7 a 2.8 Půdorys a boční pohled na model s ortotropní mostovkou

2.3.3 Model s příčnickem připojeným pruty s nekonečnou tuhostí

Namodelovaný obdobně jako model s efektivními šířkami, rozdílem je odsazení příčnicků a jejich následné kloubové připojení pomocí prutů s nekonečnou tuhostí ke konstrukci. Tím si opět vyloučíme problém s řešením efektivních šířek příčnicků. Tento model využijeme pro kontrolu výsledků ostatních modelů.



obr. 2.9 Pohled na model s příčnickem připojeným pruty s nekonečnou tuhostí



Obr. 2.10 Boční pohled na model s příčnickem připojeným pruty s nekonečnou tuhostí

2.3.4 Model samostatného příčnicku s proměnnou efektivní šířkou

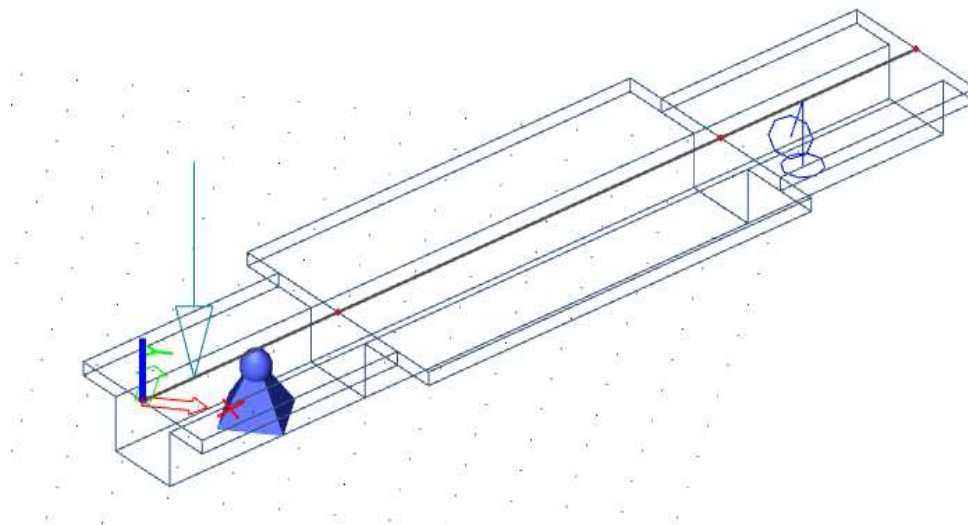
Příčník je modelován jako dílec s proměnným T průřezem (šířkou desky), který byl vypočítán pomocí předpokladu o spolupůsobících šířkách $b_{eff} = b_{eff1} + b_w + b_{eff2}$. Tento model využijeme pro návrh a posouzení příčnicku.

Příčník zatížíme tak, aby jeho zatížení co nejvíce odpovídalo prostorovému působení:

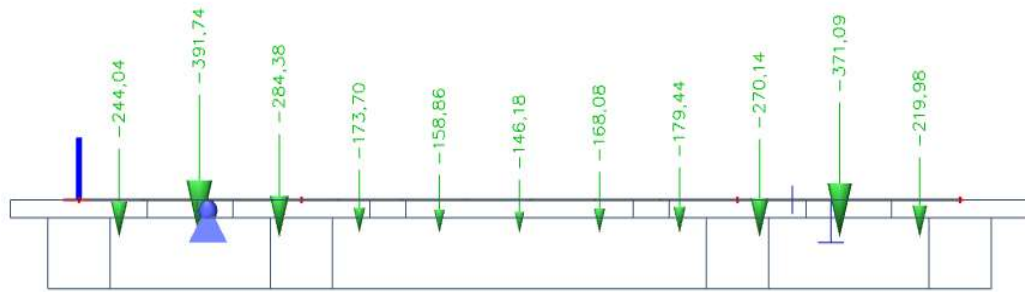
Vlastní tíha konstrukce - bodové síly pomocí posouvajících sil (reakcí) v žebrech

Plošné zatížení - vynásobením plošného zatížení zatěžovací šířkou příčnicku (poloviny rozpětí na obě strany) a převedením na spojitě zatížení

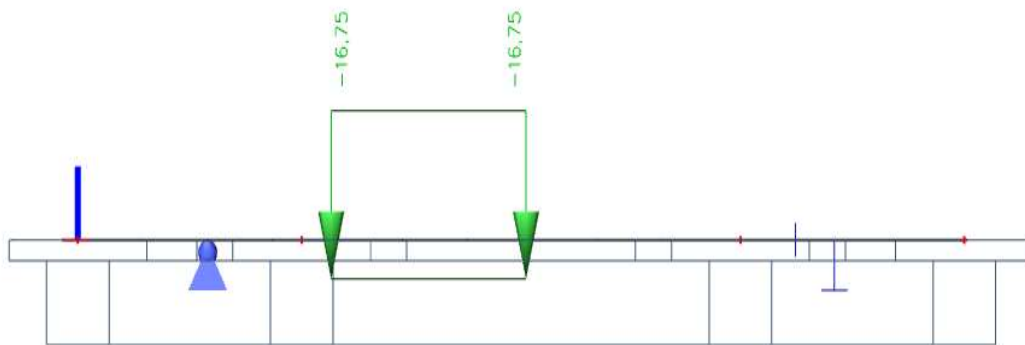
Zatížení dopravou (náprava) - pomocí pohyblivého zatížení s modelem LM1 na dráze v ose příčnicku



obr. 2.11 Pohled na model příčnicku



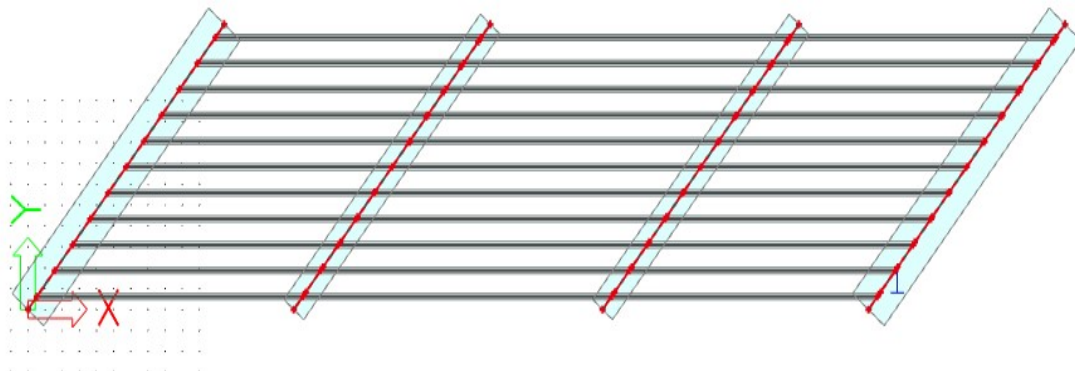
obr. 2.12 Bodové zatížení vlastní tíhou konstrukce



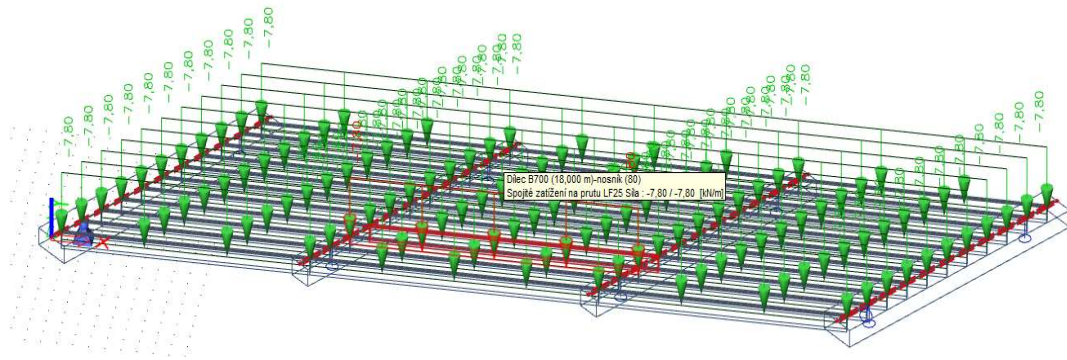
obr. 2.13 Spojité zatížení převedené z plošného zatížení dopravou (LM1) na jeden pruh

2.3.5 Roštový model první fáze

Jde o vzájemně propojenou roštovou soustavu příčníků a žeber bez desky zatíženou čerstvým betonem formou spojitým zatížením na žebrech.



obr. 2.14 Roštový model



obr. 2.15 Roštový model zatížený vahou čerstvého betonu

2.4 Zatížení

2.4.1 Vlastní tíha

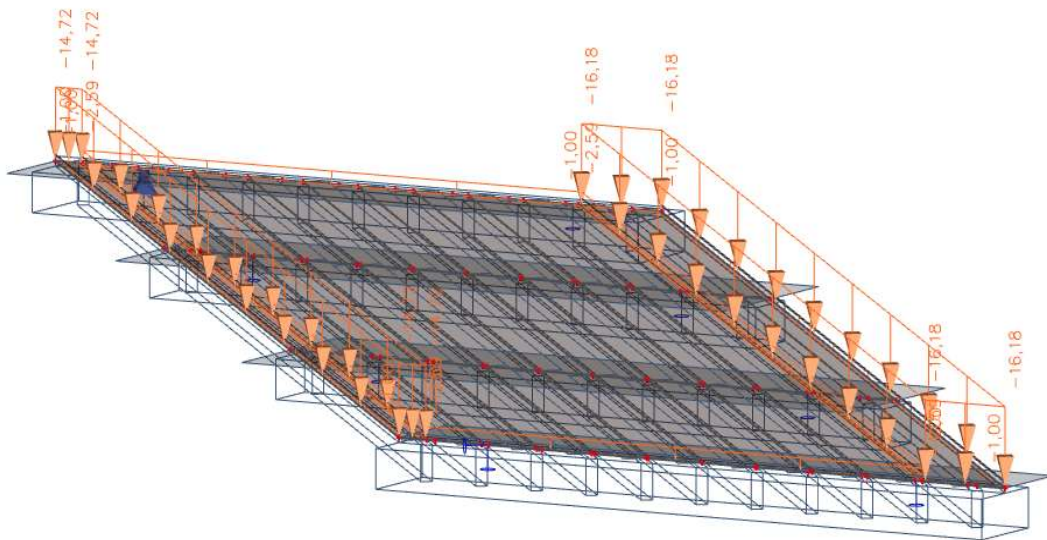
SCIA Engineer vypočítá vlastní tíhu sama.

2.4.2 Ostatní stálé

zatížení vozovkou - plošné zatížení

zatížení římsami - zjištění plochy říms a výpočet liniového zatížení, pomocí zatěžovací šířky převedeno na spojité zatížení v místě připojení k nosné konstrukce

zatížení mostním vybavením - odhadem, zábradlí i svodidla jako spojité zatížení 1kN/m



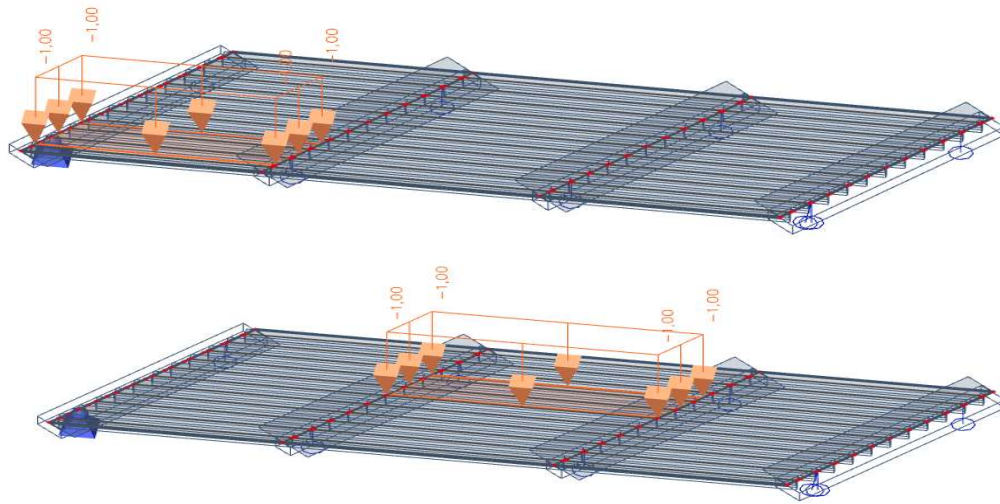
obr. 2.16 Model s efektivními šířkami zatížený ostatním stálým zatížením

2.4.3 Zatížení dopravou (model LM1)

Zatížení dopravou je rozdělené na:

zatížení plošné:

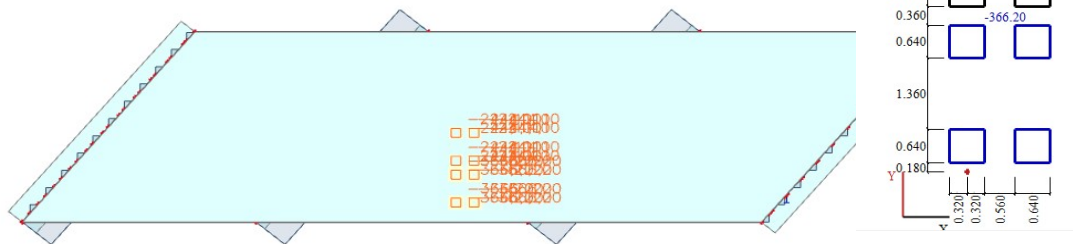
Modelujeme po pruzích a rozpětích a následně pomocí kombinace převedeno z jednotkového na odpovídající zatížení pro každý pruh.



obr. 2.17 a 2.18 Model s efektivními šířkami zatížený plošných zatížením od modelu zatížení LM1 v jednom poli a v jednom dopravním pruhu

zatížení nápravou:

Vytvořené pomocí zatížení vlaky a nadefinování si šablony zatížení jako model zatížení LM1 pojíždějící po definovaném dopravním pruhu. Zatížení pouze v prvních dvou pruzích, neboť je deska v příčném směru měkká a na zatížení nosníků nemá zanedbání dalších pruhů praktický vliv.

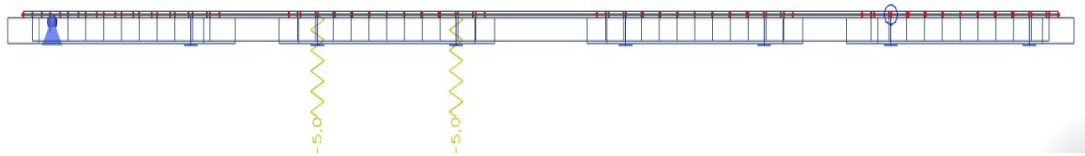


obr. 2.19 Model s efektivními šířkami zatížený nápravami modelu zatížení LM1

obr. 2.20 Šablona zatížení LM1 - nápravy

2.4.4 Nerovnoměrný Pokles podpor

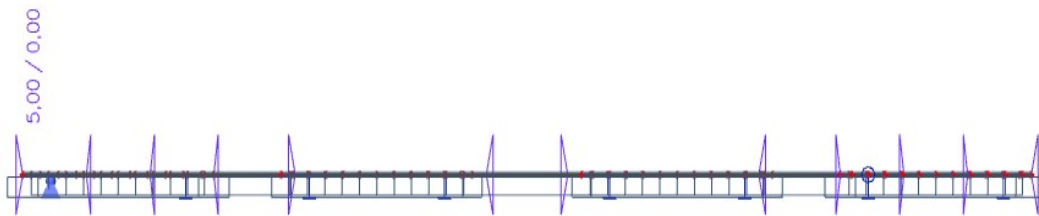
Svislý pokles o 5mm vnitřních podpor na mezilehlém příčníku.



obr. 2.21 Model s efektivními šířkami zatížený poklesem podpor o 5mm

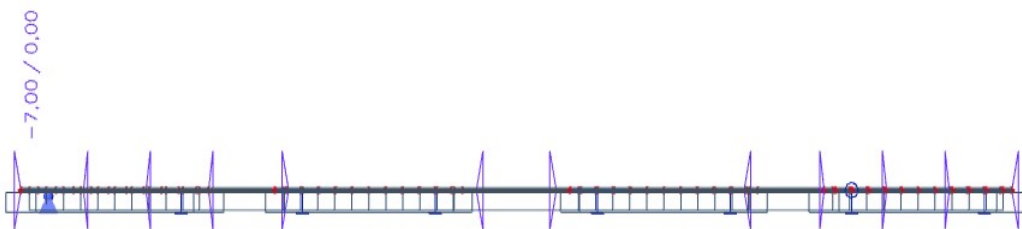
2.4.5 Zatížení teplotou

Oteplení horního povrchu desky rovnoměrnou změnou teploty +5°C(K).



obr. 2.22 Model s efektivními šířkami zatížený oteplením horního povrchu

Ochlazení horního povrchu desky rovnoměrnou změnou teploty -7°C(K).



obr. 2.23 Model s efektivními šířkami zatížený ochlazením horního povrchu

Příklady zatížení byly vzaty z modelu s efektivními šířkami, v ostatních modelech (ortotropní a s pruty) je stejné až na výjimku v případě s ortotropní mostovkou, kde zatížení teplotou bylo místo plošného na desku namodelováno jako spojitě na žebra (v podélném směru působí právě žebra).

2.5 Výkresy

Výkresy ze studie jsou v příloze, jde o výkresy 1 až 3:

Výkres číslo 1 příčný řez

Výkres číslo 2 podélný řez

Výkres číslo 3 půdorys

2.6 Geometrie, výpočet průřezových charakteristik průřezu nosníku SMP-T

Deska je z betonu C30/37 a nosník z betonu C45/55, mají tedy jiné moduly pružnosti. Tuto skutečnost při návrhu zanedbávám.

Samostatný nosník

rozměry:

$$H = 0,9 \text{ m}$$

$$B = 0,3 \text{ m}$$

Výpočet plochy:

$$A_{\text{nosník}} = B * H = 0,3 * 0,9 = 0,27 \text{ m}^2$$

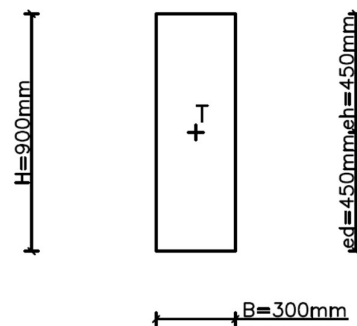
Výpočet polohy těžiště a vzdálenost k dolním a horním vláknům:

$$e^d = \frac{H}{2} = 0,45 \text{ m}$$

$$e^h = H - e^d = 0,45 \text{ m}$$

Moment setrvačnosti průřezu:

$$I_y = \frac{1}{12} * B * H^3 = \frac{1}{12} * 0,3 * 0,9^3 = 0,018225 \text{ m}^4$$



obr. 2.24 Průřez obdélníkového nosníku

Sprážený průřez (nosník + sprážená deska)

rozměry:

$$H = 1,150 \text{ m}$$

$$h_1 = 0,9 \text{ m}$$

$$h_2 = 0,25 \text{ m}$$

$$B = 1,24 \text{ m}$$

$$b = 0,3 \text{ m}$$

$$b_1 = b_2 = 0,47 \text{ m}$$

Výpočet plochy:

$$\begin{aligned} A_{\text{spráž}} &= b * h_1 + B * h_2 \\ &= 0,3 * 0,9 + 1,24 * 0,25 = 0,58 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Výpočet polohy těžiště a vzdálenost k dolním a

horním vláknům:

$$e^d = \frac{b * h_1 * \left(\frac{h_1}{2}\right) + B * h_2 * \left(h_1 + \frac{h_2}{2}\right)}{b * h_1 + B * h_2} = \frac{0,3 * 0,9 * \left(\frac{0,9}{2}\right) + 1,24 * 0,25 * \left(0,9 + \frac{0,25}{2}\right)}{0,3 * 0,9 + 1,24 * 0,25}$$

$$= 0,757 \text{ m}$$

$$e^h = H - e^d = 1,150 - 0,757 = 0,393 \text{ m}$$

Moment setrvačnosti průřezu:

$$\begin{aligned} I_y &= \frac{1}{12} * b * h_1^3 + \frac{1}{12} * B * h_2^3 + b * h_1 * \left(e^d - \frac{h_1}{2}\right)^2 + B * h_2 * \left(h_1 + \frac{h_2}{2} - e^d\right)^2 \\ &= \frac{1}{12} * 0,3 * 0,9^3 + \frac{1}{12} * 1,24 * 0,25^3 + 0,3 * 0,9 * \left(0,757 - \frac{0,9}{2}\right)^2 + 1,24 * 0,25 * \\ &\quad \left(0,9 + \frac{0,25}{2} - 0,757\right)^2 = 0,06755 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Zatížení průřezu uprostřed rozpětí

Vlastní tíha nosníku

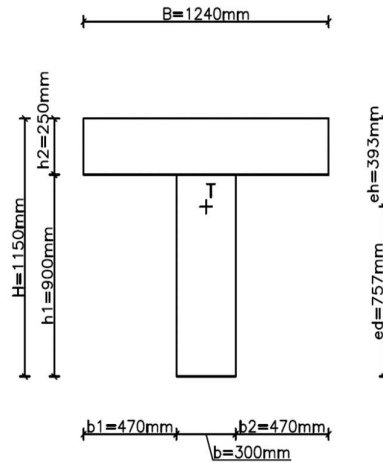
Statické schéma nosníku je prostý nosník. Uvažujeme objemovou tíhu betonu zjednodušeně 25 kN/m³.

Hodnota ohybového momentu uprostřed rozpětí:

$$M_{ek, \text{nosník}} = \gamma_{\text{žB}} * A_{\text{nosník}} * L^2 * \frac{1}{8} = 25 * 0,27 * 18^2 * \frac{1}{8} = 273,4 \text{ kNm}$$

Vlastní tíha deska - obdobně

$$M_{ek, \text{deska}} = \gamma_{\text{žB}} * A_{\text{deska}} * L^2 * \frac{1}{8} = 25 * (1,24 * 0,25) * 18^2 * \frac{1}{8} = 313,9 \text{ kNm}$$



obr. 2.25 Sprážený průřez

Ostatní stálé zatížení

Zahrnuje tíhu mostního vybavení a dalších součástí mostu. My uvažujeme vozovku, římsy, zábradlí a svodidla. Zidealizujeme si ho do lineárního zatížení.

- Vozovka:

$$g_{o,vozovka} = \gamma_{voz} * tl_{voz} * \gamma * \check{s}_{voz} = 24 * 0,09 * 1,2 * 11,25 = 29,16 \text{ kN/m}$$

Římsy - plocha odečtena z AUTOCAD výkresu příčného řezu:

$$g_{o,řimsy} = \gamma_{\check{z}B} * A_c = 25 * 1,031 = 25,775 \text{ kN/m}$$

- Zábradlí a svodidla (odhad):

$$g_{o,zábr} = 1 \text{ kN/m}$$

$$\sum g_o = g_{o,vozovka} + g_{o,řimsy} + g_{o,zábr} = 29,16 + 25,775 + 1 = 55,94 \text{ kN/m}$$

$$\rightarrow \text{model SCIA } M_{ek,ost} = 394,7 \text{ kNm}$$

Zatížení dopravou

$$\rightarrow \text{model SCIA } M_{ek,dopr} = 631,77 \text{ kNm}$$

2.7 Materiály

2.7.1 Předpínací výztuž

Předpínací výztuž tvoří přímá lana Y1860 0,6“S15,7 s těmito parametry.

plocha jednoho lana:

$$A_{p1} = 150 \text{ mm}^2$$

Charakteristická pevnost předpínací výztuže:

$$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$$

Charakteristická smluvní mez kluzu 0,1% předpínací výztuže:

$$f_{p0,1k} = 0,88 * f_{pk} = 0,88 * 1860 = 1637 \text{ MPa}$$

Předpoklad dostatečné tažnosti předpínací výztuže:

$$\frac{f_{pk}}{f_{p0,1k}} \geq 1,1 \dots \frac{1860}{1637} \geq 1,1 \dots 1,136 \geq 1,1 \text{ podmínka je splněna}$$

Maximální předpětí v předpínací výztuži:

$$\begin{aligned} \sigma_{p,max} &= \min(0,8 * f_{pk}; 0,9 * f_{p0,1k}) = \min(0,8 * 1860; 0,9 * 1637) \\ &= \min(1488; 1473) = 1473 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Počet lan v nosníku:

$$n = 11 \text{ ks}$$

Předpínací síla:

$$F_p = A_{p1} * n * \sigma_{p,max} = 150 * 11 * 1473 = 2430450 \text{ N} \cong 2430 \text{ kN}$$

Poloha těžiště předpínací výztuže

Snažíme se o co největší účinnost lan. Předpínací lana tedy umístíme co nejbližší dolnímu okraji nosníku.

$$z_{cg,předpětí} = 1,5 * \varnothing_{kanálk} = 1,5 * 90 \cong 140 \text{ mm}$$

Excentricita výslednice předpínací výztuže samotného nosníku a spřaženého průřezu:

$$e_{p,nosník} = e_{nosník}^d - z_{cg,předpětí} = 0,45 - 0,14 = 0,31 \text{ m}$$

$$e_{p,spřaž} = e_{spřaž}^d - z_{cg,předpětí} = 0,757 - 0,14 = 0,617 \text{ m}$$

2.7.2 Beton

Nosník a deska je navržena z následujících druhů betonů. Potřebné hodnoty a vlastnosti betonu pro posouzení předpětí (omezení napětí), převzato z ČSN EN 1992-1-1.

Beton nosníku C45/55

$$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk0,05} = 2,7 \text{ MPa}$$

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

$$0,6f_{ck} = 0,6 * 45 = 27 \text{ MPa}$$

$$0,45f_{ck} = 0,45 * 45 = 20,25 \text{ MPa}$$

Beton desky C30/37

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,05} = 2 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$$

$$0,6f_{ck} = 0,6 * 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$0,45f_{ck} = 0,45 * 30 = 13,5 \text{ MPa}$$

2.8 Předběžný návrh předpětí

Návrh předpětí zakládáme na zjednodušeně na posouzení mezního stavu omezení napětí - dosažení dekomprese pro charakteristickou kombinaci zatížení v krajních vláknech. Působení nosníku se mění v průběhu času, proto je nutné ho posoudit v různých časech. Šlo hlavně o to, abych se naučil a vyzkoušel si princip fází výstavby a návrhu předpětí.

Nosníky jsou předem předpjeté s přímými lany. Ztráty jsou počítány zjednodušeně jako procenta v určitých fázích výstavby. Nejdříve je nosník předepnut na 30% předpínací síly a následně po několika dnech dopnut na 100%. Následuje betonáž desky, uvedení do provozu a konec životnosti. Navrhujeme a posuzujeme předpětí v nejvíce namáhaném průřezu (středu rozpětí).

Hodnoty pro výpočet

<u>nosník</u>		<u>spřažený průřez</u>	
plocha A	0,27 m ²	plocha A	0,58 m ²
moment setrvačnosti I _y	0,018225 m ⁴	moment setrvačnosti I _y	0,06755 m ⁴
eh	-0,45 m	eh	-0,393 m
ed	0,45 m	ed	0,757 m

<u>zatižení (momenty) ve středu rozpětí nosníku</u>		<u>předpětí nosníku</u>	
vlastní tíha nosníku	273,4 kNm	max. napětí v předp. výzt. σ_p, \max	1473 Mpa
vlastní tíha desky	313,9 kNm	plocha 1 lana A _{p1}	150 mm ²
ostatní stálé zatižení	394,7 kNm	počet lan n	11 ks
zatižení dopravou	631,77 kNm	předpínací síla F _p	2430,45 kN
		excentricita nosník	0,31 m
		excentricita spřažený průřez	0,617 m

<u>předpětí nosníku (2 dny) - 30% předpínací síly</u>				<u>ztráty</u>	5%
<u>zatižení</u>			<u>maximální hodnoty napětí nosníku</u>		
Nek	-692,678 kN		σ_{\max}	2,2 MPa	
Mek	58,66974 kNm		σ_{\min}	-15,75 MPa	
<u>napětí v průřezu</u>					
$\sigma_{h,n}$	-4,01411 MPa	OK			
$\sigma_{d,n}$	-1,11684 MPa	OK			

<u>dotnutí nosníku (30 dní) - 100% předpínací síly</u>				<u>ztráty</u>	5%
<u>zatižení</u>			<u>maximální hodnoty napětí nosníku</u>		
Nek	-2308,93 kN		σ_{\max}	2,7 MPa	
Mek	-442,368 kNm		σ_{\min}	-27 MPa	
<u>napětí v průřezu</u>					
$\sigma_{h,n}$	2,371072 MPa	OK			
$\sigma_{d,n}$	-19,4742 MPa	OK			

<u>betonáž mostovky (desky)</u>				<u>ztráty</u>	10%
<u>zatižení</u>		<u>přírůstek zatižení</u>		<u>maximální hodnoty napětí nosníku</u>	
Nek	-2187,41 kN	ΔN_{ek}	121,5225 kN	σ_{\max}	0 MPa
Mek	-90,7955 kNm	ΔM_{ek}	-351,572 kNm	σ_{\min}	-27 MPa
<u>napětí v průřezu</u>					
$\sigma_{h,n}$	-5,85963 MPa	OK			
$\sigma_{d,n}$	-10,3434 MPa	OK			

<u>uvedení do provozu-působí už spřažený průřez</u>				<u>ztráty</u>	15%
<u>přírůstek zatížení</u>			<u>maximální hodnoty napětí nosníku</u>		
ΔN_{ek}	121,5225 kN		σ_{max}	0 MPa	
ΔM_{eK}	1101,449 kNm		σ_{min}	27 MPa	
<u>napětí v průřezu</u>			<u>maximální hodnoty napětí desky</u>		
$\sigma_{h,n}$	-7,98183 MPa	OK	σ_{max}	0 MPa	
$\sigma_{d,n}$	2,209564 MPa	x	σ_{min}	18 MPa	
$\sigma_{h,d}$	-6,19861 MPa	OK			ale menší než f_{ctm}
$\sigma_{d,d}$	-2,12219 MPa	OK			
<u>konec životnosti</u>				<u>ztráty</u>	20%
<u>přírůstek zatížení</u>			<u>maximální hodnoty napětí nosníku</u>		
ΔN_{ek}	121,5225 kN		σ_{max}	0 MPa	
ΔM_{eK}	74,97938 kNm		σ_{min}	27 MPa	
<u>napětí v průřezu</u>			<u>maximální hodnoty napětí desky</u>		
$\sigma_{h,n}$	-7,93103 MPa	OK	σ_{max}	0 MPa	
$\sigma_{d,n}$	3,259343 MPa	OK	σ_{min}	18 MPa	
$\sigma_{h,d}$	-6,42532 MPa	OK			ale menší než f_{ctm}
$\sigma_{d,d}$	-2,0714 MPa	OK			

3 Detailní návrh a posouzení konstrukce

3.1 Popis konstrukce

Výkresy příslušející této fázi jsou v příloze, výkresy č.4 až 6.

Výkres číslo 4 detailní příčný řez

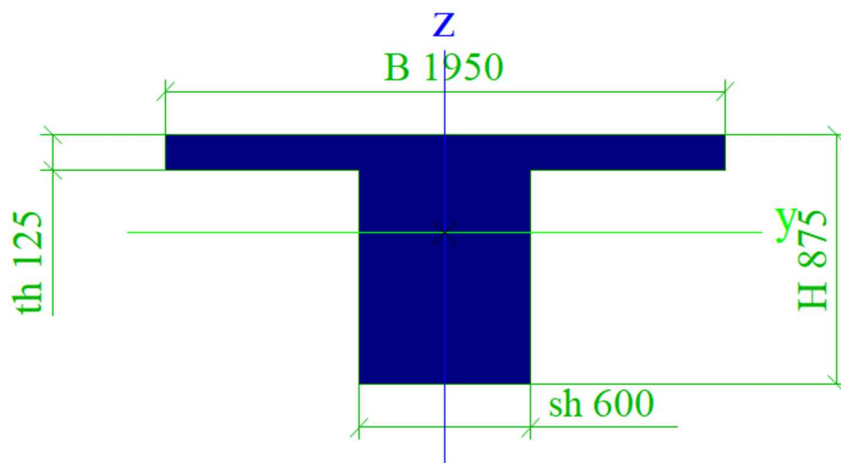
Výkres číslo 5 detailní podélný řez

Výkres číslo 6 detailní půdorys

3.1.1 Trám (nosník)

Jako trám jsem vybral předem předpjatý prefabrikovaný nosník SMP-T. Délka nosníku 15,5 m pro vedlejší (krajní) pole a 18m pro hlavní (prostřední) pole. Budou vyskládány vedle sebe bez ztraceného bednění. Osová vzdálenost nosníku je tedy shodná s horní šířkou nosníku 1,95 m, ostatní rozměry jsou pro všechny nosníky SMP-T stejné.

Specifikace betonu je následující: C45/55-XF2+XD1+XC4.



obr. 3.1 Nosník SMP-T

3.1.2 Deska

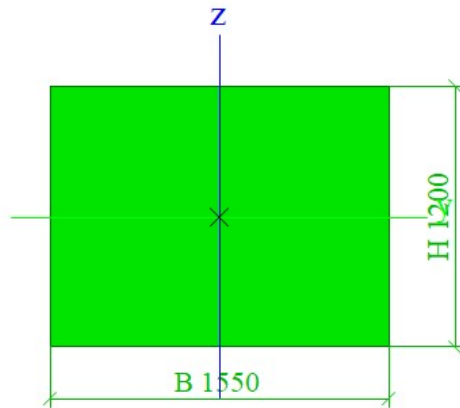
Jde o monolitickou desku tloušťky 250 mm, betonovanou současně s monolitickými krajními i mezilehlými příčnicíky.

Specifikace betonu je následující: C30/37-XF2+XD1+XC4.

3.1.3 Krajní příčník

Monolitický příčník o rozměrech 1550 x 1200 mm.

Specifikace betonu je následující: C30/37-XF2+XD1+XC4.

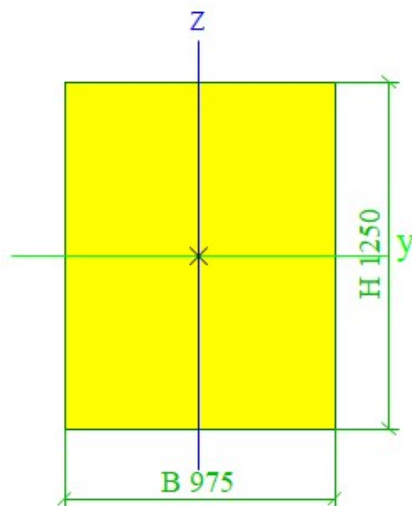


obr. 3.2 Průřez krajního příčníku

3.1.4 Mezilehlý příčník

Monolitický příčník o rozměrech 975 x 1250 mm.

Specifikace betonu je následující: C30/37-XF2+XD1+XC4.



obr. 3.3 Průřez mezilehlého příčníku

3.1.5 Spodní stavba

Monolitické pilíře jsou čtvercového průřezu 1250 x 1250 mm. Každý mezilehlý příčník je podpíráný dvojicí sloupů. Jsou umístěny 2,9 m od kraje mostu (ve směru kolmém na osu mostu).

Specifikace betonu je následující: C30/37-XA1+XC2.

Založení pilíře je na základové patce s podkladním betonem a se čtveřicí vrtaných velkopřůměrových pilot $\varnothing = 1000$ mm.

Specifikace betonu základu je následující: C30/37-XF4+XA1+XC2.

Specifikace podkladního betonu je následující: C15/20- XA1.

Specifikace betonu pilot je následující: C30/37-XA1+XC2.

Monolitické opěry tloušťky 2550 mm a závěrná zídka tloušťky 400 mm.

Základový pas je obdobný základu pilíře. Hlubinné založení je tvořené 2 řadami stejných velkopřůměrových pilot, jejich umístění je ve směru kolmém na osu uložení, kvůli působení zeminy na opěru. Další piloty se nacházejí na základu křídla.

Specifikace betonu opěry je následující: C35/45-XF4+XD2+XC4.

Specifikace betonu pilot a základu opěry je shodná jako pilíře.

3.1.6 Mostní Ložiska

Navrhujeme hrncová ložiska. Pevné ložisko je na mezilehlém pilíři, abychom rozdělili konstrukci na dvě části, které dilatují. Ve výkresech znázorněny schematicky.

3.1.7 Mostní závěry

Mostní závěr s jednoduchým těsněním spáry, jeho volba je závislá na dilatačních pohybech konstrukce. Ve výkresech nakresleny pouze schematicky.

3.2 Zatížení

3.2.1 Vlastní tíha

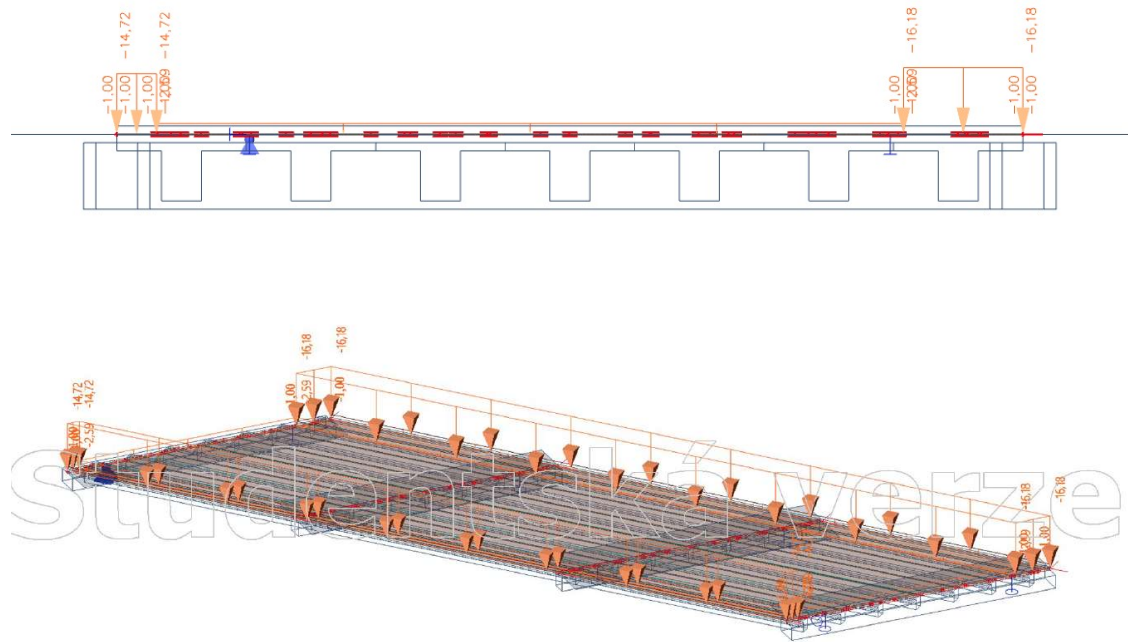
SCIA Engineer vypočítá sama, pro časově závislou analýzu je počítána manuálně, zavedena jako zatěžovací stavy. Předpokládáme objemovou tíhu betonu 25kN/m^3 .

3.2.2 Ostatní stálé

zatížení vozovkou - plošné zatížení

zatížení římsami - zjištění plochy říms a výpočet liniového zatížení, pomocí zatěžovací šířky převedeno na spojitě zatížení v místě připojení k nosné konstrukce

zatížení mostním vybavením - odhadem, zábradlí i svodidla nadefinované jako spojitě zatížení o hodnotě 1 kN/m



obr. 3.4 a 3.5 Ostatní stálé zatížení na prostorovém modelu

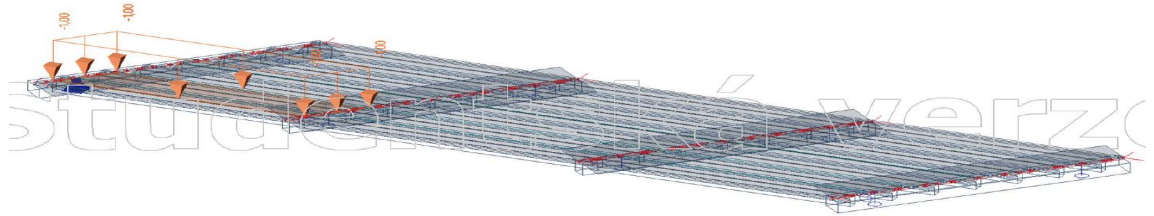
3.2.3 Zatížení dopravou (model LM1)

Budeme uvažovat hlavní zatěžovací soustavu LM1. Vozovku rozdělíme na tři zatěžovací pruhy široké 3,0 m a zbývající plochu. Naše šířka vozovky je $w = 11,25 \text{ m}$ → vozovku tedy rozdělíme na tři pruhy šířky 3,0 m a zbývající plochu šířky 2,25 m.

Hledáme nejnepříznivější polohy tohoto zatížení, které se snažíme simulovat velkým množstvím zatěžovacích stavů, které mohou nastat.

Zatížení plošné

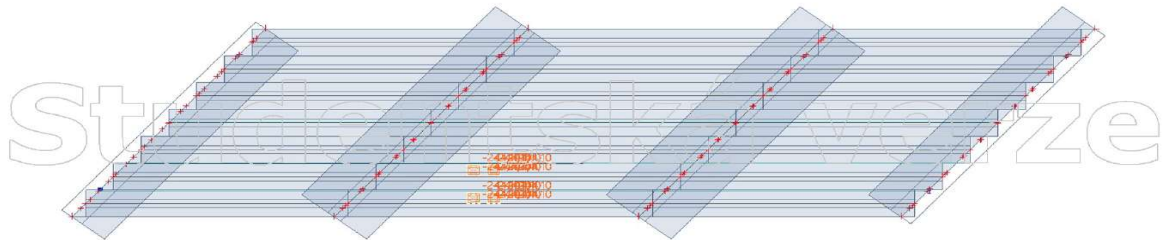
Definujeme ho jako jednotkové po pruzích a rozpětích a následně pomocí kombinace převedeno z jednotkového na odpovídající zatížení pro každý pruh.



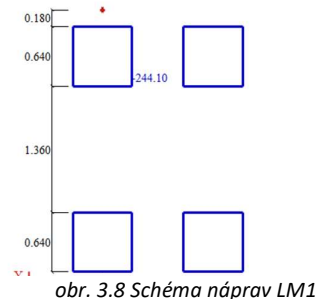
obr. 3.6 Jednotkové plošné zatížení od dopravy

Zatížení nápravou

Je definované pomocí zatížení vlaky a nadefinování si šablony zatížení jako model zatížení LM1 pojíždějící po definovaném dopravním pruhu. Zatížení nápravou je definováno pro každý dopravní pruh zvlášť a jako plošné na čtverci 0,64 x 0,64 m, v podélném směru vzdálené na osu 1,2 m a v příčném směru 2 m. Tato zatížení jsou taktéž pomocí kombinací převáděna na hodnoty pro určitý pruh. Zatěžovací stavy příslušící pro jeden dopravní pruh mají vlastní skupinu zatížení s nastavením jako proměnné zatížení a se vztahem „výběrové“. Takto zamezíme, aby se nám objevilo na jednom pruhu více poloh dvounáprav najednou. V kombinacích se nám poté vytvoří situace, kdy se pruhy vystřídají a vzniknout tak nejnejpříznivější kombinace polohy ve všech 3 pruzích s nápravami.



obr. 3.7 Zatížení nápravami od dopravy



Kombinace zatížení dopravou

Pro zjednodušení postupu a nenuťnosti definování každého zatěžovacího stavu (sestavy/polohy zatížení) zvlášť. Pomocí součinitelů popíšeme případy, kdy např. pruh A je pruhem č. 1, pruh B je pruh č. 2, pruh C je pruh č.3 atd. Takto je vytvořeno všech 6 možných kombinací.

tab. 3.1 První kombinace

Název pruhu	Plošné zatížení dopravou [kN/m ²]	Zatížení nápravami [kN]
Pruh A	9	300
Pruh B	6	200
Pruh C	3	100
Zbývající plocha	3	0

tab. 3.2 Druhá kombinace

Název pruhu	Plošné zatížení dopravou [kN/m ²]	Zatížení nápravami [kN]
Pruh A	9	300
Pruh B	3	100
Pruh C	6	200
Zbývající plocha	3	0

tab. 3.3 Třetí kombinace

Název pruhu	Plošné zatížení dopravou [kN/m ²]	Zatížení nápravami [kN]
Pruh A	3	100
Pruh B	9	300
Pruh C	6	200
Zbývající plocha	3	0

tab. 3.4 Čtvrtá kombinace

Název pruhu	Plošné zatížení dopravou [kN/m ²]	Zatížení nápravami [kN]
Pruh A	6	200
Pruh B	9	300
Pruh C	3	100
Zbývající plocha	3	0

tab. 3.5 Pátá kombinace

Název pruhu	Plošné zatížení dopravou [kN/m ²]	Zatížení nápravami [kN]
Pruh A	3	100
Pruh B	6	200
Pruh C	9	300
Zbývající plocha	3	0

tab. 3.6 Šestá kombinace

Název pruhu	Plošné zatížení dopravou [kN/m ²]	Zatížení nápravami [kN]
Pruh A	6	200
Pruh B	3	100
Pruh C	9	300
Zbývající plocha	3	0

3.3 Kombinace zatížení pro mezní stavy použitelnosti (MSP)

Součinitele Ψ a ξ určíme z tabulek dle ČSN EN 1990. Použijeme charakteristickou kombinaci zatížení pro posouzení omezení napětí předpjatého nosníku, především v oblasti tlaku. Musíme zkontrolovat, zda není překročeno maximální povolené napětí.

$$\sum G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum \Psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

Pro náš případ se nás poslední člen netýká, jako jediné proměnné zatížení máme zatížení dopravou. Se všemi hodnotami pracujeme v jejich charakteristických hodnotách bez žádných součinitelů.

Dále použijeme častou kombinaci zatížení taktéž pro posouzení omezení napětí předpjatého nosníku, tentokrát vznik tahu. Potřebujeme zjistit, zda v některém průřezu a vláknech nevznikají tahové napětí.

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

Poslední člen se opět nevyskytuje. Tentokrát ale bude zatížení dopravou redukováno součiniteli $\Psi_{1,1}$.

3.4 Kombinace zatížení pro mezní stavy únosnosti (MSÚ)

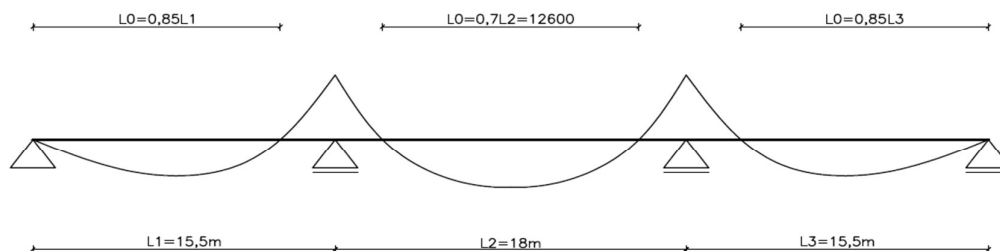
Vytvoříme si kombinaci zatížení 6.10a a 6.10b a vždy vybereme tu méně příznivou z těchto dvou. Tyto kombinace využijeme při návrhu a posouzení smykové výztuže prefabrikovaného nosníku SMP-T, při návrhu a posouzení mostních ložisek. Konkrétněji při zjišťování návrhových reakcí v ložiskách pro určení vodorovných a svislých sil v ložisku. Poslední členy se opět nevyskytují.

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

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

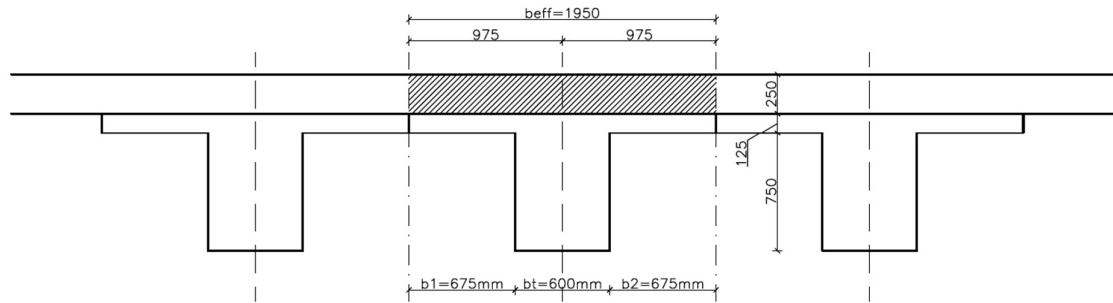
3.6 Spolupůsobící šířka desky

Pro určení spolupůsobící (efektivní) šířky potřebujeme znát vzdálenosti mezi nulovými momenty. Jde o idealizaci, předpoklad rovnoměrného rozdělení napětí. Použijeme tento obrázek pro výpočet těchto vzdáleností.



obr. 3.9 Vzdálenosti mezi nulovými momenty

Výpočet spolupůsobící šířky



obr. 3.10 Spolupůsobící šířka desky nosníku SMP-T

$$b_{eff} = b_t + \Sigma b_{eff,i} = b_t + b_{eff,1} + b_{eff,2}$$

$$b_{eff,1} = 0,2 * b_1 + 0,1l_0 \leq \min(0,2l_0; b_1)$$

$$b_{eff,1} = 0,2 * 675 + 0,1 * 12600 \leq \min(0,2 * 12600; 675)$$

$$b_{eff,1} = 1395 \text{ mm} \geq 675 \text{ mm}$$

→ působí deska po celou šířku osové vzdálenosti mezi nosníky

$$b_{eff,2} = b_{eff,1} = 675 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = b_t + \Sigma b_{eff,i} = b_t + b_{eff,1} + b_{eff,2} = 600 + 2 * 675 = 1950 \text{ mm}$$

3.7 Krycí vrstva

Jmenovitá hodnota tloušťky betonové krycí vrstvy:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

Minimální hodnota krytí z hlediska podmínek prostředí, závisí na stupni vlivu prostředí, životnosti, typu konstrukce a dalším.

Navrhujeme nosník z betonu třídy C45/55-XF2+XD1+XC4. Stupeň vlivu prostředí je XC4, musíme stanovit třídu konstrukce. Základní je S4, která platí pro určité podmínky. Naše jsou odlišné, proto musí upravit.

Kvůli těmto parametrům musíme třídu konstrukce upravit:

- beton pevnostní třídy C45/55 → zmenšíme třídu o 1
- životnost 100 let (most) → zvětšíme třídu o 2
- zajištěna zvláštní kontrola kvality výroby betonu (prefabrikát) → zmenšíme třídu o 1
- výsledná třída konstrukce bude S4

Z hlediska stupně vlivu prostředí a typu konstrukce stanovíme dle ČSN 1992-1-1 minimální hodnotu tloušťky krycí vrstvy pro předpínací výztuž. Rozhodující je stupeň vlivu prostředí XD1.

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm})$$

$$c_{min,b} = \emptyset = 15,7 \text{ mm}$$

$$c_{min,dur} = 45 \text{ mm}$$

$$c_{min} = 45 \text{ mm}$$

Přídavek na návrhovou odchylku můžeme zmenšit, protože se jedná o prefabrikát (větší úroveň kvality, kontroly).

$$\Delta c_{dev} = 5 \text{ mm}$$

Návrhová tloušťka krycí vrstvy pro předpínací výztuž:

$$c \geq c_{nom}$$

$$c = 50 \text{ mm}$$

Návrhová tloušťka krycí vrstvy pro betonářskou výztuž je pro menší o 10mm. Návrhová tloušťka krycí vrstvy tedy bude 40mm.

$$c = 40 \text{ mm}$$

3.8 Geometrie, výpočet průřezových charakteristik a zatížení nosníku SMP-T

Deska je z betonu C30/37 a nosník z betonu C45/55, mají tedy jiné moduly pružnosti. Tuto skutečnost při návrhu zanedbávám.

3.8.1 Samostatný nosník

rozměry:

$$H = 0,875 \text{ m}$$

$$h_1 = 0,75 \text{ m}$$

$$h_2 = 0,125 \text{ m}$$

$$B = 1,95 \text{ m}$$

$$b = 0,6 \text{ m}$$

$$b_1 = b_2 = 0,675 \text{ m}$$

Výpočet plochy:

$$A_{\text{nosník}} = b * h_1 + B * h_2 = 0,6 * 0,75 + 1,95 * 0,125 = 0,69 \text{ m}^2$$

Výpočet polohy těžiště a vzdálenost k dolním a horním vláknům:

$$e^d = \frac{b * h_1 * \left(\frac{h_1}{2}\right) + B * h_2 * \left(h_1 + \frac{h_2}{2}\right)}{b * h_1 + B * h_2}$$

$$= \frac{0,6 * 0,75 * \left(\frac{0,75}{2}\right) + 1,95 * 0,125 * \left(0,75 + \frac{0,125}{2}\right)}{0,6 * 0,75 + 1,95 * 0,125}$$

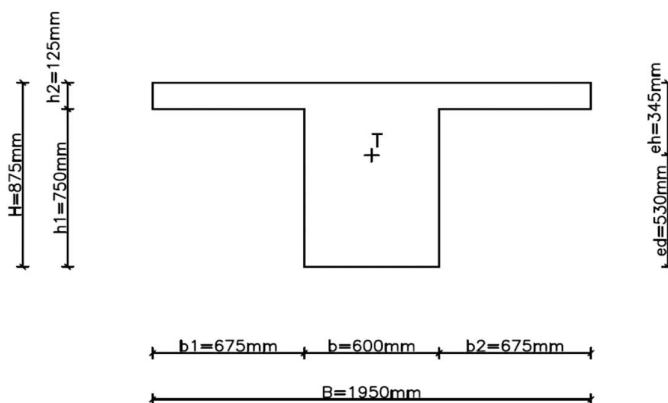
$$= 0,53 \text{ m}$$

$$e^h = H - e^d = 0,875 - 0,53 = 0,345 \text{ m}$$

Moment setrvačnosti průřezu:

$$I_y = \frac{1}{12} * b * h_1^3 + \frac{1}{12} * B * h_2^3 + b * h_1 * \left(e^d - \frac{h_1}{2}\right)^2 + B * h_2 * \left(h_1 + \frac{h_2}{2} - e^d\right)^2$$

$$= \frac{1}{12} * 0,6 * 0,75^3 + \frac{1}{12} * 1,95 * 0,125^3 + 0,6 * 0,75 * \left(0,53 - \frac{0,375}{2}\right)^2 + 1,95 * 0,125 * \left(0,75 + \frac{0,125}{2} - 0,53\right)^2 = 0,0517 \text{ m}^4$$



obr. 3.11 Průřez nosníku SMP-T

3.8.2 Spřažený průřez (nosník + spřažená deska)

rozměry:

$$H = 1,125 \text{ m}$$

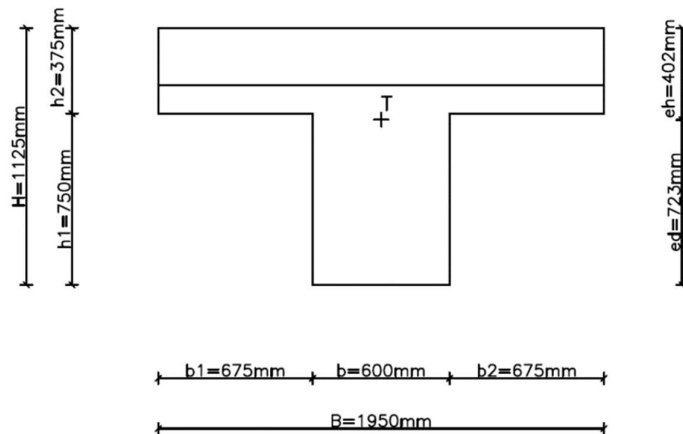
$$h_1 = 0,75 \text{ m}$$

$$h_2 = 0,375 \text{ m}$$

$$B = 1,95 \text{ m}$$

$$b = 0,6 \text{ m}$$

$$b_1 = b_2 = 0,675 \text{ m}$$



obr. 3.12 Spřažený průřez SMP-T

Výpočet plochy:

$$A_{\text{spřaž}} = b * h_1 + B * h_2 = 0,6 * 0,75 + 1,95 * 0,375 = 1,18125 \text{ m}^2$$

Výpočet polohy těžiště a vzdálenost k dolním a horním vláknům:

$$e^d = \frac{b * h_1 * \left(\frac{h_1}{2}\right) + B * h_2 * \left(h_1 + \frac{h_2}{2}\right)}{b * h_1 + B * h_2}$$

$$= \frac{0,6 * 0,75 * \left(\frac{0,75}{2}\right) + 1,95 * 0,375 * \left(0,75 + \frac{0,375}{2}\right)}{0,6 * 0,75 + 1,95 * 0,375}$$

$$= 0,723 \text{ m}$$

$$e^h = H - e^d = 1,125 - 0,723 = 0,402 \text{ m}$$

Moment setrvačnosti průřezu:

$$I_y = \frac{1}{12} * b * h_1^3 + \frac{1}{12} * B * h_2^3 + b * h_1 * \left(e^d - \frac{h_1}{2}\right)^2 + B * h_2 * \left(h_1 + \frac{h_2}{2} - e^d\right)^2$$

$$= \frac{1}{12} * 0,6 * 0,75^3 + \frac{1}{12} * 1,95 * 0,375^3 + 0,6 * 0,75 * \left(0,723 - \frac{0,75}{2}\right)^2 + 1,95 * 0,375 * \left(0,75 + \frac{0,375}{2} - 0,723\right)^2 = 0,1178 \text{ m}^4$$

3.9 Zatížení průřezu uprostřed rozpětí

Vlastní tíha nosníku

Statické schéma nosníku je prostý nosník. Uvažujeme objemovou tíhu betonu zjednodušeně 25 kN/m³.

Hodnota ohybového momentu uprostřed rozpětí:

$$M_{ek,nosník} = \gamma_{\text{žB}} * A_{\text{nosník}} * L^2 * \frac{1}{8} = 25 * 0,69 * 18^2 * \frac{1}{8} = 698,625 \text{ kNm}$$

Vlastní tíhu desky vypočítáme obdobně:

$$M_{ek,deska} = \gamma_{\text{žB}} * A_{\text{deska}} * L^2 * \frac{1}{8} = 25 * (1,95 * 0,25) * 18^2 * \frac{1}{8} = 493,6 \text{ kNm}$$

Ostatní stálé zatížení

Zahrnuje tíhu mostního vybavení a dalších součástí mostu. My uvažujeme vozovku, římsy, zábradlí a svodidla. Zidealizujeme si ho do lineárního zatížení.

- Vozovka:

$$g_{o,vozovka} = \gamma_{\text{voz}} * t_{\text{voz}} * \gamma * \rho_{\text{voz}} = 24 * 0,09 * 1,2 * 11,25 = 29,16 \text{ kN/m}$$

- Římsy - plocha odečtena z AUTOCAD výkresu příčného řezu:

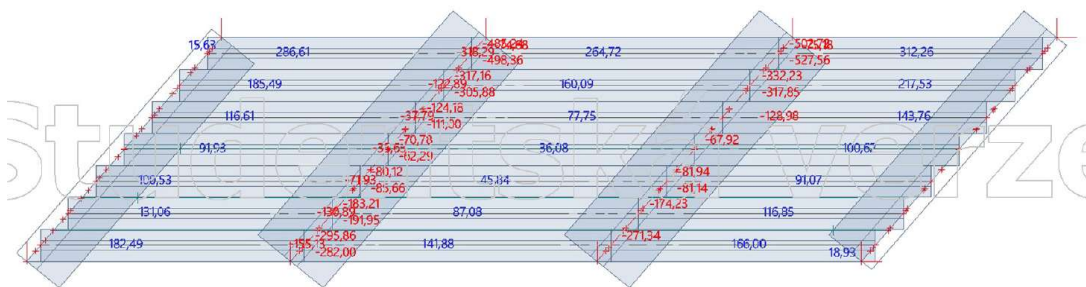
$$g_{o,římsy} = \gamma_{\text{žB}} * A_c = 25 * 1,031 = 25,775 \text{ kN/m}$$

- Zábradlí a svodidla (odhad):

$$g_{o,zábr} = 1 \text{ kN/m}$$

$$\sum g_o = g_{o,vozovka} + g_{o,římsy} + g_{o,zábr} = 29,16 + 25,775 + 1 = 55,94 \text{ kN/m}$$

$$\rightarrow \text{model SCIA } M_{ek,ost} = 312 \text{ kNm}$$



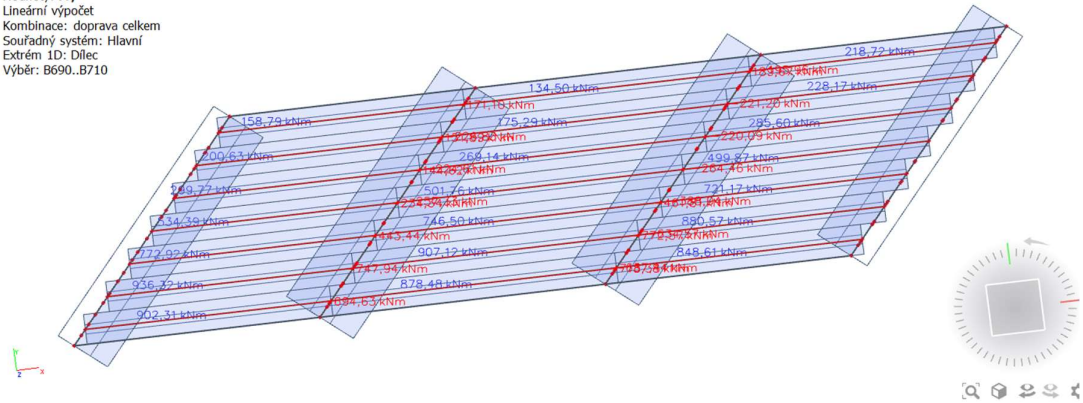
obr. 3.13 Průběh ohybových momentů od ostatního stálého zatížení

Zatížení dopravou

→ model SCIA $M_{ek,dopr} = 936 \text{ kNm}$

1D vnitřní síly

Hodnoty: M_y
 Lineární výpočet
 Kombinace: doprava celkem
 Souřadný systém: Hlavní
 Extrém 1D: Dílec
 Výběr: B690..B710



obr. 3.14 Průběh ohybových momentů od dopravy

3.10 Materiály

Je použita stejná předpínací výztuž i beton jako ve studii (kapitola 2.7), hodnoty materiálů jsou stejné.

3.10.1 Předpínací výztuž

Tvoří ji přímá předpínací lana Y1860 0,6"S15,7 s těmito parametry.

plocha jednoho lana:

$$A_{p1} = 150 \text{ mm}^2$$

Charakteristická pevnost předpínací výztuže:

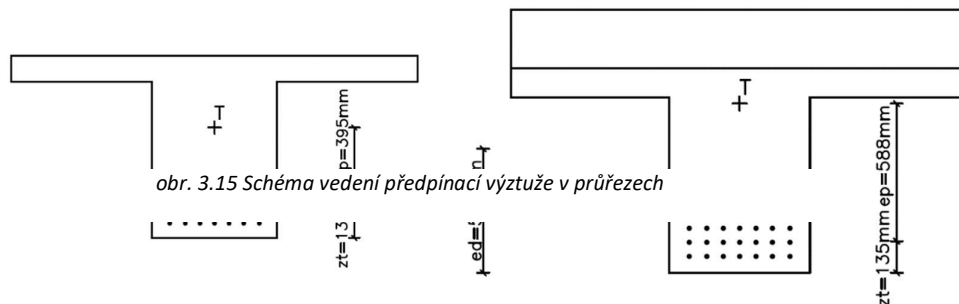
$$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$$

Charakteristická smluvní mez kluzu 0,1% předpínací výztuže:

$$f_{p0,1k} = 0,88 * f_{pk} = 0,88 * 1860 = 1637 \text{ MPa}$$

Předpoklad dostatečné tažnosti předpínací výztuže:

$$\frac{f_{pk}}{f_{p0,1k}} \geq 1,1 \dots \frac{1860}{1637} \geq 1,1 \dots 1,136 \geq 1,1 \text{ podmínka je splněna}$$



obr. 3.15 Schéma vedení předpínací výztuže v průřezech

Maximální předpětí v předpínací výztuži:

$$\sigma_{p,max} = \min(0,8 * f_{pk}; 0,9 * f_{p0,1k}) = \min(0,8 * 1860; 0,9 * 1637) \\ = \min(1488; 1473) = 1473 \text{ MPa}$$

Počet lan v nosníku – výztuž ve 3 řadách po 7 a jeden samostatný ve 4. řadě:

$$n = 22 \text{ ks}$$

Předpínací síla:

$$F_p = A_{p1} * n * \sigma_{p,max} = 150 * 22 * 1473 = 4860900 \text{ N} = 4860,9 \text{ kN}$$

Poloha těžiště předpínací výztuže

Snažíme se o co největší účinnost lan. Předpínací lana tedy umístíme co nejbližší dolnímu okraji nosníku.

$$z_{cg,předpětí} = 135 \text{ mm}$$

Excentricita výslednice předpínací výztuže samotného nosníku a spřaženého průřezu:

$$e_{p,nosník} = e_{nosník}^d - z_{cg,předpětí} = 0,53 - 0,135 = 0,395 \text{ m}$$

$$e_{p,spřaž} = e_{spřaž}^d - z_{cg,předpětí} = 0,723 - 0,135 = 0,588 \text{ m}$$

3.10.2 Mechanické vlastnosti betonu

Potřebné hodnoty pro podrobný návrh:

Beton nosníku C45/55

$$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk0,05} = 2,7 \text{ MPa}$$

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

$$0,6f_{ck} = 0,6 * 45 = 27 \text{ MPa}$$

$$0,45f_{ck} = 0,45 * 45 = 20,25 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{45}{1,5} = 30 \text{ MPa}$$

Beton desky C30/37

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk0,05} = 2 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$$

$$0,6f_{ck} = 0,6 * 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$0,45f_{ck} = 0,45 * 30 = 13,5 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$$

Beton příčníků C35/45

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa} \quad f_{ctk0,05} = 2,7 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{35}{1,5} = 23,33 \text{ MPa}$$

3.10.3 Mechanické vlastnosti betonářské výztuže

Betonářská výztuž B500 B

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

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} \cong 435 \text{ MPa}$$

3.11 Předběžný návrh předpětí

Návrh předpětí zakládáme opět na zjednodušeně na posouzení mezního stavu omezení napětí - dosažení dekomprese pro charakteristickou kombinaci zatížení v krajních vláknech. Působení nosníku se mění v průběhu času, proto je nutné ho posoudit v různých časech.

Nosníky jsou předem předpjeté s přímými předpínacími lany. Ztráty jsou počítány zjednodušeně jako procenta v určitých fázích výstavby. Navrhujeme a posuzujeme předpětí v nejvíce namáhaném průřezu (středu rozpětí). Zcela jistě jsou nutné separace, ale ty budeme určovat až v podrobném návrhu předpětí, kde už budeme lépe znát chování a zatížení konstrukce.

Hodnoty pro výpočet

nosník		spřažený průřez	
plocha A	0,69 m ²	plocha A	1,18125 m ²
moment setrvačnosti I _y	0,0517 m ⁴	moment setrvačnosti I _y	0,1178 m ⁴
eh	-0,345 m	eh	-0,402 m
ed	0,53 m	ed	0,723 m

zatížení (momenty) ve středu rozpětí nosníku		předpětí nosníku	
vlastní tíha nosníku	698,625 kNm	max. napětí v předp. výzt. $\sigma_{p,max}$	1473 Mpa
vlastní tíha desky	493,6 kNm	plocha 1 lana A _{p1}	150 mm ²
ostatní stálé zatížení	312 kNm	počet lan n	22 ks
zatížení dopravou	936 kNm	předpínací síla F _p	4860,9 kN
		excentricita nosník ep	0,395 m
		excentricita spřažený průřez ep	0,588 m

předpětí nosníku		ztráty	
		5%	
<u>zatížení</u>		<u>maximální hodnoty napětí nosníku</u>	
Nek	-4617,855 kN	σ_{max}	2,7 MPa
Mek	-1125,4277 kNm	σ_{min}	-20,25 MPa
<u>napětí v průřezu</u>			
$\sigma_{h,n}$	0,8175642 MPa	OK	
$\sigma_{d,n}$	-18,22981 MPa	OK	

betonáž mostovky (desky)		ztráty	
		15%	
<u>zatížení</u>		<u>přírůstek zatížení</u>	<u>maximální hodnoty napětí nosníku</u>
Nek	-4131,765 kN	ΔN_{ek} 486,09 kN	σ_{max} 0 MPa
Mek	-439,82218 kNm	ΔM_{ek} -685,606 kNm	σ_{min} -27 MPa
<u>napětí v průřezu</u>			
$\sigma_{h,n}$	-3,0530817 MPa	OK	
$\sigma_{d,n}$	-10,496881 MPa	OK	

uvedení do provozu-působí už spřažený průřez		ztráty	
		20%	
<u>přírůstek zatížení</u>		<u>maximální hodnoty napětí nosníku</u>	
ΔN_{ek}	243,045 kN	σ_{max}	0 MPa
ΔM_{ek}	1390,9105 kNm	σ_{min}	27 MPa
		<u>maximální hodnoty napětí desky</u>	
<u>napětí v průřezu</u>			
$\sigma_{h,n}$	-4,6420524 MPa	OK	
$\sigma_{d,n}$	-1,7543857 MPa	OK	
$\sigma_{h,d}$	-4,5408181 MPa	OK	
$\sigma_{d,d}$	-1,5889708 MPa	OK	

konec životnosti		ztráty	25%
přírůstek zatížení		maximální hodnoty napětí nosníku	
ΔN_{ek}	243,045 kN	σ_{max}	0 MPa
ΔM_{eK}	142,91046 kNm	σ_{min}	27 MPa
napětí v průřezu		maximální hodnoty napětí desky	
$\sigma_{h,n}$	-4,6207007 MPa	σ_{max}	0 MPa
$\sigma_{d,n}$	-0,6715173 MPa	σ_{min}	18 MPa
$\sigma_{h,d}$	-4,8227568 MPa		
$\sigma_{d,d}$	-1,567619 MPa		

4 Fáze výstavby a časově závislá analýza

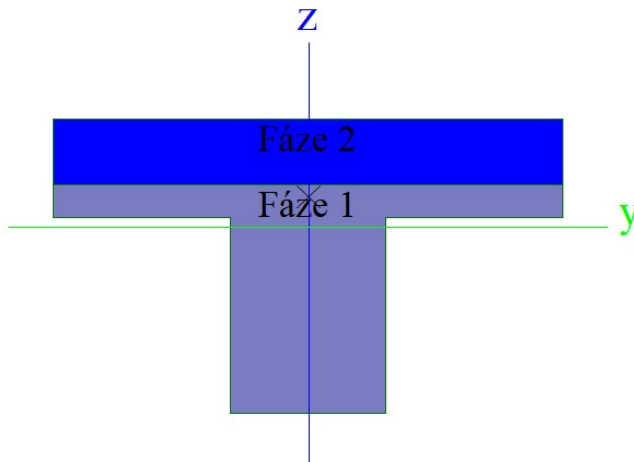
4.1 Popis

Konstrukce mostu působí v různých stádiích výstavby různě, proto nám nestačí pouze jeden model s jedním statickým schématem. Potřebujeme vyšetřit všechny důležité stavy, které mohou nastat. K popisu změn statického schématu a působení nosné konstrukce v průběhu výstavby použijeme prutový model s fázemi výstavby a provozu v programu SCIA Engineer. Další využití najdeme u podrobného návrhu a posouzení nosné konstrukce a rovněž předpětí.

Vytvořili jsme šest nejdůležitějších fází, které jsou pro náš způsob výstavby nejdůležitější „betonáž nosníku“, „předpětí nosníku“, „vložení do konstrukce, betonáž desky a příčníků“, „spojitý nosník“, „uvedení do provozu“, „konec životnosti“. Vytvořili jsme je pomocí přidávání a odstraňování prvků a podpor, nastavení prvků a přidáváním předpínací výztuže, v závislosti na průběh výstavby a výroby.

Časová analýza nosníku (TDA) zohledňuje faktor času, umožňuje nám popsat výstavbu, aby co nejvíce odpovídala realitě. Výpočty na konstrukci probíhají v různých časech v průběhu výstavby, výpočetní program SCIA Engineer si vygeneruje časové uzly a také globální, lokální a detailní časovou osu. Metoda je založená na postupném výpočtu. V nastavení si počtem subintervalů (počtem uzlů) můžeme upravovat přesnost výpočtu, neboť v každém uzlu je proveden výpočet. Můžeme posuzovat každý den, či jinak. My máme nastavený počet subintervalů 50, který je dostačující pro tento příklad. Faktor času nám umožňuje zohlednit stárnutí betonu, tedy jeho vývoj vlastností v čase, dotvarování a smršťování a posouzení předpětí včetně zahrnutí ztrát předpětí. SCIA Engineer počítá v každém uzlu metodou konečných prvků (MKP) a dotvarování pomocí teorie viskoelastivity se stárnutím.

Průřez jsme vytvořili jako fázový. Ve fázi jedna se vyskytuje pouze nosník SMP-T (beton C45/55) a v druhé fázi je přidána betonová deska (beton C30/37).



obr. 4.1 Průřez s fázemi výstavby

Konstrukci vymodelujeme jako soustavu tří prostých nosníků délky 15,5 m, 17,9 m a 15,5 m. Prostřední nosník je kratší o délku spojovacích dílů dlouhých 0,05 m, kterými změníme statické schéma na spojitý nosník.

4.2 Zatěžovací stavy

V každé fázi výstavby musí být právě jeden zatěžovací stav pouze pro tuto fázi. Můžeme ho zadat pomocí stálého zatížení a manuálního vypočtení jeho hodnot, nebo pomocí zadávání vlastní tíhy vypočtené programem, ale nemůžeme přidat žádné jiné stálé zatížení. Vybrali jsme si první možnost. Proměnné zatížení přidáváme pomocí nepočítaných vnitřních sil z prostorového modelu.

Vytvořili jsme si několik kombinací zatížení: minimální a maximální ostatní stálé zatížení pro častou a charakteristickou kombinaci a také kombinaci 6.10a a 6.10b. Toho jsme dosáhli, že jsme pro stejnou konstrukci ve fázích přiřazovali odlišná zatížení.

tab. 4.1 Seznam zatěžovacích stavů na prutovém modelu

2. Zatěžovací stavy

Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení	Působení	Řídící zat. stav
	Spec	Typ zatížení			
Fáze 1	Vlastní tíha nosníku	Stálé Standard	SZ1		
Fáze 2	předpětí	Stálé Standard	SZ1		
Fáze 3	betonáž desky	Stálé Standard	SZ1		
Fáze 4	spojitý nosník	Stálé Standard	SZ1		
Fáze 5 max	+ ostatní stálé	Stálé Standard	SZ1		
Fáze 5 min	+ ostatní stálé	Stálé Standard	SZ1		
Fáze 6 max	Konec životnosti	Stálé Standard	SZ1		
Fáze 6 min	Konec životnosti	Stálé Standard	SZ1		
Předpětí		Stálé Předpětí	SZ2		
nepočítané min	charakteristické Standard	Proměnné Statické	SZ3	Krátkodobé	Žádný
nepočítané max	charakteristické Standard	Proměnné Statické	SZ3	Krátkodobé	Žádný
nepočítané min1	časté Standard	Proměnné Statické	SZ3	Krátkodobé	Žádný
nepočítané max1	časté Standard	Proměnné Statické	SZ3	Krátkodobé	Žádný
F1-Creep		Stálé Dotvarování	SZ1		
F2-Creep		Stálé Dotvarování	SZ1		
F3-Creep	+betonáž desky	Stálé Dotvarování	SZ1		
F4-Creep		Stálé Dotvarování	SZ1		
F5-Creep		Stálé Dotvarování	SZ1		
F6-Creep		Stálé Dotvarování	SZ1		

4.3 Popis fází výstavby

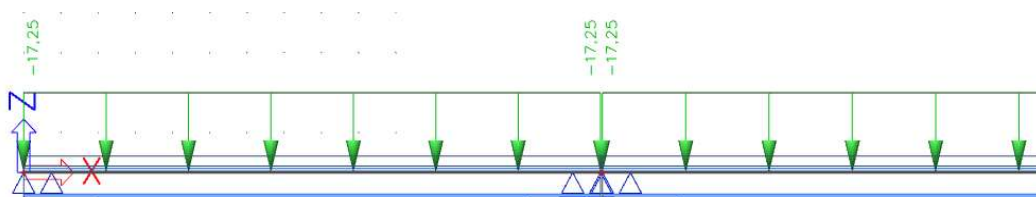
4.3.1 Betonáž nosníku

Jde o první fázi existence nosníku, představuje výrobu nosníku. Doba trvání tohoto stádia je pět dní, v modelu je definovaný začátek dnem 0. Přidáváme fázi 1 průřezu - nosník SMP-T. Nosník je betonovaný ve výrobě ve formě, to simulujeme liniovou podporou (bedněním) po celou dobu této fáze. Nevznikají tedy žádné deformace, vnitřní síly, které bychom mohli posuzovat a kontrolovat. Fázi „betonáž nosníku“ využíváme hlavně z důvodu následné časově závislé analýzy (TDA) nosníku SMP-T.



obr. 4.2 Schéma v první fázi

Bednění přenáší tíhu čerstvého betonu. Tuto vlastní tíhu nosníku definujeme pomocí vlastnoručně vytvořeného stálého zatížení vypočítaného z objemové tíhy a průřezu nosníku a tak převedeno na spojitě liniové zatížení. To vše děláme z důvodu, protože SCIA Engineer umožňuje pouze jedno stálé zatížení pro jednu fázi výstavby. Takto nadefinované zatížení pak působí i v následujících fázích výstavby, pokud potřebujeme přidat další zatížení, tak ho přidáme do fáze spjaté s přidáním tohoto zatížení.



obr. 4.3 Zatížen v první fázi

4.3.1 Předpětí nosníku

Druhá fáze výstavby popisuje vnesení předpětí do nosníku a jeho následné statické působení při skladování v horizontální poloze a podpory jsou umístěny x metrů od konců nosníku. Fáze začíná dnem 5 – předpínáním. Už došlo k odstranění bednění a můžeme posuzovat vnitřní síly, deformace, napětí a další údaje.



obr. 4.4 Schéma v druhé fázi

V této fázi nebylo přidáno žádné stálé zatížení, které představuje prázdný zatěžovací stav „Fáze 2 – předpětí“ bez žádného zatížení, ale bylo přidáno předpětí. Stále působí zatížení z předcházející fáze.

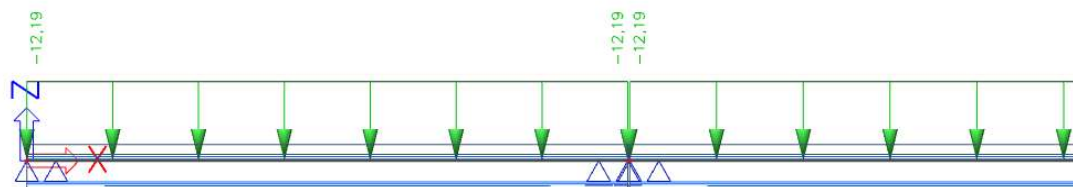
4.3.3 Vložení do konstrukce, betonáž desky a příčníků

Třetí fáze výstavby představuje dočasné stádium před spojením (zmonolitněním) s příčnicí a deskou, tedy působení při vložení do konstrukce a ještě před působením jakožto spojitý nosník. Přidáváme fázi 2 průřezu - desku. Předpokládáme, že k tomuto dojde po dvou měsících (60. den). Čerstvý beton ještě nemůže přenášet zatížení a plnit stejnou funkci jako beton už stáří několika či mnoha dní. Nyní je pořád statické schéma trojice prostých nosníků s kloubovými podporami na konci nosníků. Je nutné vytvořit další stav, už bude konstrukce zmonolitněná a působit jako spojitý nosník.

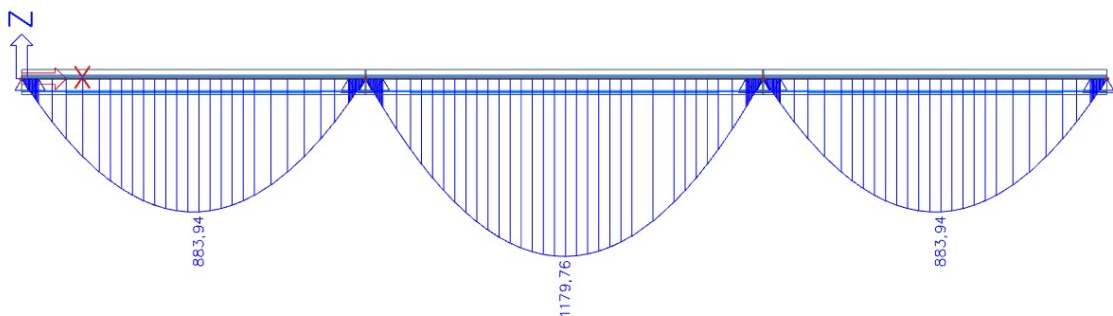


obr. 4.6 Schéma ve třetí fázi

Přidáváme zatížení čerstvým betonem z betonáže desky. Postup byl stejný jako u první fáze, kdy jsme přidávali tíhu čerstvého betonu nosníku.



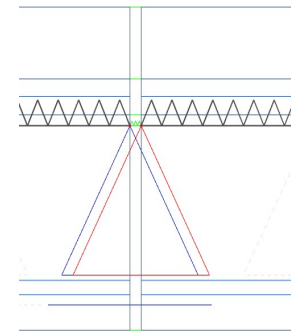
obr. 4.7 Zatížení ve třetí fázi



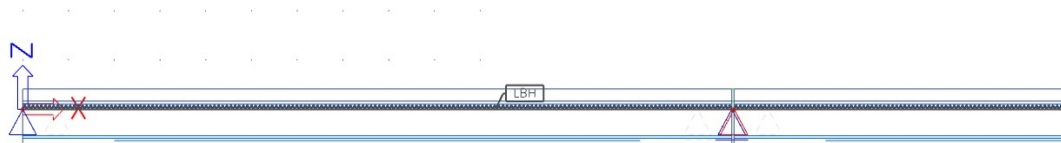
obr. 4.8 Průběh ohybových momentů od zatížení bez předpětí ve třetí fázi

4.3.4 Spojitý nosník

Fáze 4, která popisuje poslední změnu statického schématu konstrukce a její konečné působení v konstrukci. Uvažujeme, že 5 dní (65. den celkově) od betonáže začne konstrukce působit jako spojitý nosník. Statické schéma spojitého nosníku vytvoříme vložení spojovacích dílů délky 0,05 m mezi nosníky a odebráním přebytečných podpor a změn pevných kloubů na posuvné, aby na spojitém nosníku byl jen jeden pevný kloub. Docházelo by nám totiž k bránění deformace (např. od dotvarování) a vznikaly vnitřní síly, které by ovlivnily výsledky.



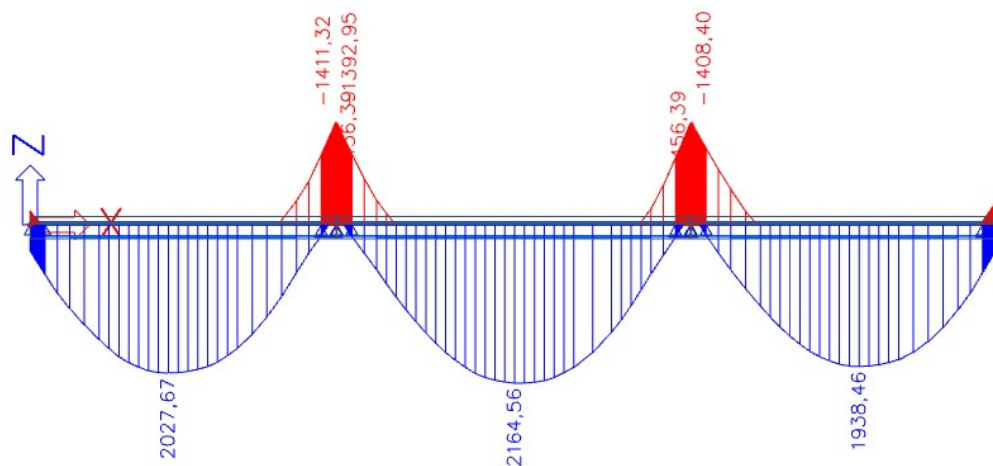
obr. 4.9 Detail spojovacího dílu



obr. 4.10 Schéma ve čtvrté fázi

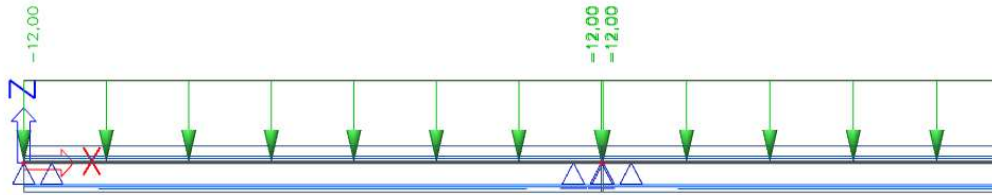
4.3.5 Uvedení do provozu

Uvedení do provozu ve fázi 5 uvažujeme v 95. dni, kdy všechny betonové části vymodelované konstrukce budou starší než 28 dní. Na konstrukci už se do konce životnosti nemění.

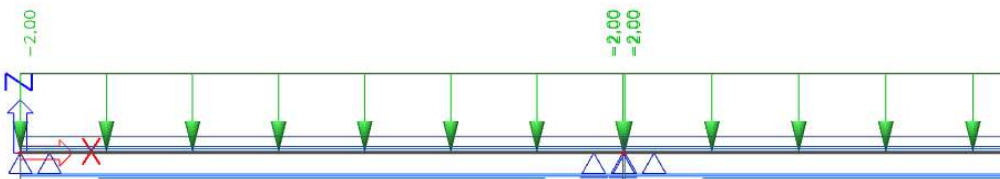


obr. 4.11 Průběh ohybových momentů od zatížení bez předpětí v páté fázi

Přidáváme zatížení ostatní stálé od říms, vozovky, zábradlí a svodidel. Toto zatížení zjednodušíme jako spojité liniové zatížení, které nám vytváří hodnoty ohybové momentu dvojice nejméně a nejvíce zatíženého nosníků jako na prostorovém modelu. Hodnoty oproti stálému zatížení jsou procentuální, proto ho definujeme zjednodušeně.

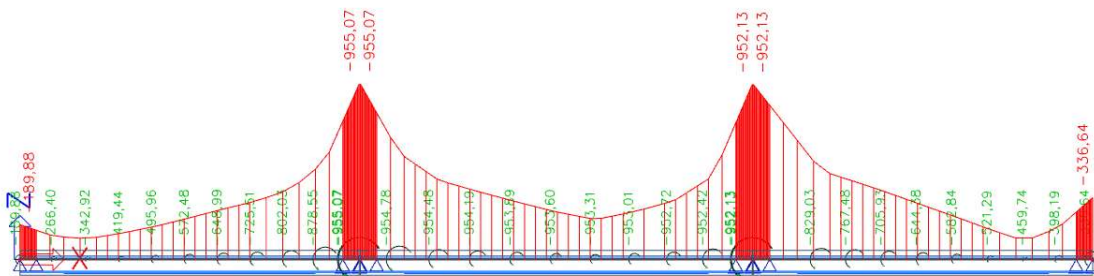


obr. 4.12 Maximální ostatní stálé zatížení

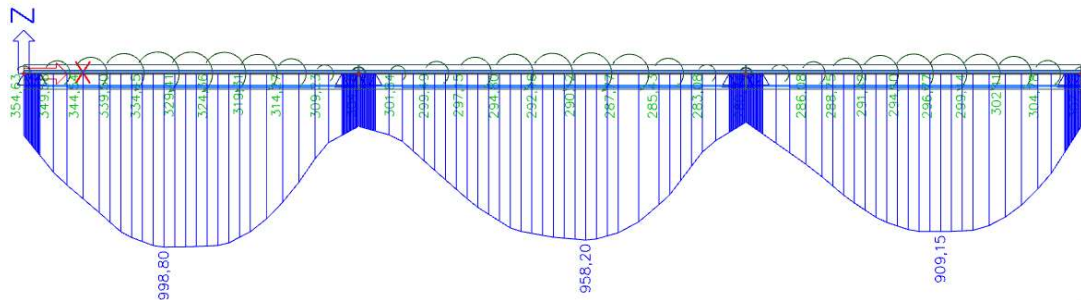


obr. 4.13 Minimální ostatní stálé zatížení

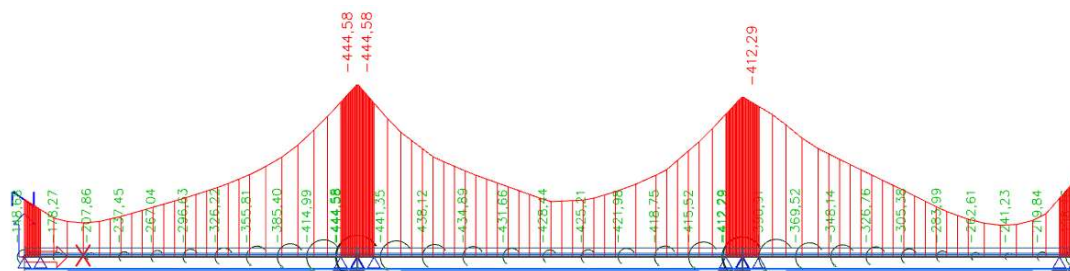
Další zatížení, které zadáváme je proměnné zatížení dopravou. Definujeme ho pomocí nepočítaných vnitřních sil jako proměnné zatížení ve výběrové skupiny zatížení. Vytvořili jsme si čtyři obálky ohybových momentů ze 6 kombinací zatížení dopravou, kdy se liší zatížení v pruzích. Dvě obsahují záporné hodnoty a dvě kladné hodnoty, tyto čtyři obálky nám poslouží k sestavení důležitých kombinací zatížení. Myslíme tím charakteristickou a častou kombinaci pro MSP a kombinace 6.10a a 6.10b pro MSÚ. Do modelu s fázemi výstavby a TDA jsme je vložili importováním hodnot ze souboru .csv, který byl konvertovaný do tohoto formátu z tabulek EXCELu.



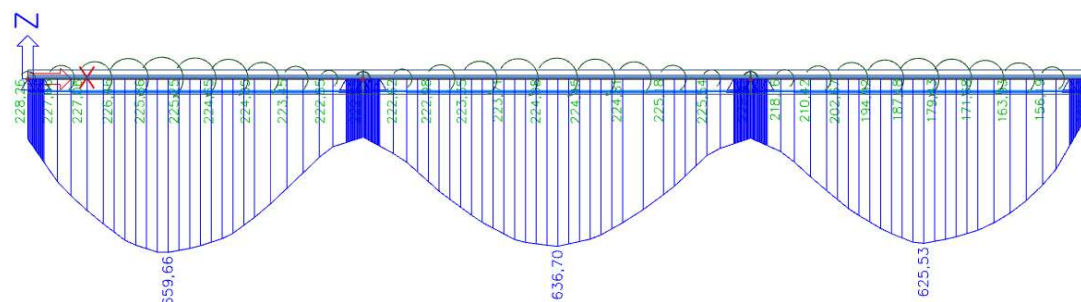
obr. 4.14 Obálka záporných momentů od dopravy v charakteristické kombinaci



obr. 4.15 Obálka kladných momentů od dopravy v charakteristické kombinaci



obr. 4.16 Obálka záporných momentů od dopravy v časté kombinaci

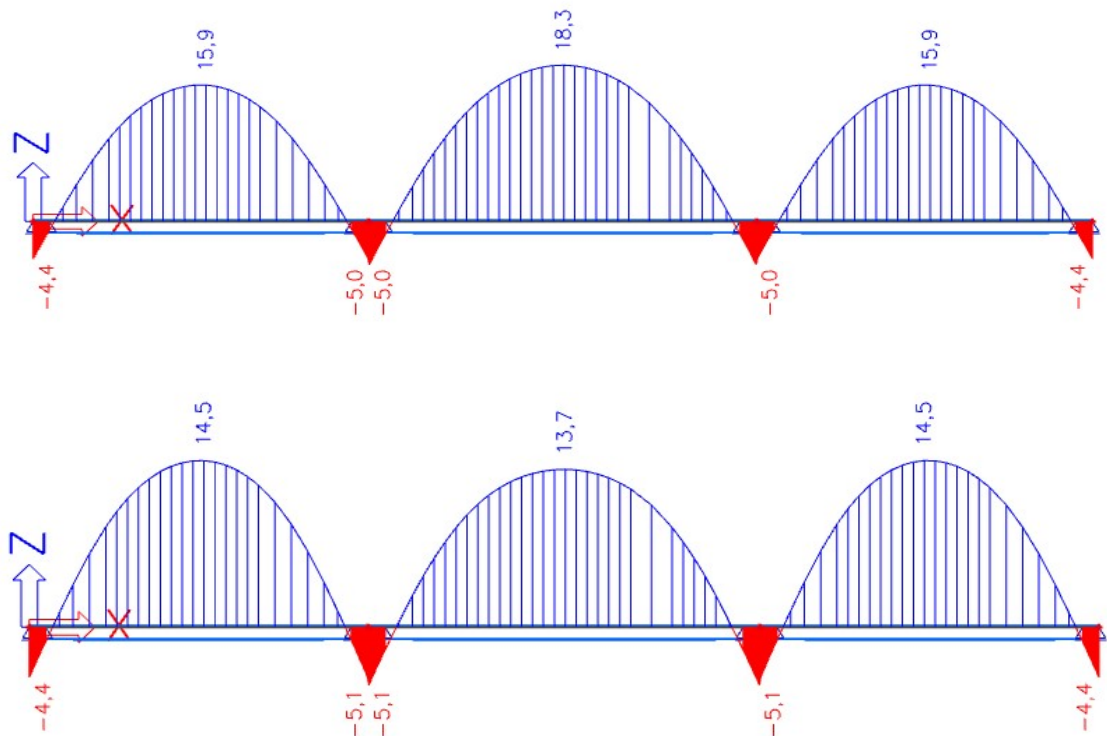


obr. 4.17 Obálka kladných momentů od dopravy v časté kombinaci

4.3.6 Konec životnosti

Šestá a poslední fáze reprezentuje konec životnosti konstrukce a uvažujeme ho dle trvanlivosti v čase 100 let (36500 dní). Žádné zatížení nepřidáváme ani statické schéma se nemění. Hraje zde roli faktor času při stárnutí betonu, dotvarování a ztrátách předpětí.

Od doby osazení nosníků do konstrukce do konce životnosti bude svislý průhyb krajních nosníků 1,4 mm a prostředního nosníku 4,6 mm.



obr. 4.18 a 4.19 Průběh svislé deformace v okamžiku osazení nosníků do konstrukce až do konce životnosti

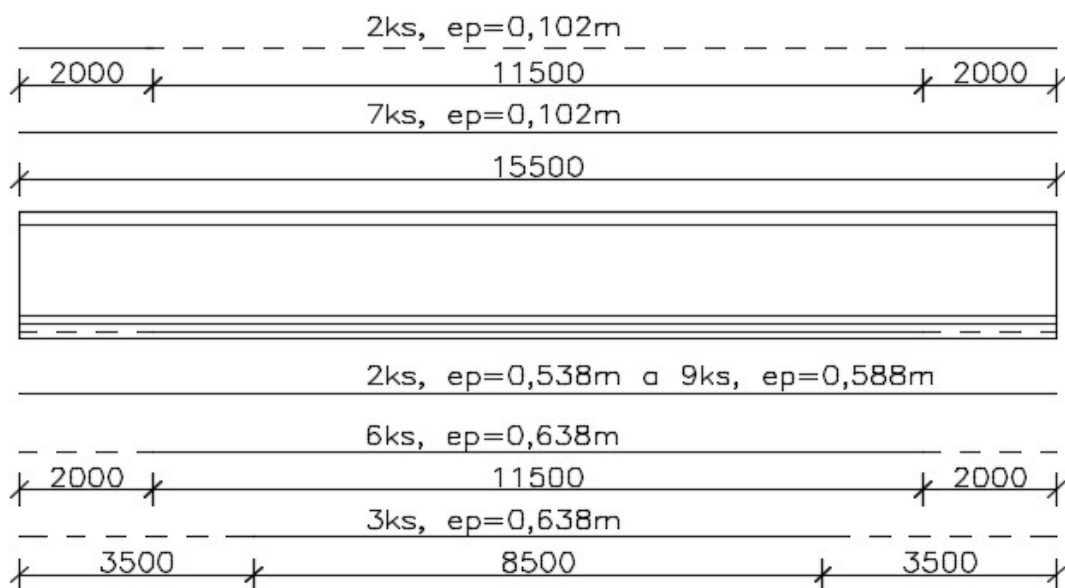
4.4 Podrobný Návrh předpětí

Návrh předpětí zakládáme na posouzení mezního stavu omezení napětí - dosažení dekomprese pro častou kombinaci zatížení v krajních vláknech a omezení tlakového napětí pro charakteristickou kombinaci, postupnou iterací pro ideální návrh. V průběhu životnosti nosníků je několikrát měněno zatížení a statické schéma působení. Návrh musí být založen na výsledcích ze všech těchto fází.

Nosníky jsou předem předpjeté s přímými předpínacími lany a na koncích nosníků je provedena separace dolních lan a u horních lan je provedena ve středu rozpětí nosníku. Lana jsou namodelována jako kabely délky bez soudržnosti. Separace je zavedena tak, že lana v tomto místě nejsou definována.

4.4.1 Nosník délky 15,5 m

Počet horních lan je devět v jedné řadě a dvě z nich je separovány v místě 2 metry od kraje nosníku. Dolních lan je 20 a jsou zde provedené dvě různé separace pro lepší přizpůsobení průběhu ohybového momentu. První separace provedená ve vzdálenosti 2 a 3,5 metru od kraje nosníku.

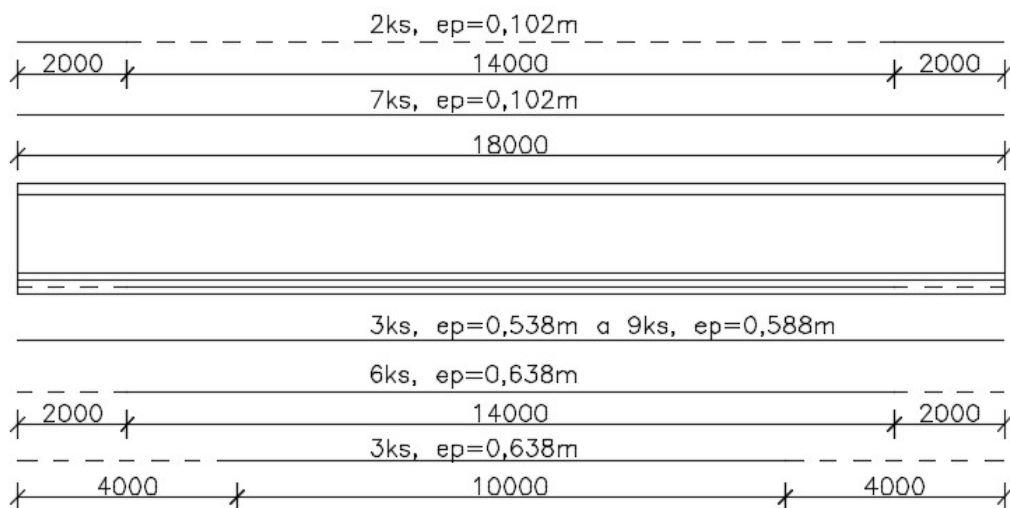


obr. 4.20 Schéma vyztužení nosníku 15,5 m

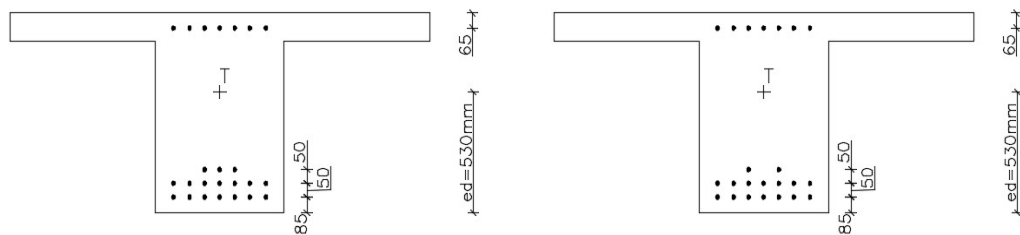
4.4.2 Nosník délky 18 m

Předpětí je téměř totožné, liší se počet dolních lan o jedno a je trochu jiná separace. Počet horních lan je devět v jedné řadě a dvě z nich je separovány v místě 2 metry od kraje nosníku.

Dolních lan je 21 a jsou zde provedené dvě různé separace pro lepší přizpůsobení průběhu ohybového momentu. První separace provedená ve vzdálenosti 2 a druhá 4 metry od kraje nosníku



obr. 4.21 Schéma vyztužení nosníku 18 m



obr. 4.22 Schéma vyztužení nosníku 18 m a nosníku 15,5m v řezu

Vlastnosti předpínací výztuže už máme vypočítané v předběžném návrhu předpětí. Předpětí bylo podrženo 300s na maximální předpětí v předpínací výztuži je 1473 MPa. Předpětí bylo do nosníku vneseno pátý den. Ztráty předpětí jsou počítané výpočetním programem.

Výkresy č.7 a 8 podrobně popisují vedení předpínací výztuže a provedení separace předpínacích lan na nosnících délky 15,5 i 18 metrů.

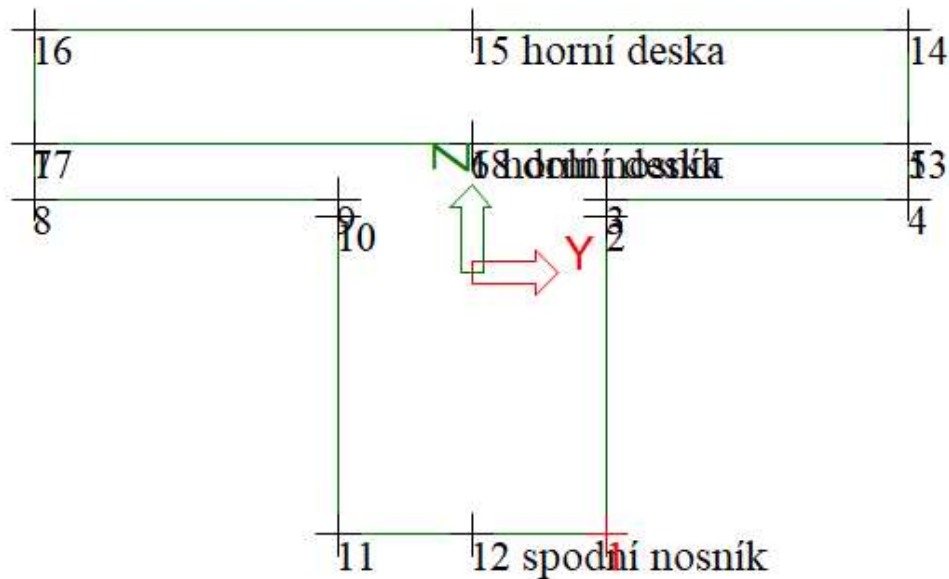
Posouzení předpětí jsme provedli graficky posouzením mezního stavu omezení napětí. Postupnou iterací měnění předpětí jsme dosáhli následujícího průběhu ohybových momentů. Bylo nutné použít i horní lana, abychom vložili dostatečnou tlakovou rezervu a dolní lana nevytvářely v horních vláknech nosníku tahová napětí.

5 Posouzení předpětí

5.1 MSP - mezní stav omezení napětí omezení napětí

Napětí v krajních vláknech nosníku musíme posoudit v průběhu životnosti v každé fázi výstavby. Nesmí překročit povolené hodnoty.

Nadefinovali jsme si vlákna průřezu horní a dolní pro desku a nosník. Pro náš případ posouzení napětí nás hlavně zajímají napětí v krajních vláknech nosníku. Napětí v desce přenesou betonářská výztuž. Okolí vnitřních podpor od času působení jako spojitý nosník (od fáze 4) do vzdálenosti výšky průřezu neposuzujeme. Na skutečné konstrukci už budou tato napětí přenášená betonářskou výztuží železobetonového příčnicku. Špičky napětí v místě separace se moc nepodobají skutečnosti, reálně tam takovéto špičky napětí nebudou a změna napětí bude pozvolná.



obr. 5.1 Definovaná vlákna na průřezu

Tlakové napětí musíme omezit, tak aby nevznikaly podélné trhliny, rozvíjely se mikrotrhliny a nedocházelo k nadměrnému dotvarování.

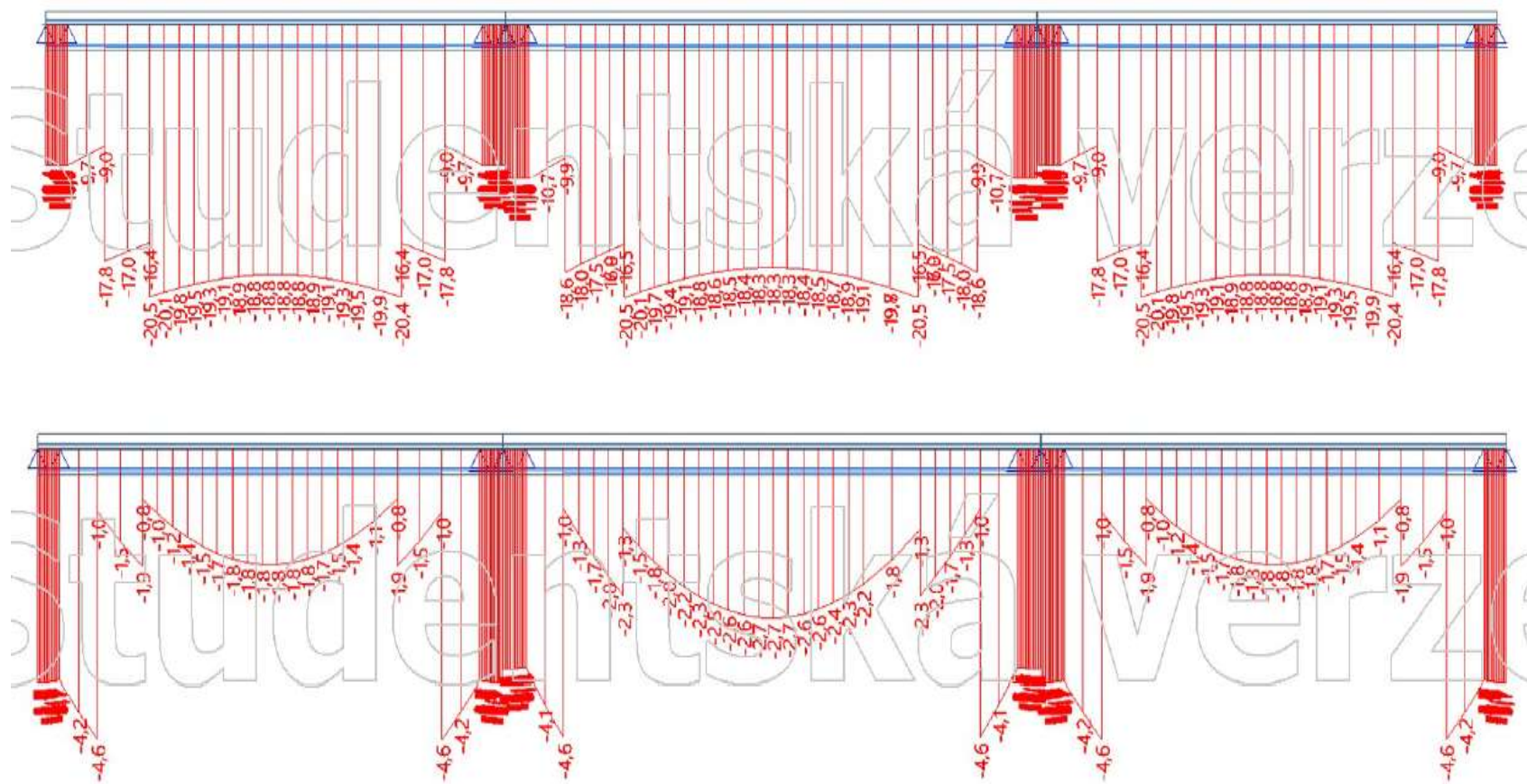
V charakteristické kombinaci omezujeme napětí na hodnotu $0,6 f_{ck}$, kvůli příčným tahům. Také omezujeme hodnotu v druhé fázi na $0,45 f_{ck}$, abychom mohli uvažovat lineární dotvarování.

Nadefinovali jsme si vlákna průřezu horní a dolní pro desku a nosník. Pro náš případ posouzení napětí nás hlavně zajímají napětí v krajních vláknech nosníku. Napětí v desce přenesené betonářská výztuž.

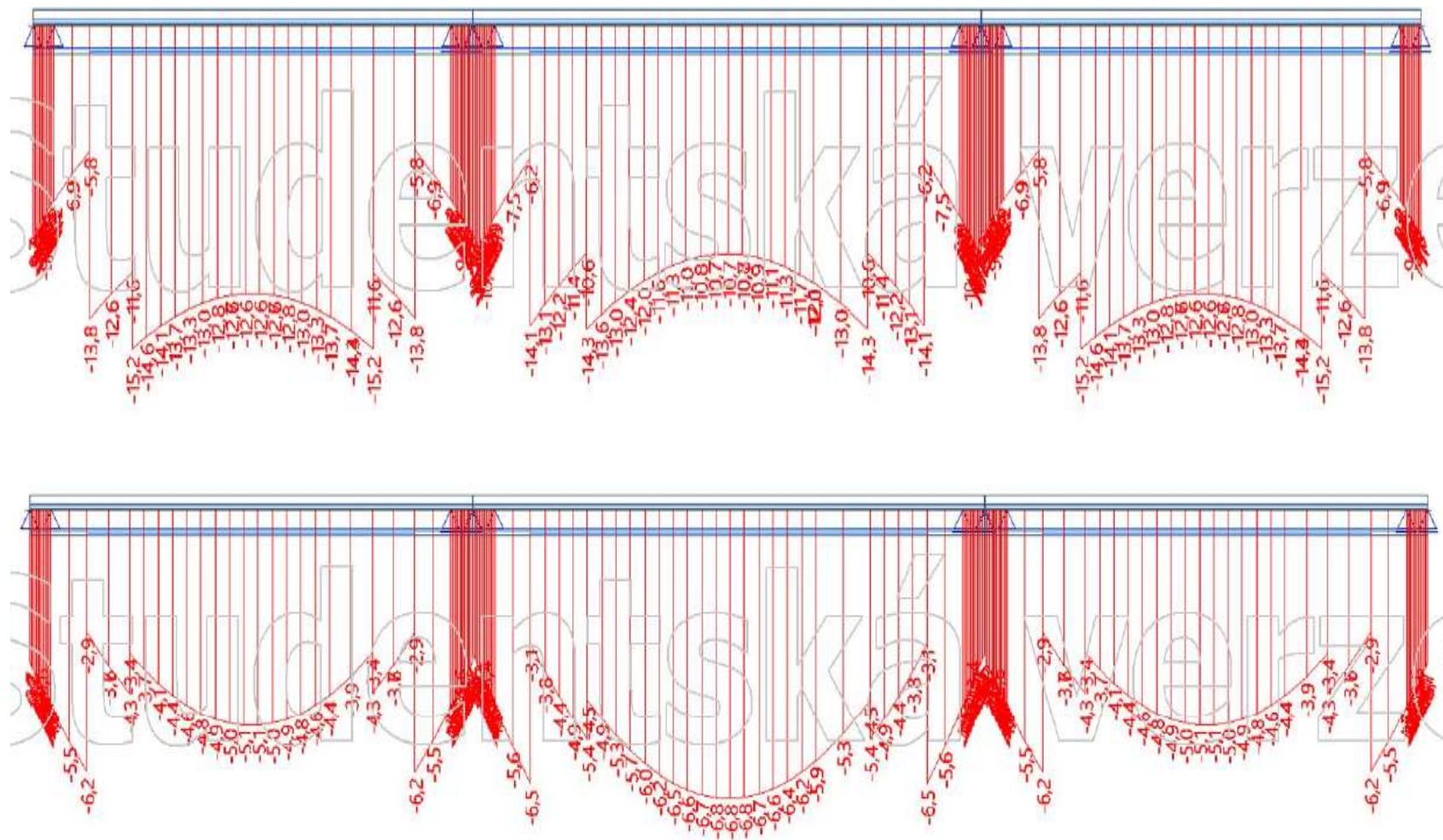
Tahová napětí omezujeme proti vzniku tahových trhlin, pro charakteristickou kombinaci zatížení v druhé fázi hodnotou $f_{ctk0,05}$ u horního povrchu nosníku. Pro další fáze nechceme, aby tahy vznikaly, ale připouštíme tahové napětí do hodnoty do střední pevnosti betonu v tahu f_{ctm} . Pokud nepřekročí hodnotu f_{ctm} můžeme jednorázově počítat s plným průřezem bez trhlin.

Pro častou kombinaci zatížení posuzujeme hlavně tahová napětí, kdy nepřipouštíme žádná tahová napětí a vznik tahových trhlin.

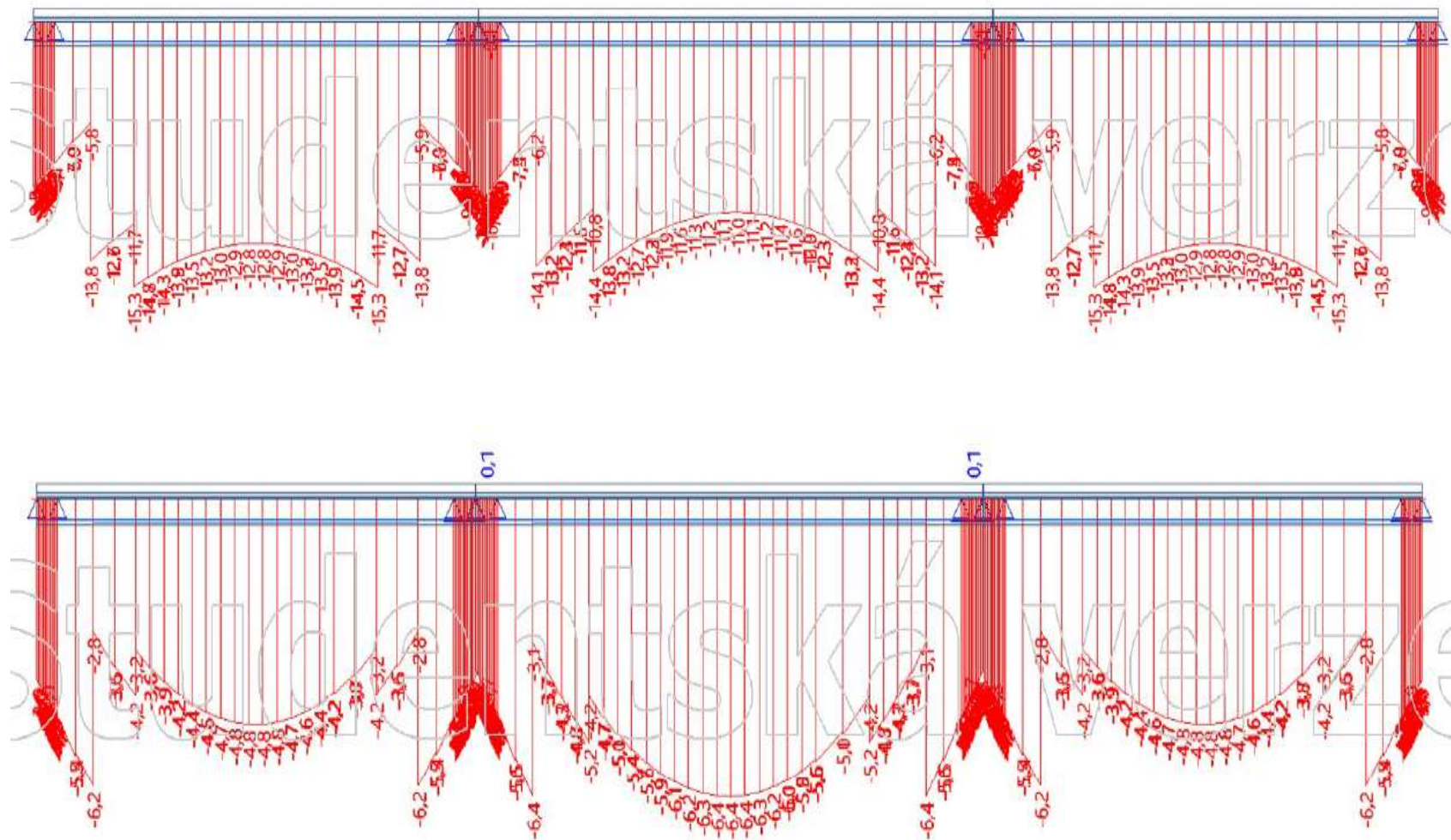
5.1.1 Charakteristická kombinace



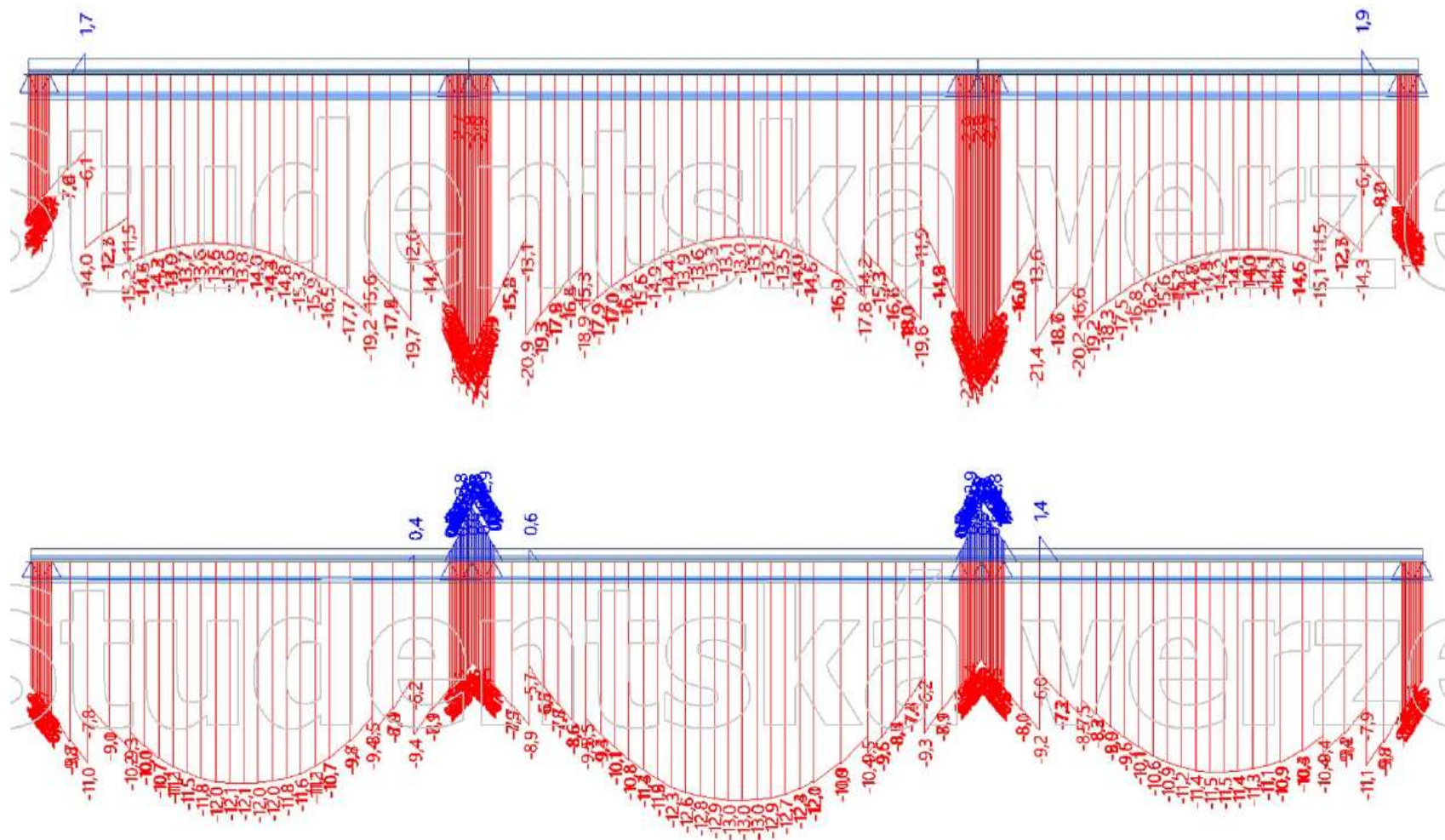
obr. 5.2 a 5.3 Průběh normálových napětí ve spodních a horních vláknech nosníku ve fázi 2



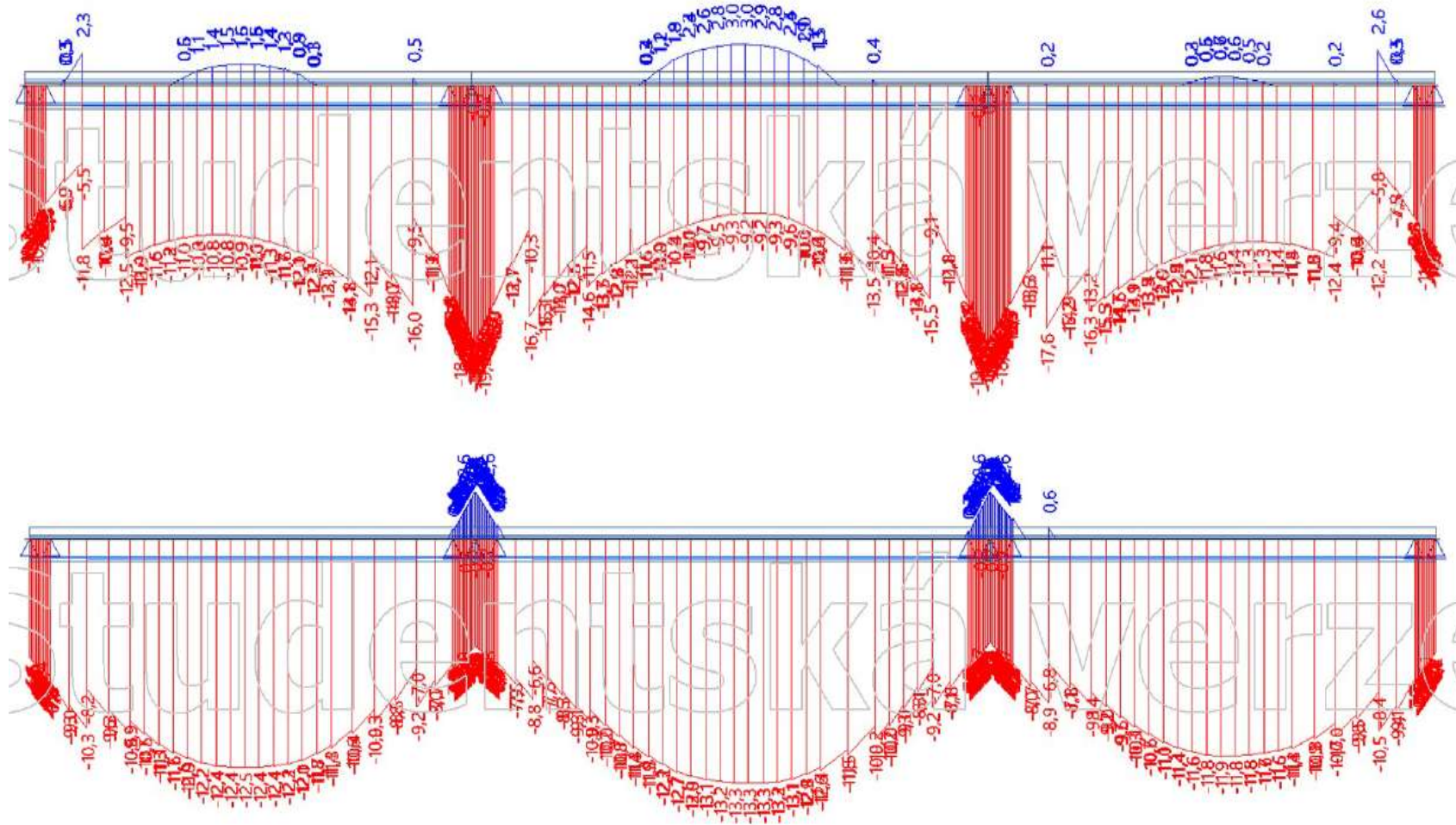
obr. 5.4 a 5.5 Průběh normálových napětí ve spodních a horních vláknech nosníku ve fázi 3



obr. 5.6 a 5.7 Průběh normálových napětí ve spodních a horních vláknech nosníku ve fázi 4

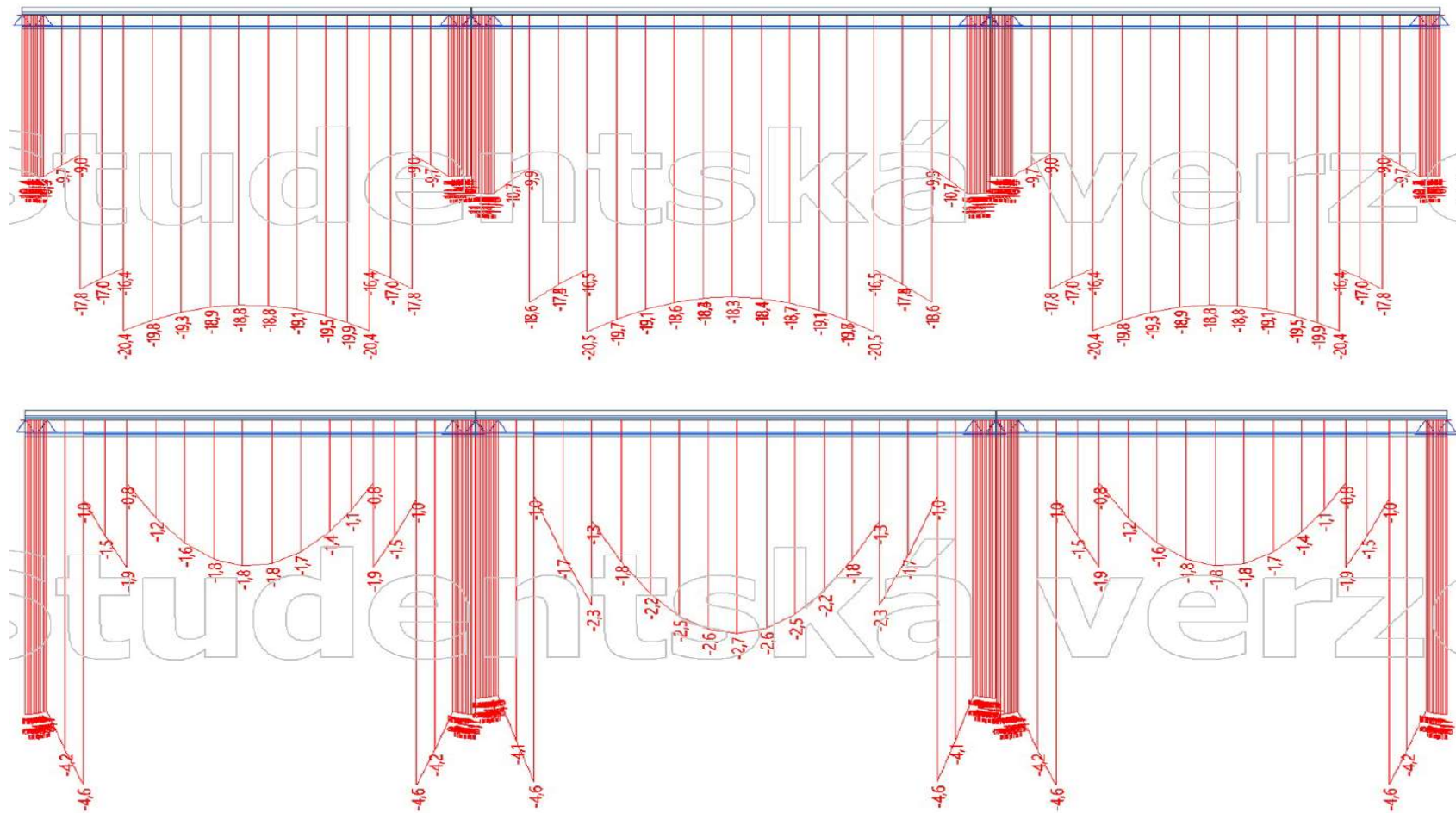


obr. 5.8 a 5.9 Průběh normálových napětí ve spodních a horních vláknech nosníku ve fázi 5

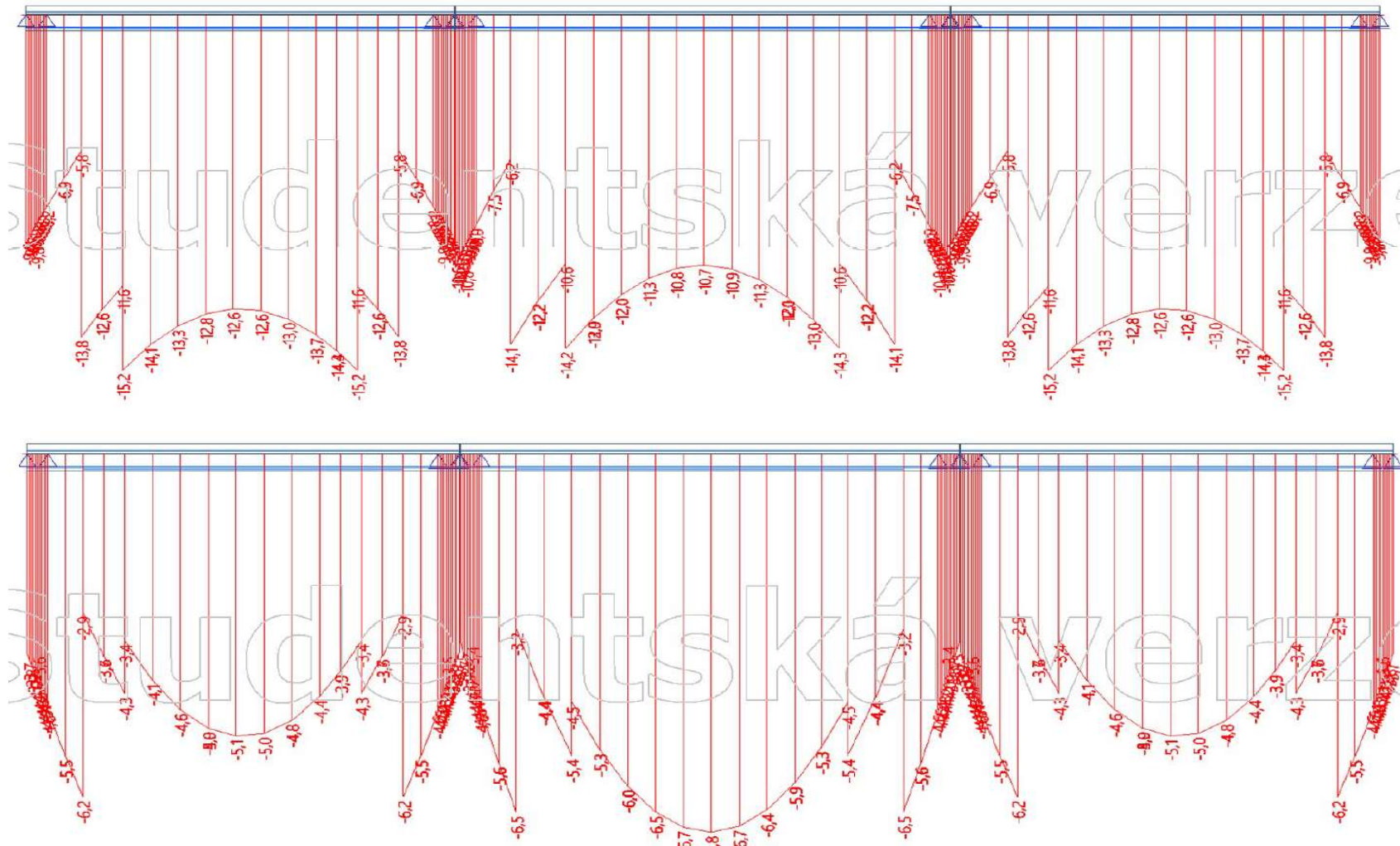


obr. 5.10 a 5.11 Průběh normálových napětí ve spodních a horních vláknech nosníku ve fázi 6

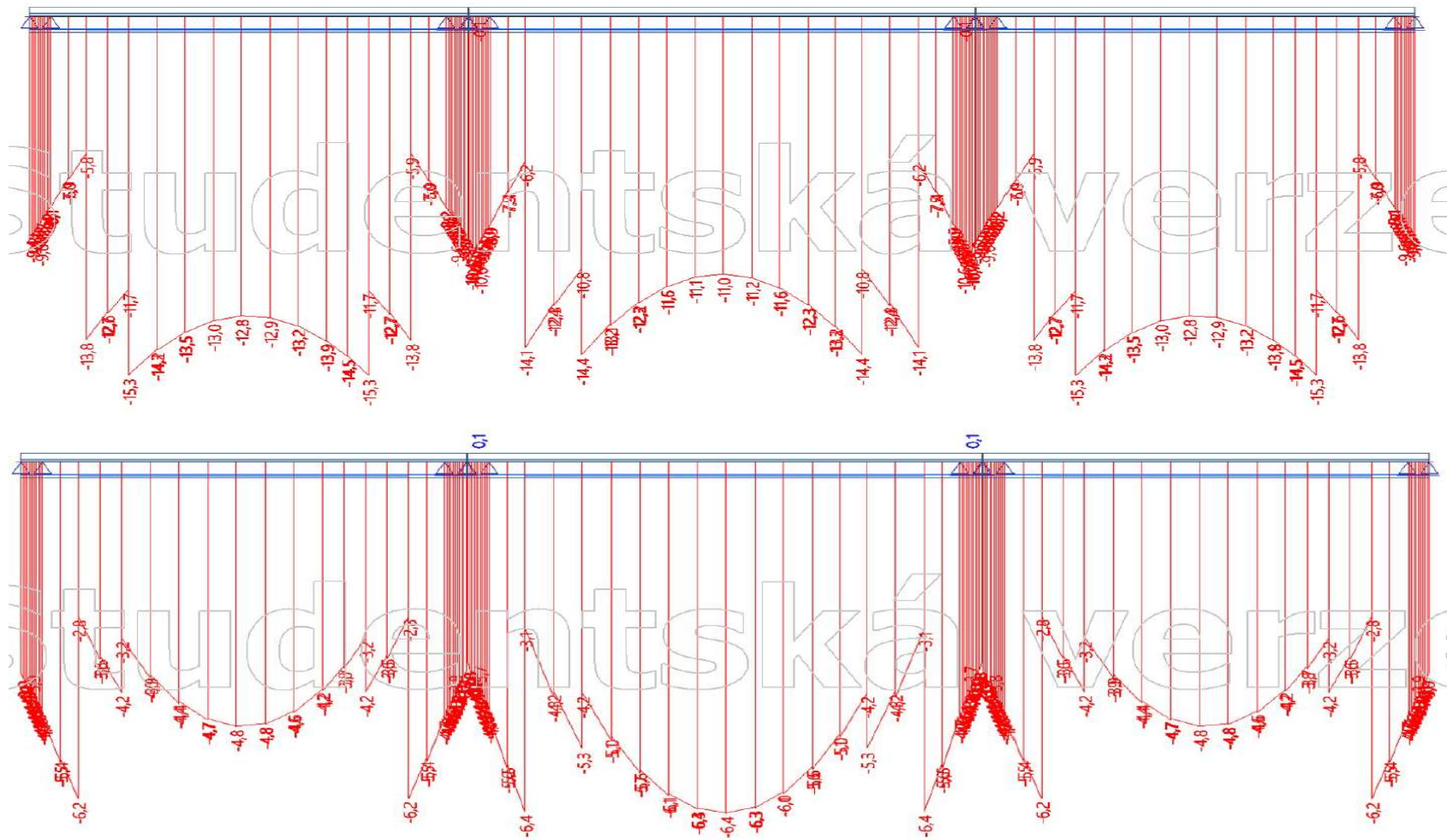
5.1.2 Častá kombinace



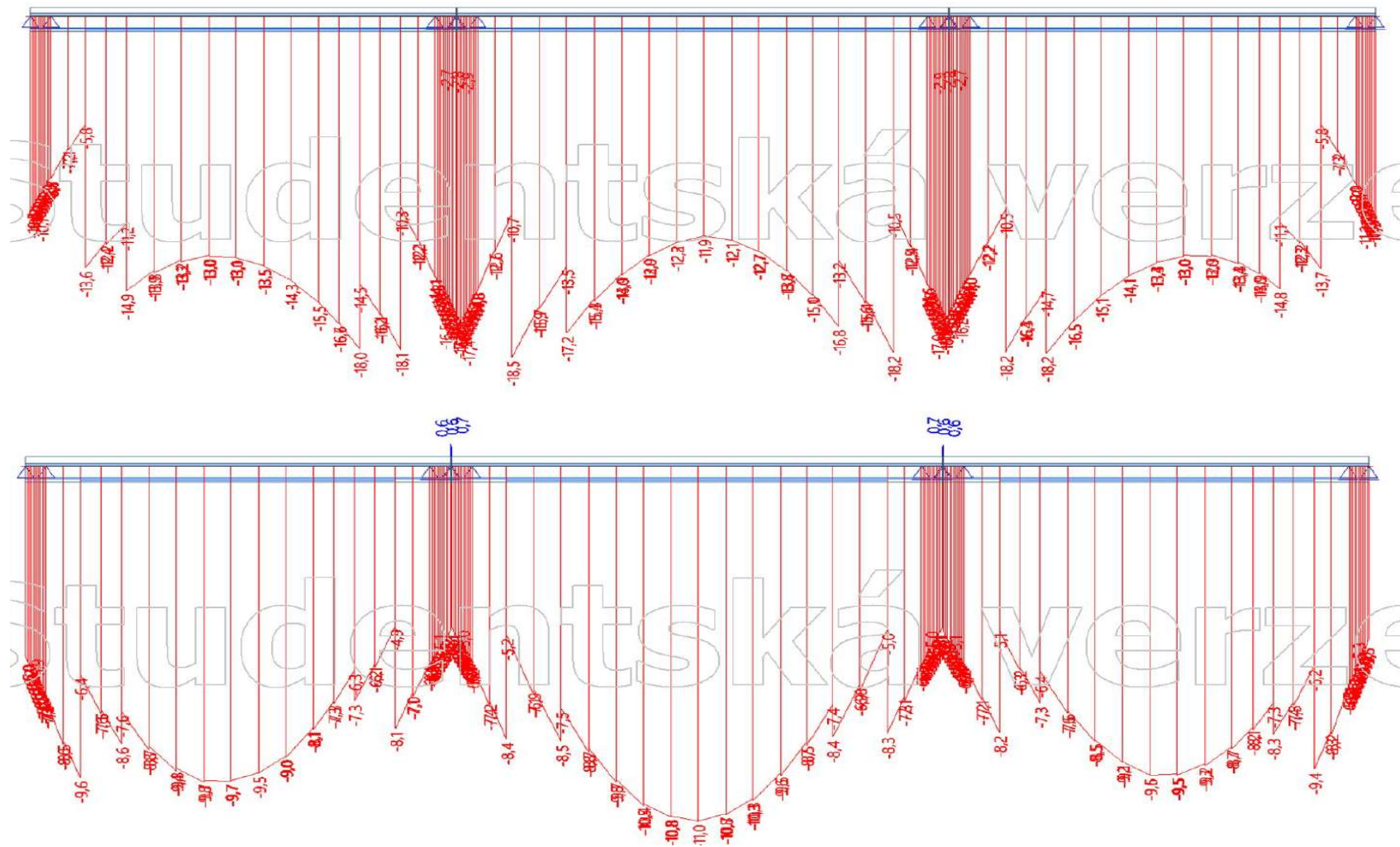
obr. 5.12 a 5.13 Průběh normálových napětí ve spodních a horních vláknech nosníku ve fázi 2



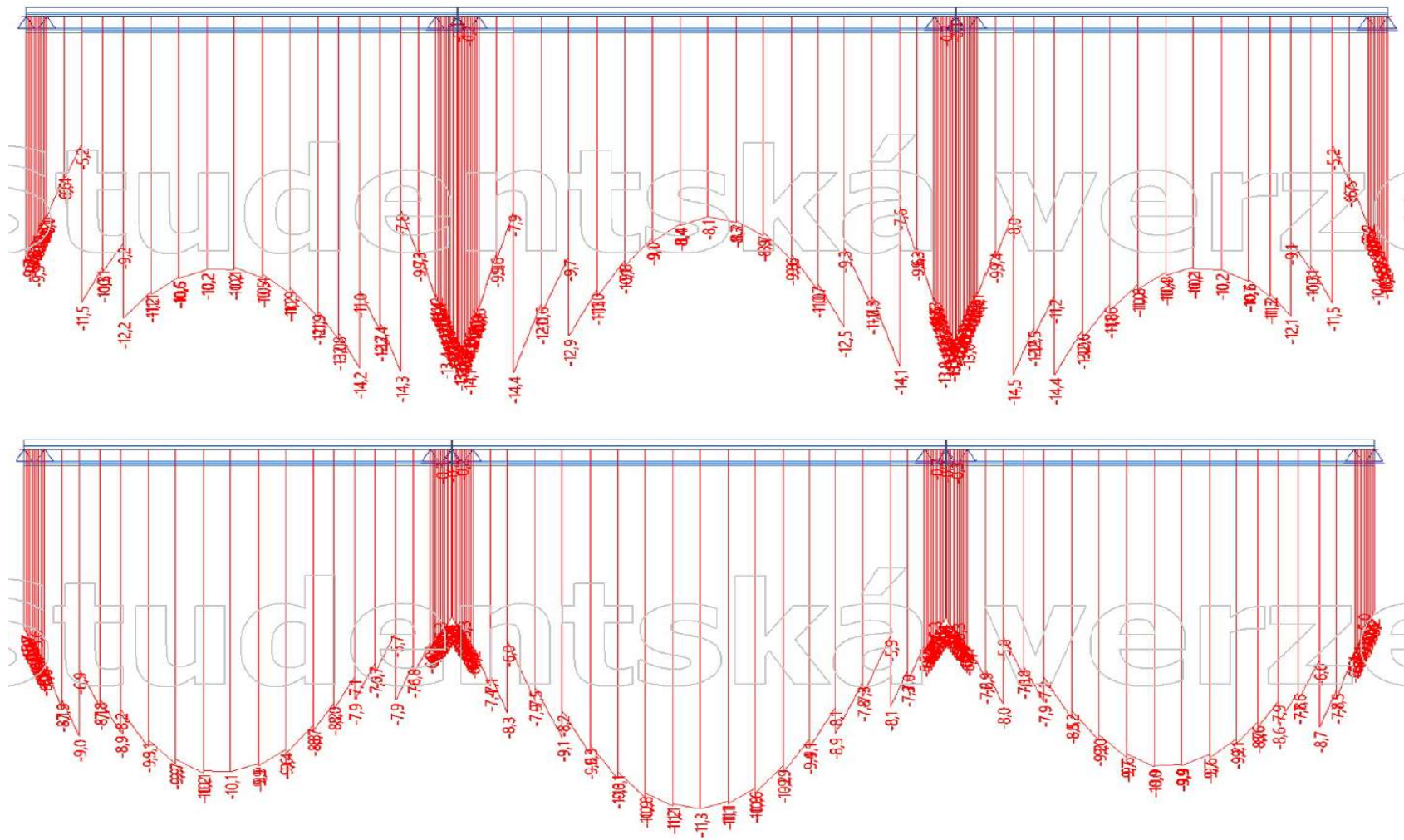
obr. 5.14 a 5.15 Průběh normálových napětí ve spodních a horních vláknech nosníku ve fázi 3



obr. 5.16 a 5.17 Průběh normálových napětí ve spodních a horních vláknech nosníku ve fázi 4



obr. 5.18 a 5.19 Průběh normálových napětí ve spodních a horních vláknech nosníku ve fázi 5



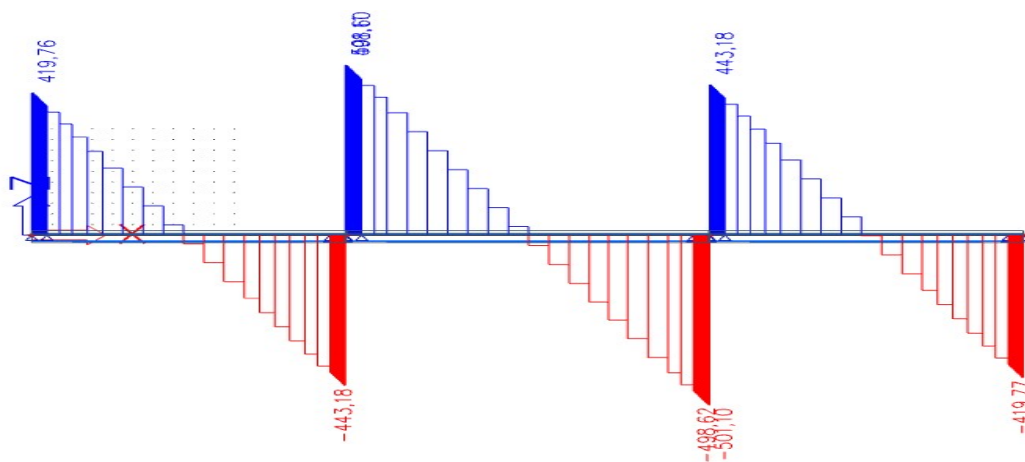
obr. 5.20 a 5.21 Průběh normálových napětí ve spodních a horních vláknech nosníku ve fázi 6

6 Návrh a posouzení výztuže, mostních ložisek a závěrů

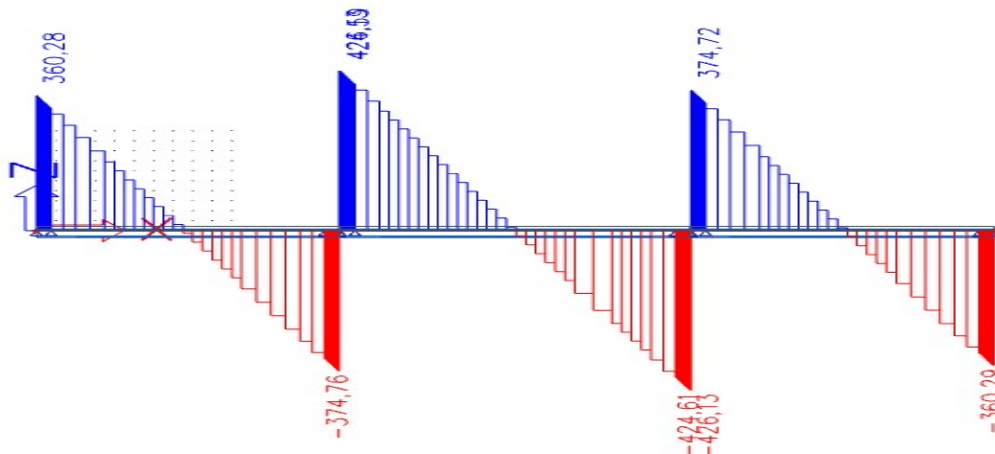
6.1 Nosník SMP-T

6.1.1 Návrh a posouzení na smyk

Konstrukci musíme posoudit ve vzdálenosti d od líce podpory. Hodnoty posouvajících sil na nosnících jsou vypočítané modelem ve SCIA Engineer časově závislou analýzou (TDA). Jde o hodnoty z kombinací 6.10a a 6.10b na konci životnosti mostu (100 let).



obr. 6.1 Průběh posouvající síly v kombinaci 6.10a



obr. 6.2 Průběh posouvající síly v kombinaci 6.10b

Posouvající síly v kombinaci 6.10a jsou větší a jsou tedy pro nás rozhodující, dále počítáme s těmito hodnotami.

6.1.1.1 Smyková výztuž předpjatého nosníku délky 18 metrů

Hodnota návrhové posouvající síly:

$$V_{Ed} = 501,10 \text{ kN}$$

1) Volba $\cot\theta$ (úhel mezi betonovými tlakovými diagonálami a osou nosníku kolmou na posouvající sílu)

Mezní hodnoty úhlu θ : $1,0 \leq \cot\theta \leq 2,5 \rightarrow$ volíme $\cot\theta = 1,25$

2) Únosnost tlačené diagonály, výpočet d , odhad z

$$d = H - c - \phi_{sw, odhad} = 1125 - 40 - 5 = 1080 \text{ mm}$$

$$z \cong 0,95 * d \cong 0,95 * 1080 \cong 1030 \text{ mm}$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd, max}$$

$$V_{Rd, max} = v * f_{cd} * b * z * \frac{\cot\theta}{1 + (\cot\theta)^2}$$

$$v = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 * \left(1 - \frac{45}{250}\right) = 0,492$$

$$V_{Rd, max} = 0,492 * 30 * 600 * 1030 * \frac{1,25}{1 + (1,25)^2} = 4449600 \text{ N} \cong 4450 \text{ kN}$$

$501,10 \text{ kN} \leq 4450 \text{ kN}$ OK, podmínka splněna

3) Volba průměru třmíneků ϕ_{sw} a střížnosti n

$$\phi_{sw} = 10 \text{ mm}$$

$$n = 2$$

4) Návrh smykové výztuže

$$\text{Plocha jednoho třmítku: } A_{sw} = \frac{n * \pi * \phi_{tr}^2}{4} = \frac{2 * \pi * 10^2}{4} \cong 157 \text{ mm}^2$$

Velikost návrhové posouvající síly ve vzdálenosti d od líce podpory $V_{Ed,1}$ – určení z podobnosti trojúhelníků:

$$\frac{V_{Ed,1}}{\frac{L}{2} - d - \frac{a}{2}} = \frac{V_{Ed}}{\frac{L}{2}}$$

$$\frac{V_{Ed,1}}{\frac{18}{2} - 1,080 - \frac{0,975}{2}} = \frac{501,10}{\frac{18}{2}}$$

$$V_{Ed,1} \cong 413,5 \text{ kN}$$

Osová vzdálenost třmínků:

$$s_1 \leq \frac{A_{sw} * f_{ywd}}{V_{Ed,1}} * z * \cot \theta = \frac{157 * 435}{413500} * 1030 * 1,25 \cong 212 \text{ mm}$$

Návrh: Dvoustřížné třmínky $\emptyset_{sw} = 10 \text{ mm}$ po 200 mm

5) konstrukční zásady

Maximální vzdálenost třmínků:

$$s_1 \leq \min (0,75 * d, 400 \text{ mm})$$

$$200 \leq \min (810, 400 \text{ mm})$$

$$200 \leq 400 \text{ mm OK, návrh vyhoví}$$

Kontrola stupně vyztužení: $\rho_{sw,min} \leq \rho_{sw} \leq \rho_{sw,max}$

$$\frac{0,08 * \sqrt{f_{ck}}}{f_{ywk}} \leq \frac{A_{sw}}{b * s_1} \leq \frac{0,5 * v * f_{cd}}{f_{ywd}}$$

$$\frac{0,08 * \sqrt{45}}{500} \leq \frac{157}{600 * 200} \leq \frac{0,5 * 0,492 * 30}{435}$$

$$0,0010733 \leq 0,00130833 \leq 0,0169655 \text{ OK, vyhoví}$$

6) posouzení třmínků

$$V_{Rd,1} = \frac{A_{sw} * f_{yd}}{s_1} * z * \cot \theta = \frac{157 * 435}{200} * 1030 * 1,25 = 439649 \text{ N} \cong 439,6 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,1} \leq V_{Rd,1}$$

$$413,5 \leq 439,6 \text{ kN OK, návrh vyhoví}$$

7) konstrukční třmínky

Osová vzdálenost konstrukčních třmínků:

$$s_{konstr} \leq \min (0,75 * d, 400 \text{ mm}) = \min (810, 400 \text{ mm})$$

$$\rho_{sw,min} \leq \rho_{sw}$$

$$\frac{0,08 * \sqrt{f_{ck}}}{f_{ywk}} \leq \frac{A_{sw}}{b * s_1}$$

$$\frac{0,08 * \sqrt{45}}{500} \leq \frac{157}{600 * s_1}$$

$$s_1 \leq 243,79 \text{ mm}$$

Kvůli minimálnímu stupni vyztužení bude po celé délce nosníku stejná smyková vyztuž → dvoustřížné třmínky $\emptyset_{sw} = 10 \text{ mm}$ po 200 mm.

6.1.1.2 Smyková výztuž předjatého nosníku délky 15,5 metrů

Návrh smykové výztuže by byl obdobný jako pro nosník délky 18 metrů. Jde o stejný průřez a materiál, ale s menší posouvající silou. Dle únosnosti by stačilo menší smykové vyztužení. Například zvětšit osovou vzdálenost, ale z důvodu dodržení konstrukčních zásad, konkrétně minimálního stupně vyztužení musíme tuto možnost vyloučit. Menší průměr třmínku by zas vedl k velmi malým vzdálenostem mezi třmínky. Z těchto důvodů navrhujeme stejnou smykovou výztuž jako u delšího nosníku.

6.1.1 Návrh a posouzení na ohyb

Ohybovou (podélnou) výztuž navrhujeme na základě konstrukčních zásad. V kapitole 5.1 jsme zjistili, že při časté kombinaci nedochází ke vzniku tahových napětí a tedy trhlin.

Minimální plocha výztuže: $A_{s,prov} \geq A_{s,min}$

$$A_{s,min} = \max\left(0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b * d; 0,0013 * b * d\right)$$
$$= \max\left(0,26 * \frac{3,8}{500} * 600 * 1080; 0,0013 * 600 * 1080\right) = \max(1267; 835) = 1267 \text{ mm}^2$$

Maximální plocha výztuže: $A_{s,prov} \leq A_{s,max}$

$$A_{s,max} = 0,04 * A_c = 0,04 * 600 * 1125 = 27000 \text{ mm}^2$$

Maximální rozteč prutů (osová vzdálenost): $s \leq s_{max}$

$$s_{max} = \min(300; 2H) = \min(300; 2250) = 300 \text{ mm}$$

Minimální rozteč prutů: $s \leq s_{min}$

$$s_{min} = \max(20; 1,2 * \emptyset; D_{max} + 5)$$

$$= \max(20; 1,2 * 20; 16 + 5) = \max(20; 24; 21) \text{ mm} = 24 \text{ mm}$$

Navrhují dolní výztuž $5x\emptyset 20$ mm u které rozhoduje minimální plocha výztuže $A_{s,min}$.

$$A_{s,prov} \leq A_{s,min}$$

$$1571 \text{ mm} \leq 1267 \text{ mm}$$

U horní výztuže rozhoduje maximální rozteč prutů, protože horní část je široká 1950 mm. Proto navrhují více menších profilů. Navrhují $12\emptyset 12$ mm.

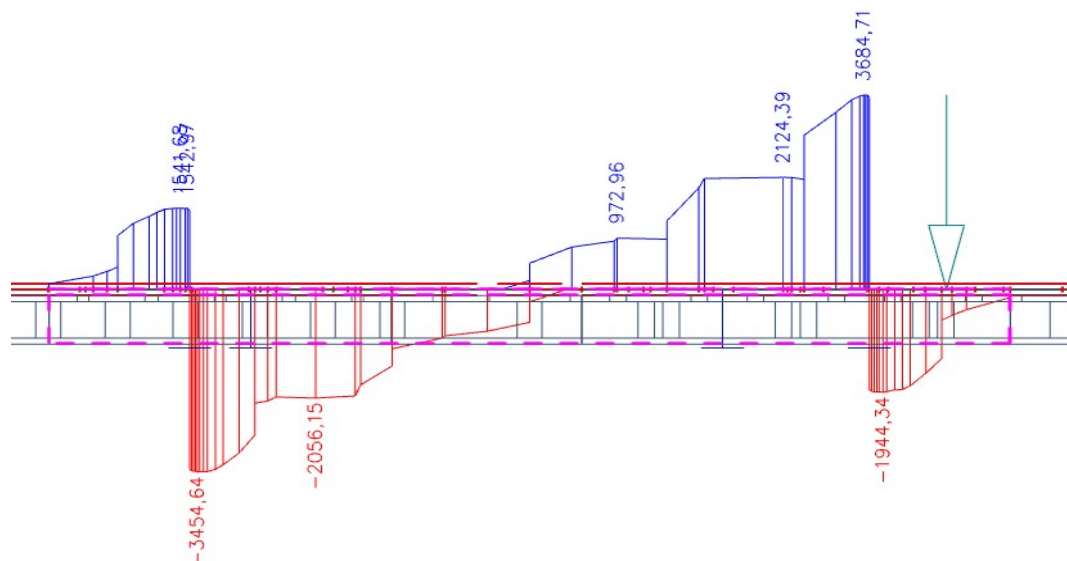
$$A_{s,prov} \leq A_{s,min}$$

$$1357 \text{ mm} \leq 1267 \text{ mm}$$

6.2 Mezilehlý příčník

6.2.1 Návrh a posouzení na smyk

Návrhovou smykovou sílu zjistíme z maxima kombinací 6.10a a 6.10b z dvojice mezilehlých příčníků.



obr. 6.3 Průběh posouvající síly v kombinaci 6.10b na mezilehlém příčníku 1

Výztuž bude symetrická, vezmeme za návrhovou hodnotu posouvající síly ve vzdálenosti d od líce podpory odečtenou hodnotu z kombinace 6.10b pro příčník 1 (ve výkresu půdorysu levý).

Hodnota návrhové posouvající síly :

$$V_{Ed,1} = 3032,12 \text{ kN}$$

1) Volba $\cot\theta$

Mezní hodnoty úhlu θ : $1,0 \leq \cot\theta \leq 2,5 \rightarrow$ volíme $\cot\theta = 1,25$

2) Únosnost tlačené diagonály, výpočet d , odhad z

$$d = H - c - \phi_{sw,odhad} = 1500 - 40 - 8 = 1452 \text{ mm}$$

$$z \cong 0,95 * d \cong 0,95 * 1452 \cong 1379 \text{ mm}$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

$$V_{Rd,max} = v * f_{cd} * b * z * \frac{\cot\theta}{1 + (\cot\theta)^2}$$

$$v = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 * \left(1 - \frac{35}{250}\right) = 0,516$$

$$V_{Rd,max} = 0,516 * 23,33 * 975 * 1379 * \frac{1,25}{1 + (1,25)^2} = 7895497 \cong 7895 \text{ kN}$$

3032,12 kN ≤ 7895 kN OK, podmínka splněna

3) Volba průměru třmínků ϕ_{sw} a střižnosti n

$$\phi_{sw} = 16 \text{ mm}$$

$$n = 6$$

4) Návrh smykové výztuže

$$\text{Plocha jednoho třmínku: } A_{sw} = \frac{n * \pi * \phi_{tr}^2}{4} = \frac{6 * \pi * 16^2}{4} \cong 1206 \text{ mm}^2$$

$$\text{Osová vzdálenost třmínků: } s_1 \leq \frac{A_{sw} * f_{ywd}}{V_{Ed,1}} * z * \cot \theta = \frac{1206 * 435}{3684710} * 1379 * 1,25 \cong 245 \text{ mm}$$

Návrh: Šestistřižné třmínky $\phi_{sw} = 16 \text{ mm}$ po 200 mm

5) konstrukční zásady

Maximální vzdálenost třmínků:

$$s_1 \leq \min (0,75 * d, 400 \text{ mm})$$

$$200 \leq \min (1089, 400 \text{ mm})$$

200 ≤ 400 mm OK, návrh vyhoví

Kontrola stupně vyztužení: $\rho_{sw,min} \leq \rho_{sw} \leq \rho_{sw,max}$

$$\frac{0,08 * \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \leq \frac{A_{sw}}{b * s_1} \leq \frac{0,5 * v * f_{cd}}{f_{ywd}}$$

$$\frac{0,08 * \sqrt{35}}{500} \leq \frac{1206}{975 * 200} \leq \frac{0,5 * 0,516 * 23,33}{435}$$

0,000946573 ≤ 0,0061846 ≤ 0,013837 OK, vyhoví

6) posouzení třmínků

$$V_{Rd,1} = \frac{A_{sw} * f_{yd}}{s_1} * z * \cot \theta = \frac{1206 * 435}{200} * 1379 * 1,25 = 4521482 \text{ N} \cong 4521 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,1} \leq V_{Rd,1}$$

3032,12 ≤ 4521 kN OK, návrh vyhoví

7) konstrukční třmínky

Osová vzdálenost konstrukčních třmínků:

$$s_{konstr} \leq \min (0,75 * d, 400 \text{ mm}) = \min (1089, 400 \text{ mm})$$

$$\rho_{sw,min} \leq \rho_{sw}$$

$$\frac{0,08 * \sqrt{f_{ck}}}{f_{ywk}} \leq \frac{A_{sw}}{b * s_1}$$

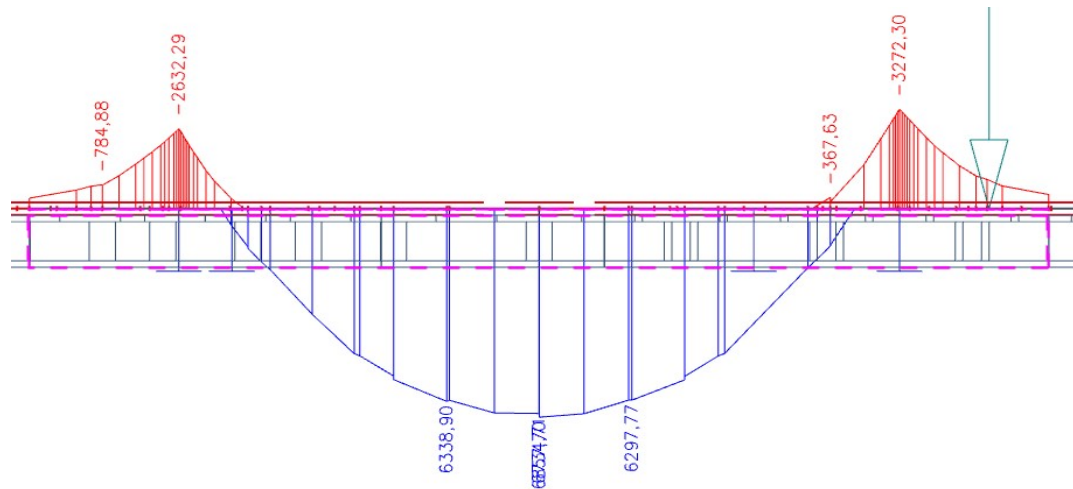
$$\frac{0,08 * \sqrt{35}}{500} \leq \frac{1206}{975 * s_1}$$

$$s_1 \leq 1307 \text{ mm}$$

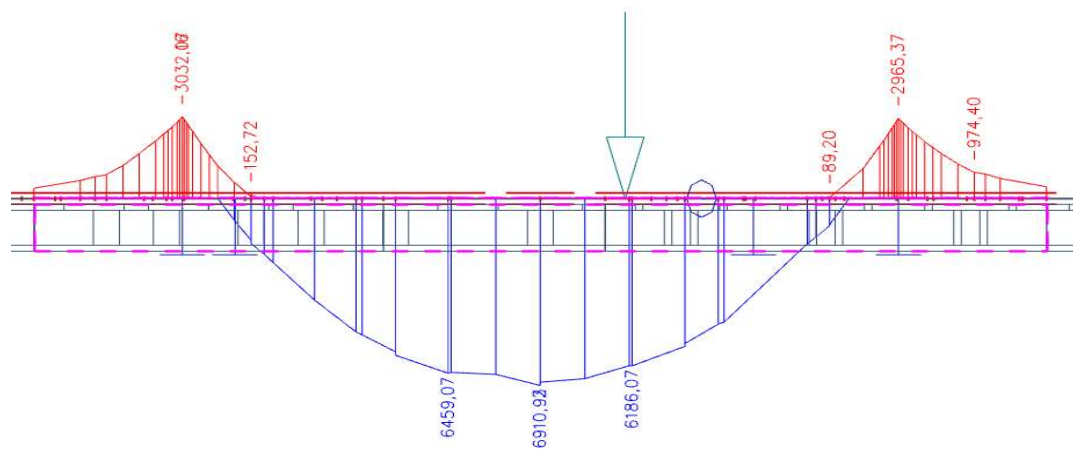
Navrhuji šestistřížné třmínky $\phi_{sw} = 16 \text{ mm}$ po 350 mm.

$$V_{Rd,konstr} = 2139659 \text{ N} = 2140 \text{ kN}$$

6.2.2 Návrh a posouzení na ohyb



obr. 6.4 Průběh ohybových momentů v kombinaci 6.10b na mezilehlém příčniku 1



obr. 6.5 Průběh ohybových momentů v kombinaci 6.10b na mezilehlém příčniku 2

Návrhový ohybový moment v poli je z na mezilehlém příčnicku 1 a nad podporou na mezilehlém příčnicku 2, oba z kombinace 6.10b:

$$M_{Ed,pole} = 6910,83 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,podpora} = 3272,30 \text{ kN}$$

Účinná výška průřezu:

$$d = H - c - \phi_{sw} - \frac{\phi_{odh}}{2} = 1500 - 40 - 16 - 16 = 1428 \text{ mm}$$

Rameno vnitřních sil pro návrh odhadujeme:

$$z = 0,95 * d \cong 1357 \text{ mm}$$

Potřebná plocha výztuže v poli

$$A_{s,rqd} = \frac{M_{Ed,pole}}{z * f_{yd}} = \frac{6910830}{1,357 * 435} \cong 11707 \text{ mm}^2$$

Navrhuji 16xØ32 mm ve dvou vrstvách.

$$A_{s,prov} = 12868 \text{ mm}^2$$

Potřebná plocha výztuže nad podporou

$$A_{s,rqd} = \frac{M_{Ed,podpora}}{z * f_{yd}} = \frac{3272300}{1,357 * 435} \cong 5543 \text{ mm}^2$$

Navrhuji 8xØ32 mm.

$$A_{s,prov} = 6434 \text{ mm}^2$$

Konstrukční zásady

Minimální plocha výztuže: $A_{s,prov} \geq A_{s,min}$

$$\begin{aligned} A_{s,min} &= \max \left(0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b * d; 0,0013 * b * d \right) \\ &= \max \left(0,26 * \frac{3,2}{500} * 975 * 1428; 0,0013 * 975 * 1428 \right) = \max (2317; 1810) \\ &= 2317 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maximální plocha výztuže: $A_{s,prov} \leq A_{s,max}$

$$A_{s,max} = 0,04 * A_c = 0,04 * 975 * 1500 = 58500 \text{ mm}^2$$

Maximální rozteč prutů (osová vzdálenost): $s \leq s_{max}$

$$s_{max} = \min(300; 2H) = \min(300; 3000) = 300 \text{ mm}$$

Minimální rozteč prutů: $s \leq s_{min}$

$$s_{min} = \max(20; 1,2 * \varnothing; D_{max} + 5)$$

$$= \max(20; 1,2 * 32; 16 + 5) = \max(20; 43,2; 21) \text{ mm} = 38,4 \text{ mm pro pole i podporu}$$

Stanovení efektivní šířky

$$b_1 = \text{polovina kolmého rozpětí vedlejšího pole} = \frac{9963}{2} = 4981,5 \text{ mm}$$

$$b_1 = \text{polovina kolmého rozpětí hlavního pole} = \frac{11570}{2} = 5785 \text{ mm}$$

$$l_0 = 0,7 * \text{vzdálenost mezi ložisky na opěře} = 0,7 * 12212 \cong 8548 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = b_t + \Sigma b_{eff,i} = b_t + b_{eff,1} + b_{eff,2}$$

$$b_{eff,1} = 0,2 * b_1 + 0,1l_0 \leq \min(0,2l_0; b_1)$$

$$b_{eff,1} = 0,2 * 4981,5 + 0,1 * 8548 \leq \min(0,2 * 8548; 4981,4)$$

$$b_{eff,1} = 1851 \text{ mm} \leq 1710 \text{ mm}$$

$$b_{eff,1} = 1710 \text{ mm}$$

$$b_{eff,2} = 0,2 * b_2 + 0,1l_0 \leq \min(0,2l_0; b_2)$$

$$b_{eff,2} = 0,2 * 5785 + 0,1 * 8548 \leq \min(0,2 * 8548; 5785)$$

$$b_{eff,2} = 2012 \text{ mm} \leq 1710 \text{ mm}$$

$$b_{eff,2} = 1710 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = b_t + \Sigma b_{eff,i} = b_t + b_{eff,1} + b_{eff,2} = 975 + 2 * 1710 = 4395 \text{ mm}$$

Posouzení v poli

$$x = \frac{A_{s,prov} * f_{yd}}{0,8 * b_{eff} * f_{cd}} = \frac{12868 * 435}{0,8 * 4395 * 20} \cong 80 \text{ mm}$$

$$d = H - c - \varnothing_{sw} - \varnothing_{skut} + \frac{s}{2} = 1500 - 40 - 16 - 32 - 25 = 1387 \text{ mm}$$

$$z = d - 0,4x = 1387 - 0,4 * 80 \cong 1355 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = A_{s,prov} * f_{yd} * z = 12868 * 10^{-6} * 435 * 10^3 * 1,355 = 7585 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

$$6910,83 \leq 7585 \text{ kNm}$$

Posouzení nad podporou

$$x = \frac{A_{s,prov} * f_{yd}}{0,8 * b_w * f_{cd}} = \frac{6434 * 435}{0,8 * 975 * 23,33} = 153,8 \text{ mm}$$

$$d = d = H - c - \varnothing_{sw} - \frac{\varnothing_{skut}}{2} - \varnothing_{deska} = 1500 - 40 - 16 - 16 - 10 = 1418 \text{ mm}$$

$$z = d - 0,4x = 1418 - 0,4 * 153,8 \cong 1356 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = A_{s,prov} * f_{yd} * z = 6434 * 10^{-6} * 435 * 10^3 * 1,356 \cong 3795 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

$$3272,3 \leq 3795 \text{ kNm OK}$$

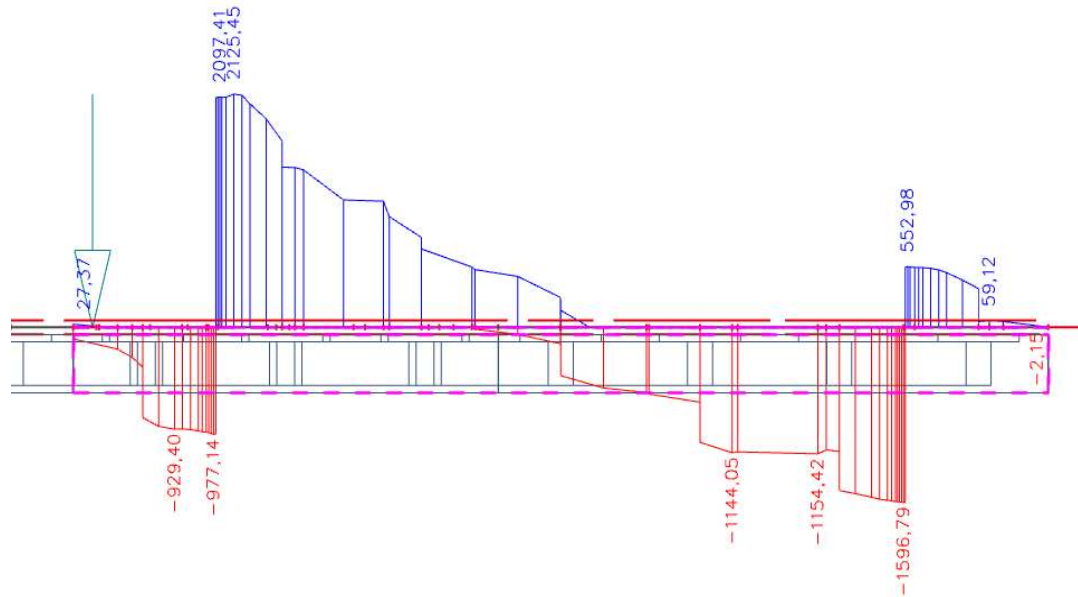
Ve výkresu č. 10 je znázorněno schéma betonářské výztuže mezilehlého příčnicku.

6.3 Krajní příčník

6.3.1 Návrh a posouzení na smyk

Návrhovou smykovou sílu zjistíme z maxima kombinací 6.10a a 6.10b z dvojice krajních příčníků.

6.10b pravý



obr. 6.6 Průběh posouvající síly v kombinaci 6.10b na krajním příčniku 2

Výztuž bude symetrická, vezmeme za návrhovou hodnotu posouvající síly ve vzdálenosti d od líce podpory odečtenou hodnotu z kombinace 6.10b pro krajník příčník 2.

Hodnota návrhové posouvající síly :

$$V_{Ed.1} = 1768,54 \text{ kN}$$

1) Volba $\cot\theta$

Mezní hodnoty úhlu θ : $1,0 \leq \cot\theta \leq 2,5 \rightarrow$ volíme $\cot\theta = 1,25$

2) Únosnost tlačené diagonály, výpočet d , odhad z

$$d = H - c - \phi_{sw,odha} = 1450 - 40 - 8 = 1402 \text{ mm}$$

$$z \cong 0,95 * d \cong 0,95 * 1402 \cong 1332 \text{ mm}$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

$$V_{Rd,max} = v * f_{cd} * b * z * \frac{\cot\theta}{1 + (\cot\theta)^2}$$

$$v = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 * \left(1 - \frac{35}{250}\right) = 0,516$$

$$V_{Rd,max} = 0,516 * 23,33 * 1550 * 1332 * \frac{1,25}{1 + (1,25)^2} = 12124016N \cong 12124 \text{ kN}$$

1768,54 kN ≤ 12124 kN OK, podmínka splněna

3) Volba průměru třmínků ϕ_{sw} a střížnosti n

$$\phi_{sw} = 16 \text{ mm}$$

$$n = 4$$

4) Návrh smykové výztuže

$$\text{Plocha jednoho třmínku: } A_{sw} = \frac{n * \pi * \phi_{st}^2}{4} = \frac{4 * \pi * 16^2}{4} \cong 804 \text{ mm}^2$$

$$\text{Osová vzdálenost třmínků: } s_1 \leq \frac{A_{sw} * f_{ywd}}{V_{Ed,1}} * z * \cot \theta = \frac{804 * 435}{1768540} * 1332 * 1,25 \cong 329 \text{ mm}$$

Návrh: čtyřstřížné třmínky $\phi_{sw} = 16\text{mm}$ po 300 mm

5) konstrukční zásady

Maximální vzdálenost třmínků:

$$s_1 \leq \min (0,75 * d, 400 \text{ mm})$$

$$300 \leq \min (1052, 400 \text{ mm})$$

250 ≤ 400 mm OK, návrh vyhoví

Kontrola stupně vyztužení: $\rho_{sw,min} \leq \rho_{sw} \leq \rho_{sw,max}$

$$\frac{0,08 * \sqrt{f_{ck}}}{f_{ywk}} \leq \frac{A_{sw}}{b * s_1} \leq \frac{0,5 * v * f_{cd}}{f_{ywd}}$$

$$\frac{0,08 * \sqrt{35}}{500} \leq \frac{804}{1550 * 300} \leq \frac{0,5 * 0,516 * 23,33}{435}$$

0,000946573 ≤ 0,0020748 ≤ 0,013837 OK, vyhoví

6) posouzení třmínků

$$V_{Rd,1} = \frac{A_{sw} * f_{yd}}{s_1} * z * \cot \theta = \frac{804 * 435}{300} * 1332 * 1,25 = 1941057N \cong 1941 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,1} \leq V_{Rd,1}$$

1768,54 ≤ 1941 kN OK, návrh vyhoví

7) konstrukční třmínky

Osová vzdálenost konstrukčních třmínků:

$$s_{konstr} \leq \min (0,75 * d, 400 \text{ mm}) = \min (1052, 400 \text{ mm})$$

$$\rho_{sw,min} \leq \rho_{sw}$$

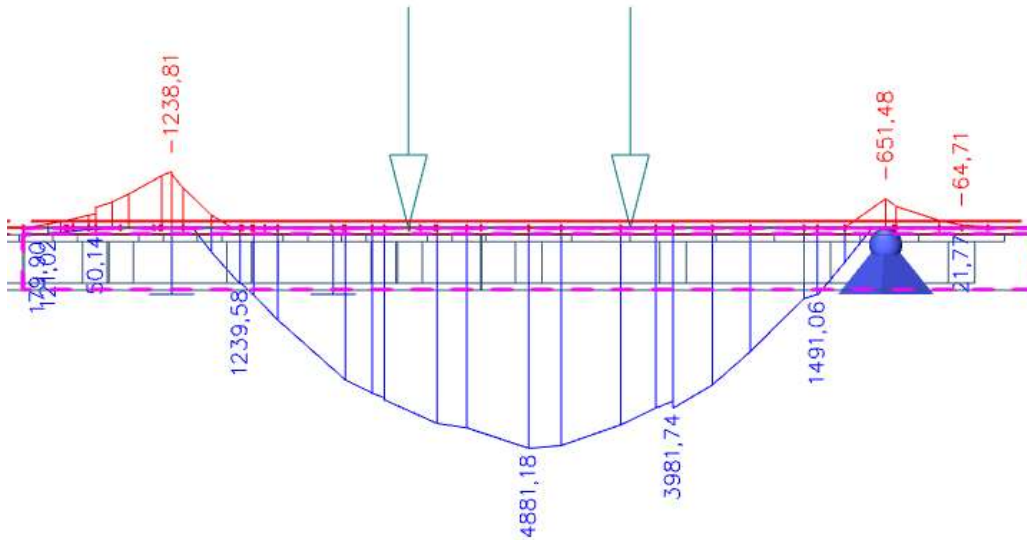
$$\frac{0,08 * \sqrt{f_{ck}}}{f_{yw}} \leq \frac{A_{sw}}{b * s_1}$$

$$\frac{0,08 * \sqrt{35}}{500} \leq \frac{1206}{1550 * s_1} \quad s_1 \leq 822 \text{ mm}$$

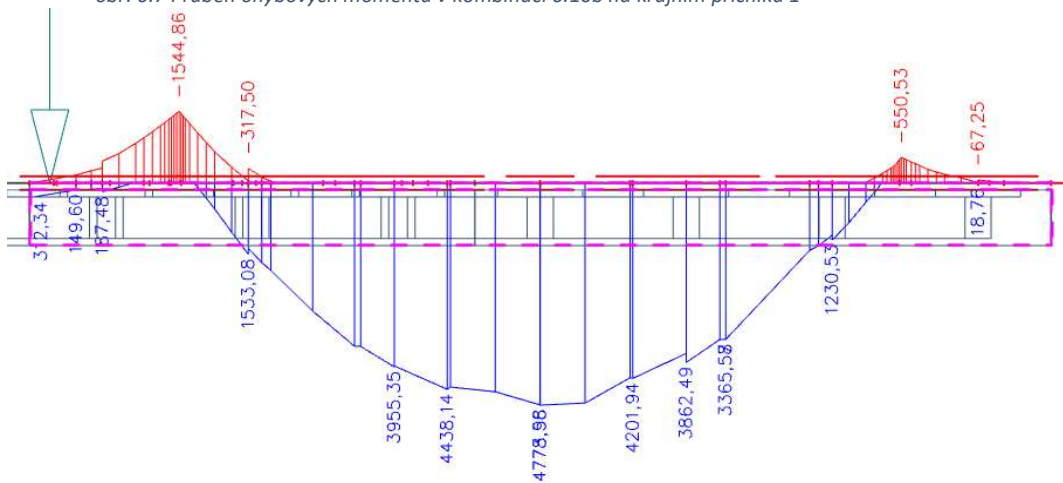
Navrhuji čtyřstržňné třmínky $\phi_{sw} = 16 \text{ mm}$ po 350 mm.

$$V_{Rd,konstr} = 1426440 \text{ N} = 1426 \text{ kN}$$

6.3.2 Návrh a posouzení na ohyb



obr. 6.7 Průběh ohybových momentů v kombinaci 6.10b na krajním příčniku 1



obr. 6.8 Průběh ohybových momentů v kombinaci 6.10b na krajním příčniku 2

Návrhový ohybový moment v poli je z na krajním příčnicku 1 a nad podporou na krajním příčnicku 2, oba z kombinace 6.10b:

$$M_{Ed,pole} = 4881,18 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,podpora} = 1544,86 \text{ kN}$$

Účinná výška průřezu:

$$d = H - c - \phi_{sw} - \frac{\phi_{odhad}}{2} = 1450 - 40 - 16 - 16 = 1378 \text{ mm}$$

Rameno vnitřních sil pro návrh odhadujeme:

$$z = 0,95 * d \cong 1309 \text{ mm}$$

Potřebná plocha výztuže v poli

$$A_{s,rqd} = \frac{M_{Ed,pole}}{z * f_{yd}} = \frac{4881180}{1,309 * 435} \cong 8572 \text{ mm}^2$$

Navrhují 11xØ32 mm.

$$A_{s,prov} = 8846 \text{ mm}^2$$

Potřebná plocha výztuže nad podporou

$$A_{s,rqd} = \frac{M_{Ed,podpora}}{z * f_{yd}} = \frac{1544860}{1,309 * 435} \cong 2713 \text{ mm}^2$$

Navrhují 9xØ32 mm.

$$A_{s,prov} = 7238 \text{ mm}^2$$

Konstrukční zásady

Minimální plocha výztuže: $A_{s,prov} \geq A_{s,min}$

$$\begin{aligned} A_{s,min} &= \max \left(0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b * d; 0,0013 * b * d \right) \\ &= \max \left(0,26 * \frac{3,2}{500} * 1550 * 1378; 0,0013 * 1550 * 1378 \right) = \max (3554; 2777) \\ &= 3554 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maximální plocha výztuže: $A_{s,prov} \leq A_{s,max}$

$$A_{s,max} = 0,04 * A_c = 0,04 * 1550 * 1450 = 89900 \text{ mm}^2$$

Maximální rozteč prutů (osová vzdálenost): $s \leq s_{max}$

$$s_{max} = \min(300; 2H) = \min(300; 2900) = 250 \text{ mm}$$

Minimální rozteč prutů: $s \leq s_{min}$

$$s_{min} = \max(20; 1,2 * \varnothing; D_{max} + 5)$$

$$= \max(20; 1,2 * 32; 16 + 5)$$

$$= \max(20; 43,2; 21) \text{ mm} = 38,4 \text{ mm pro pole i nad podporu}$$

Stanovení efektivní šířky

$$b_1 = \text{polovina kolmého rozpětí vedlejšího pole} = \frac{9963}{2} = 4981,5 \text{ mm}$$

$$l_0 = 0,7 * \text{vzdálenost mezi ložisky na opěře} = 0,7 * 12212 \cong 8548 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = b_t + b_{eff,1}$$

$$b_{eff,1} = 0,2 * b_1 + 0,1l_0 \leq \min(0,2l_0; b_1)$$

$$b_{eff,1} = 0,2 * 4981,5 + 0,1 * 8548 \leq \min(0,2 * 8548; 4981,4)$$

$$b_{eff,1} = 1851 \text{ mm} \leq 1710 \text{ mm}$$

$$b_{eff,1} = 1710 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = b_t + \Sigma b_{eff,i} = b_t + b_{eff,1} + b_{eff,2} = 1550 + 1710 = 3260 \text{ mm}$$

Posouzení v poli

$$x = \frac{A_{s,prov} * f_{yd}}{0,8 * b_{eff} * f_{cd}} = \frac{8846 * 435}{0,8 * 3260 * 23,33} \cong 63 \text{ mm}$$

$$d = H - c - \varnothing_{sw} - \frac{\varnothing_{skut}}{2} = 1450 - 40 - 16 - 16 = 1378 \text{ mm}$$

$$z = d - 0,4x = 1378 - 0,4 * 63 \cong 1353 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = A_{s,prov} * f_{yd} * z = 8846 * 10^{-6} * 435 * 10^3 * 1,353 = 5206 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

$$4881,18 \leq 5206 \text{ kNm}$$

Posouzení nad podporou

$$x = \frac{A_{s,prov} * f_{yd}}{0,8 * b_w * f_{cd}} = \frac{7238 * 435}{0,8 * 1550 * 23,33} \cong 109 \text{ mm}$$

$$d = H - c - \varnothing_{sw} - \frac{\varnothing_{skut}}{2} - \varnothing_{deska} = 1450 - 40 - 16 - 16 - 10 = 1368 \text{ mm}$$

$$z = d - 0,4x = 1368 - 0,4 * 109 \cong 1324 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = A_{s,prov} * f_{yd} * z = 7238 * 10^{-6} * 435 * 10^3 * 1,324 \cong 4169 \text{ kNm}$$

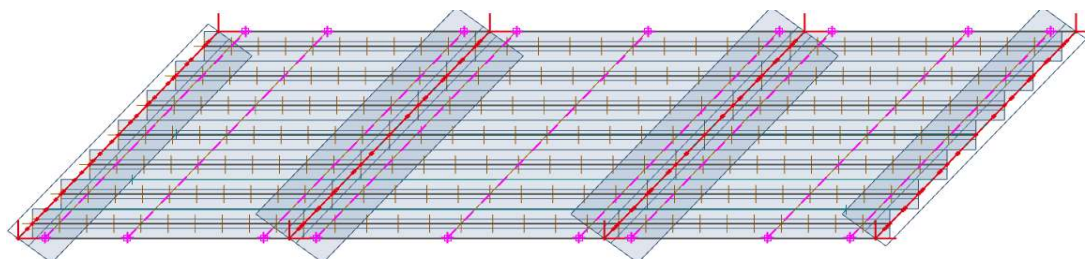
$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

$$1544,86 \leq 4169 \text{ kNm OK}$$

Ve výkresu č. 9 je znázorněno schéma betonářské výztuže krajního příčnicku.

6.4 Deska

6.4.1 Návrh a posouzení na ohyb



obr. 6.9 Poloha vyšetřovaných řezů na desce

6.4.1.1 Příčná výztuž

Návrhový záporný ohybový moment v krajním poli v líci stěny nosníku a kladný mezi nosníky, řezy jsou provedeny ve vzdálenosti ve 4/10 rozpětí vedlejšího pole.

$$m_{Ed,pole-} = -15,34 \text{ kNm/m}$$

$$m_{Ed,pole+} = 78,51 \text{ kNm/m}$$

Návrhový záporný ohybový moment v prostředním poli v líci stěny nosníku a kladný mezi nosníky, řez je proveden v polovině rozpětí vedlejšího pole.

$$m_{Ed,pole-} = -17,93 \text{ kNm/m}$$

$$m_{Ed,pole+} = 82,44 \text{ kNm/m}$$

Návrhový ohybový moment nad pilířem a opěrou, záporný v líci stěny nosníku a kladný mezi nosníky, řezy jsou provedeny ve vzdálenosti 1,5m od osy uložení, aby byly vzdáleny od líce podpor.

$$m_{Ed,pilíř-} = -24,70 \text{ kNm/m}$$

$$m_{Ed,pilíř+} = 11,08 \text{ kNm/m}$$

$$m_{Ed,opěra-} = -9,66 \text{ kNm/m}$$

$$m_{Ed,opěra+} = 16,98 \text{ kNm/m}$$

Při přenášení ohybových momentů v líci stěny nosníku se i uplatní příruba nosníku SMP-T, mezi nosníky počítáme jen s deskou.

Účinná výška průřezu pro horní výztuž:

$$d = h_d + h_{přiruba} - c - \phi_{sw} + \frac{\phi_{odhad}}{2} = 250 + 125 - 40 - 16 + 5 = 324 \text{ mm}$$

$$z = 0,95 * d \cong 308 \text{ mm}$$

Účinná výška průřezu pro dolní výztuž:

$$d = h_d - c - \frac{\phi_{odha}}{2} = 250 - 40 - 5 = 205 \text{ mm}$$

$$z = 0,95 * d \cong 195 \text{ mm}$$

Potřebná plocha horní výztuže v krajním poli

$$a_{s,rqd} = \frac{m_{Ed,pole+}}{z * f_{yd}} = \frac{78510}{0,308 * 435} \cong 586 \text{ mm}^2$$

Navrhuji $\phi 14$ mm po 250 mm.

$$a_{s,prov} = 770 \text{ mm}^2$$

Potřebná plocha dolní výztuže v krajním poli

$$a_{s,rqd} = \frac{m_{Ed,pole-}}{z * f_{yd}} = \frac{15340}{0,195 * 435} \cong 180 \text{ mm}^2$$

Navrhuji $\phi 10$ mm po 250 mm.

$$a_{s,prov} = 314 \text{ mm}^2$$

Potřebná plocha horní výztuže v prostředním poli

$$a_{s,rqd} = \frac{m_{Ed,pole+}}{z * f_{yd}} = \frac{82440}{0,308 * 435} \cong 615 \text{ mm}^2$$

Navrhuji $\phi 14$ mm po 250 mm.

$$a_{s,prov} = 770 \text{ mm}^2$$

Potřebná plocha dolní výztuže v prostředním poli

$$a_{s,rqd} = \frac{m_{Ed,pole-}}{z * f_{yd}} = \frac{17930}{0,195 * 435} \cong 211 \text{ mm}^2$$

Navrhuji $\phi 10$ mm po 250 mm.

$$a_{s,prov} = 314 \text{ mm}^2$$

Potřebná plocha horní výztuže nad opěrou

$$a_{s,rqd} = \frac{m_{Ed,opěra-}}{z * f_{yd}} = \frac{9660}{0,308 * 435} \cong 72 \text{ mm}^2$$

Navrhuji Ø10 mm po 250 mm.

$$a_{s,prov} = 314 \text{ mm}^2$$

Potřebná plocha dolní výztuže nad opěrou

$$a_{s,rqd} = \frac{m_{Ed,opěra+}}{z * f_{yd}} = \frac{16980}{0,195 * 435} \cong 200 \text{ mm}^2$$

Navrhuji Ø10 mm po 250 mm.

$$a_{s,prov} = 314 \text{ mm}^2$$

Potřebná plocha horní výztuže nad pilířem

$$a_{s,rqd} = \frac{m_{Ed,pilíř-}}{z * f_{yd}} = \frac{24700}{0,308 * 435} \cong 184 \text{ mm}^2$$

Navrhuji Ø10 mm po 250 mm.

$$a_{s,prov} = 314 \text{ mm}^2$$

Potřebná plocha dolní výztuže nad pilířem

$$a_{s,rqd} = \frac{m_{Ed,pilíř+}}{z * f_{yd}} = \frac{11080}{0,195 * 435} \cong 131 \text{ mm}^2$$

Navrhuji Ø10 mm po 250 mm.

$$a_{s,prov} = 314 \text{ mm}^2$$

Konstrukční zásady

Minimální plocha výztuže: $a_{s,prov} \geq a_{s,min}$

$$\begin{aligned} a_{s,min} &= \max \left(0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b * d; 0,0013 * b * d \right) \\ &= \max \left(0,26 * \frac{2,9}{500} * 1000 * 205; 0,0013 * 1000 * 205 \right) = \max (309; 267) \\ &= 309 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maximální plocha výztuže: $a_{s,prov} \leq a_{s,max}$

$$a_{s,max} = 0,04 * A_c = 0,04 * 1000 * 250 = 10000 \text{ mm}^2$$

Maximální rozteč prutů (osová vzdálenost): $s \leq s_{max}$

$$s_{max} = \min(300; 2h_d) = \min(300; 500) = 300 \text{ mm}$$

Posouzení horní výztuže krajního pole

$$x = \frac{a_{s,prov} * f_{yd}}{0,8 * b * f_{cd}} = \frac{770 * 435}{0,8 * 1000 * 30} \cong 14 \text{ mm}$$

$$z = d - 0,4x = 324 - 0,4 * 14 \cong 318 \text{ mm}$$

$$m_{Rd} = a_{s,prov} * f_{yd} * z = 770 * 10^{-6} * 435 * 10^3 * 0,318 \cong 106,5 \text{ kNm/m}$$

$$m_{Ed} \leq m_{Rd}$$

$$78,51 \leq 106,5 \text{ kNm/m OK}$$

Posouzení dolní výztuže krajního pole

$$x = \frac{a_{s,prov} * f_{yd}}{0,8 * b * f_{cd}} = \frac{314 * 435}{0,8 * 1000 * 20} \cong 8,5 \text{ mm}$$

$$z = d - 0,4x = 205 - 0,4 * 8,5 \cong 202 \text{ mm}$$

$$m_{Rd} = a_{s,prov} * f_{yd} * z = 314 * 10^{-6} * 435 * 10^3 * 0,202 \cong 27,6 \text{ kNm/m}$$

$$m_{Ed} \leq m_{Rd}$$

$$15,34 \leq 27,6 \text{ kNm/m OK}$$

Posouzení horní výztuže prostředního pole

$$x = \frac{a_{s,prov} * f_{yd}}{0,8 * b * f_{cd}} = \frac{770 * 435}{0,8 * 1000 * 30} \cong 14 \text{ mm}$$

$$z = d - 0,4x = 324 - 0,4 * 14 \cong 318 \text{ mm}$$

$$m_{Rd} = a_{s,prov} * f_{yd} * z = 770 * 10^{-6} * 435 * 10^3 * 0,318 \cong 106,5 \text{ kNm/m}$$

$$m_{Ed} \leq m_{Rd}$$

$$82,44 \leq 106,5 \text{ kNm/m OK}$$

Posouzení dolní výztuže prostředního pole

$$x = \frac{a_{s,prov} * f_{yd}}{0,8 * b * f_{cd}} = \frac{314 * 435}{0,8 * 1000 * 20} \cong 8,5 \text{ mm}$$

$$z = d - 0,4x = 205 - 0,4 * 8,5 \cong 202 \text{ mm}$$

$$m_{Rd} = a_{s,prov} * f_{yd} * z = 314 * 10^{-6} * 435 * 10^3 * 0,202 \cong 27,6 \text{ kNm/m}$$

$$m_{Ed} \leq m_{Rd}$$

$$17,93 \leq 27,6 \text{ kNm/m OK}$$

Posouzení horní výztuže nad opěrou a pilířem (stejné vyztužení)

$$x = \frac{a_{s,prov} * f_{yd}}{0,8 * b * f_{cd}} = \frac{314 * 435}{0,8 * 1000 * 30} \cong 5,7 \text{ mm}$$

$$z = d - 0,4x = 324 - 0,4 * 5,7 \cong 322 \text{ mm}$$

$$m_{Rd} = a_{s,prov} * f_{yd} * z = 314 * 10^{-6} * 435 * 10^3 * 0,322 \cong 44 \text{ kNm/m}$$

$$m_{Ed} \leq m_{Rd}$$

$$24,7 \leq 44 \text{ kNm/m OK}$$

$$9,66 \leq 44 \text{ kNm/m OK}$$

Posouzení dolní výztuže nad opěrou a pilířem (stejné vyztužení)

$$x = \frac{a_{s,prov} * f_{yd}}{0,8 * b * f_{cd}} = \frac{314 * 435}{0,8 * 1000 * 20} \cong 8,5 \text{ mm}$$

$$z = d - 0,4x = 205 - 0,4 * 8,5 \cong 202 \text{ mm}$$

$$m_{Rd} = a_{s,prov} * f_{yd} * z = 314 * 10^{-6} * 435 * 10^3 * 0,202 \cong 27,6 \text{ kNm/m}$$

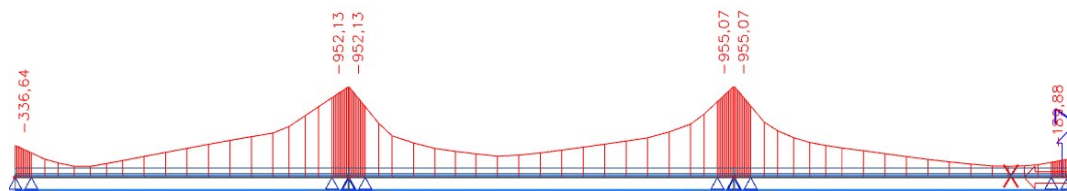
$$m_{Ed} \leq m_{Rd}$$

$$11,08 \leq 27,6 \text{ kNm/m OK}$$

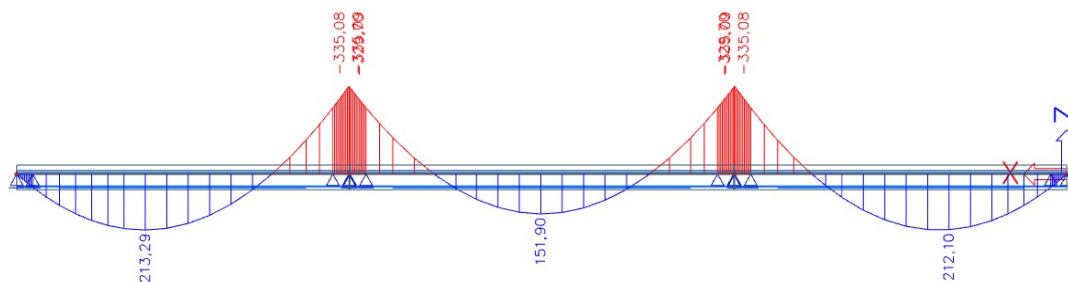
$$16,98 \leq 27,6 \text{ kNm/m OK}$$

6.4.1.2 Podélná výztuž

Zajímá nás hlavně podélná výztuž nad pilíři. Navrhne ji na návrhové ohybové momenty od dopravy a maximálního ostatního stálého zatížení. Ostatní bude navržena dle konstrukčních zásad



obr. 6.10 Průběh ohybových momentů od dopravy v charakteristické hodnotě



obr. 6.11 Průběh ohybových momentů od max. ostatního stálého zatížení v charakteristické hodnotě

$$M_{Ed,6.10} = \xi_j \gamma_g M_{Ek,G} + \gamma_Q M_{Ek,Q} = 0,85 * 1,35 * 355,08 + 1,5 * 955,07 = 1840 \text{ kNm}$$

Účinná výška průřezu - bereme s nosníkem SMP-T:

$$d = H - c - \phi_{sw} - \frac{\phi_{odhad}}{2} = 1125 - 40 - 16 - 10 = 1059 \text{ mm}$$

Rameno vnitřních sil pro návrh odhadujeme :

$$z = 0,95 * d \cong 1006 \text{ mm}$$

Potřebná plocha výztuže

$$A_{s,rqd} = \frac{M_{Ed,pole}}{z * f_{yd}} = \frac{1840000}{1,006 * 435} \cong 4205 \text{ mm}^2$$

Navrhují Ø20 mm po 140mm ve dvou vrstvách u dolního i horního povrchu desky.

$$A_{s,prov} = 4488 \text{ mm}^2$$

Konstrukční zásady

Minimální plocha výztuže: $A_{s,prov} \geq A_{s,min}$

$$A_{s,min} = \max\left(0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b * d; 0,0013 * b * d\right)$$
$$= \max\left(0,26 * \frac{2,9}{500} * 1950 * 205; 0,0013 * 1950 * 205\right) = \max(603; 520) = 603 \text{ mm}^2$$

Maximální plocha výztuže: $A_{s,prov} \leq A_{s,max}$

$$A_{s,max} = 0,04 * A_c = 0,04 * 1950 * 205 = 19500 \text{ mm}^2$$

Maximální rozteč prutů (osová vzdálenost): $s \leq s_{max}$

$$s_{max} = \min(300; 2h_d) = \min(300; 500) = 300 \text{ mm}$$

Posouzení

$$x = \frac{A_{s,prov} * f_{yd}}{0,8 * b_w * f_{cd}} = \frac{4654 * 435}{0,8 * 600 * 30} = 141 \text{ mm}$$

$$z = d - 0,4x = 1059 - 0,4 * 141 \cong 1003 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = A_{s,prov} * f_{yd} * z = 4654 * 10^{-6} * 435 * 10^3 * 1,003 \cong 2031 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

$$1840 \leq 2031 \text{ kNm}$$

Ve výkresu č. 11 je znázorněno schéma betonářské výztuže desky.

6.5 Návrh ložisek a závěrů

6.5.1 Zatížení rovnoměrnou lineární složkou teploty

Pro volbu mostních závěrů a ložisek potřebujeme znát účinky teploty na konstrukci. Tyto účinky vypočteme pomocí normy ČSN EN 1995-1-5 a STN EN 1995-1-5. Maximální a minimální hodnoty teploty ve stínu odečtené ze slovenských teplotních map dle STN EN 1995-1-5. Náš most se nachází mezi Lučencem a Zvolením na Slovensku, platí zde tyto hodnoty teplot vzduchu ve stínu:



obr. 6.12 Mapa maximálních teplot ve stínu

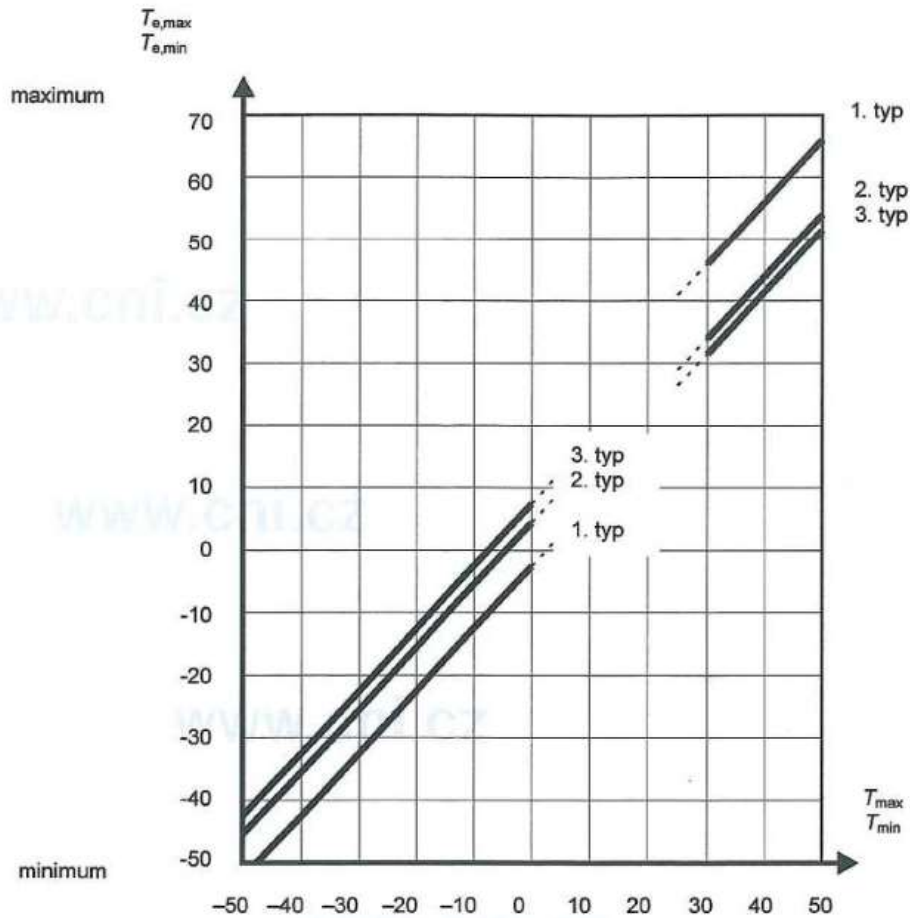
$$T_{max} = 40,5^{\circ}\text{C}$$



obr. 6.13 Mapa minimálních teplot ve stínu

$$T_{min} = -30^{\circ}\text{C}$$

Most je typu konstrukce 1 – betonová konstrukce. Extrémní rovnoměrnou teplotu nosné konstrukce odečteme z grafu EN 1991-1-5.



obr. 6.14 Graf závislosti T_{min}/T_{max} a $T_{e,min}/T_{e,max}$

$$T_{e,max} = 42^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,min} = -22^{\circ}\text{C}$$

Výchozí teplotu nosné konstrukce při betonáži uvažujeme $T_o = 10^{\circ}\text{C}$.

Charakteristické hodnoty teplot:

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_o = 42 - 10 = 32^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,con} = T_{e,min} - T_o = -22 - 10 = -32^{\circ}\text{C}$$

Pro určení návrhových hodnot a maximálních teplotních účinků rozšíříme o tzv. jistící hodnotu teploty ΔT_o , kterou uvažujeme 20°C .

$$\Delta T_{N,exp,d} = \Delta T_{N,exp} + \Delta T_o = 32 + 10 = 42^{\circ}\text{C}$$

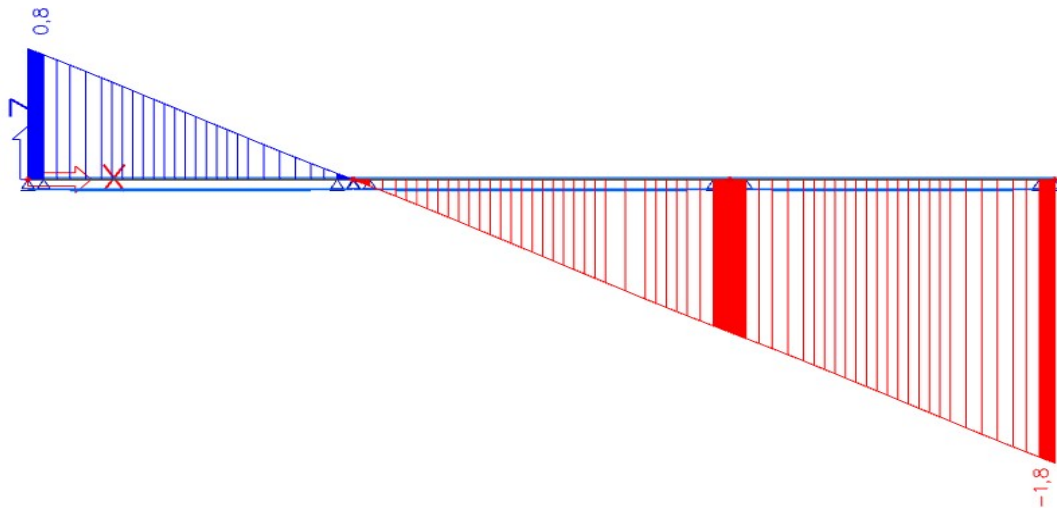
$$\Delta T_{N,con,d} = \Delta T_{N,con} + \Delta T_o = -32 - 10 = -42^{\circ}\text{C}$$

Celkový rozsah teplot je součtem návrhových hodnot.

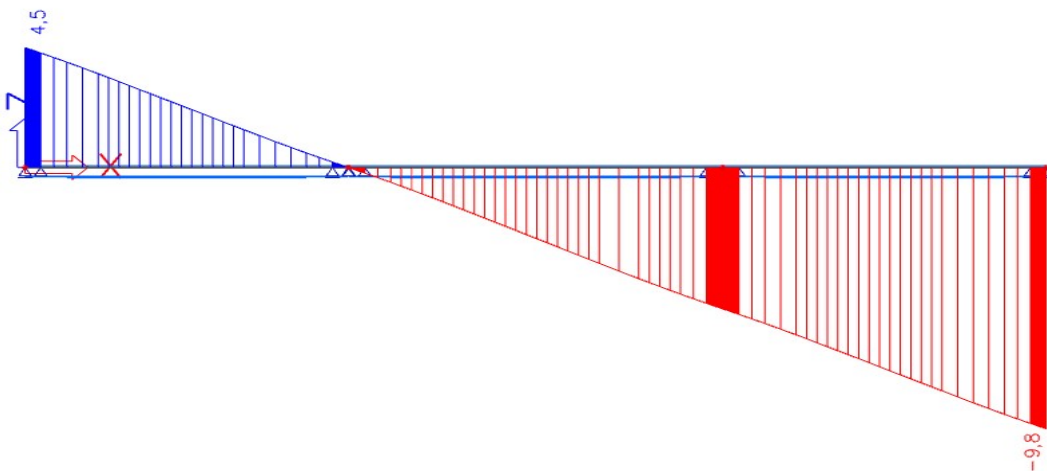
$$\Delta T_N = \Delta T_{N,exp,d} - \Delta T_{N,con,d} = 42 - (-42) = 84^{\circ}\text{C}$$

6.5.2 Návrh mostního závěru

Pro návrh je nutné ověřit, že dilatační posuny jsou menší než předepsané výrobcí u daného mostního závěru. Počítáme s účinky teploty a částí přetvoření od dotvarování. Přetvoření od smršťování a dotvarování je vypočítáno pomocí programu SCIA Engineer 19.1. Uvažujeme část přetvoření, které nastalo od doby osazení mostního závěru (okamžik přidání ostatního stálého zatížení) až do konce životnosti mostu. Je lineární a působí ve směru rovnoběžném s osou mostu.



obr. 6.15 Průběh přetvoření od dotvarování v době osazení mostního závěru

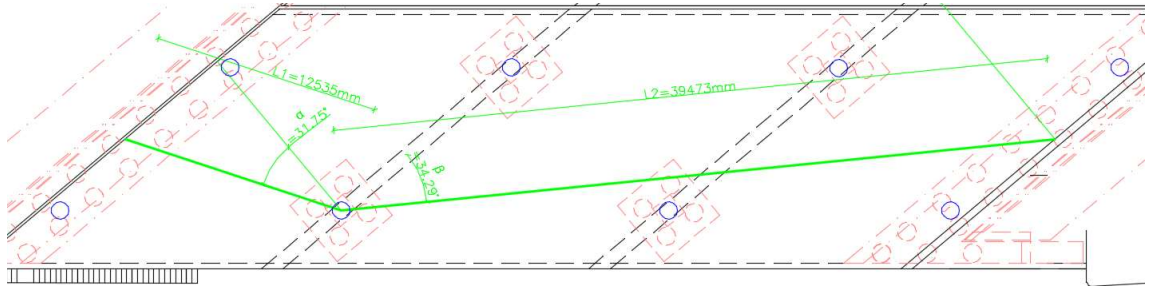


obr. 6.16 Průběh přetvoření od dotvarování na konci životnosti

Délky dilatačních celků vzaty od středu dilatace (pevného ložiska) k průsečíku osy mostu a konce nosné konstrukce. Součinitel teplotní roztažnosti uvažujeme $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$.

$$L_1 = 12535 \text{ mm}$$

$$L_2 = 39474 \text{ mm}$$



obr. 6.17 Vzdálenosti a úhly mezi pevným ložiskem k polovinám mostních závěrů

Přetvoření konstrukce od rovnoměrné teploty od pevného ložiska k průsečíku ΔL_1 a ke vzdálenějšímu průsečíku ΔL_2 .

$$\Delta L_{1,teplota} = \alpha \cdot \Delta T_N \cdot L_1 = 12 \cdot 10^{-6} \cdot 84 \cdot 12535 \cong 12,6 \text{ mm}$$

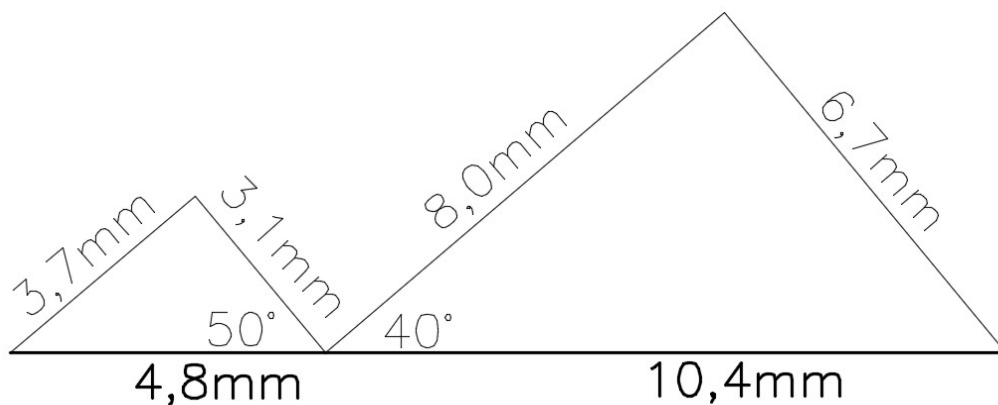
$$\Delta L_{2,teplota} = \alpha \cdot \Delta T_N \cdot L_2 = 12 \cdot 10^{-6} \cdot 84 \cdot 39474 \cong 39,8 \text{ mm}$$

Přetvoření konstrukce od dotvarování získané z prutového modelu TDA zvětšime součinitelem 1,3 dle ČSN EN 1990. Deformace od dotvarování působí ve směru osy mostu.

$$\Delta L_{1,creep} = 1,3 \cdot (4,5 - 0,8) \cong 4,8 \text{ mm}$$

$$\Delta L_{2,creep} = 1,3 \cdot (9,8 - 1,8) = 10,4 \text{ mm}$$

Pro nás jsou důležitá posuny ve směru kolmém a rovnoběžném na osu uložení. Je nutné je rozložit pomocí do těchto požadovaných směrů, které potřebujeme pro návrh mostních závěrů.



obr. 6.18 Rozklad přetvoření od dotvarování do kolmého a rovnoběžného směru

$$\Delta L_{1,\perp} = \Delta L_{1,teplota} * \cos(\alpha) + \Delta L_{1,creep\perp} = 12,6 * \cos(31,75^\circ) + 3,1 \cong 13,8 \text{ mm}$$

$$\Delta L_{1,\parallel} = L_{1,teplota} * \sin(\alpha) + \Delta L_{1,creep\parallel} = 12,6 * \sin(31,75^\circ) + 3,7 \cong 10,3 \text{ mm}$$

$$\Delta L_{2,\perp} = L_{2,teplota} * \sin(\beta) + \Delta L_{2,creep} = 39,8 * \sin(34,29^\circ) + 6,7 \cong 29,1 \text{ mm}$$

$$\Delta L_{2,\parallel} = L_{2,teplota} * \cos(\beta) + \Delta L_{2,creep\parallel} = 39,8 * \cos(34,29^\circ) + 8,0 \cong 40,9 \text{ mm}$$

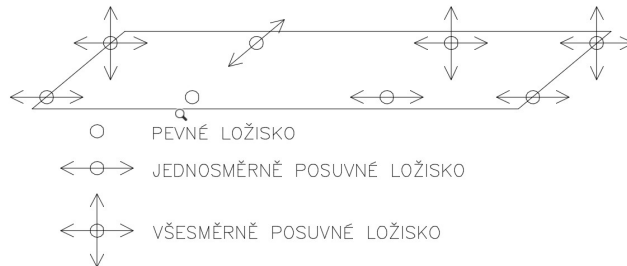
Na mostě navrhujeme mostní závěr s jednoduchým těsněním spáry CIRMOM (MAURER) D80. Rozmezí podélného pohybu je 5-80 mm, a příčného ± 40 mm. Námi zjištěné hodnoty jsou menší než předepsané posuny pro tento mostní závěr, návrh je v pořádku.

6.5.3 Návrh mostních ložisek

Posuny v ložiskách vypočítáme z účinků od rovnoměrné lineární složky teploty, smrštění a dotvarování. Ložisko dále navrhujeme na svislé a vodorovné zatížení.

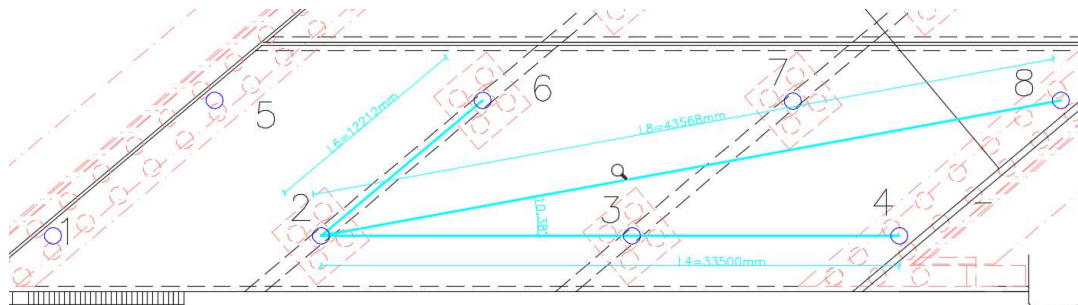
Dilatační délky jsou změřeny od středu dilatace (pevného ložiska) k navrhovaným ložiskům, tedy těm s největšími přetvořeními pro každý typ (jednosměrné a všesměrné). Přetvoření je lineární a působí ve směru spojnice ložisek.

Schéma uložení a typu ložisek je vyzobrazeno na obrázku č. 6.19. Jednosměrně posuvná ložiska jsou orientována do pevného ložiska, ostatní jsou všesměrná.



obr. 6.19 Průběh ohybových momentů od dopravy v charakteristické hodnotě

Přetvoření od smrštění a dotvarování je počítané shodně jako pro návrh mostního závěru.



obr. 6.20 Vzdálenosti a úhly mezi ložisky

6.2.3.1 Posuny v ložiskách

Ložiska jednosměrná:

Nejvíce namáhané bude ložisko 4, které je od pevného nejdále.

$$L_4 = L_{4,creep} = 33500 \text{ mm}$$

Přetvoření konstrukce od rovnoměrné teploty od pevného ložiska k jednosměrnému ložisku 4.

$$\Delta L_{4,teplota} = \alpha * \Delta T_N * L_4 = 12 * 10^{-6} * 84 * 33500 \cong 33,8 \text{ mm}$$

Přetvoření konstrukce od smršťování a dotvarování od pevného ložiska k jednosměrnému ložisku 4 uvažujeme shodné s přetvořením $\Delta L_{2,creep}$ pro mostní závěr na pravé opěře.

$$\Delta L_{4,creep} = \Delta L_{2,creep} = 10,4 \text{ mm}$$

Celkové přetvoření je součtem přetvoření od rovnoměrné teploty a od smršťování a dotvarování, protože působí ve stejném směru a není třeba je nijak rozkládat do směrů.

$$\Delta L_4 = \Delta L_{4,teplota} + \Delta L_{4,creep} = 33,8 + 10,4 = 44,2 \text{ mm}$$

Dále musíme posoudit ložisko 6, které je na stejné ose uložení (příčnicku) jako pevné ložisko.

$$L_6 = 12212 \text{ mm}$$

Uvažujeme jen přetvoření konstrukce od rovnoměrné teploty od pevného ložiska k jednosměrnému ložisku 6.

$$\Delta L_{6,teplota} = \alpha * \Delta T_N * L_6 = 12 * 10^{-6} * 84 * 12212 \cong 12,3 \text{ mm}$$

Ložisko všesměrné:

Nejvíce namáhané bude ložisko 8, které se nachází v největší vzdálenosti od pevného ložiska 2.

$$L_8 = 43568 \text{ mm}$$

$$L_{8,creep} = L_{4,creep} = 33500 \text{ mm}$$

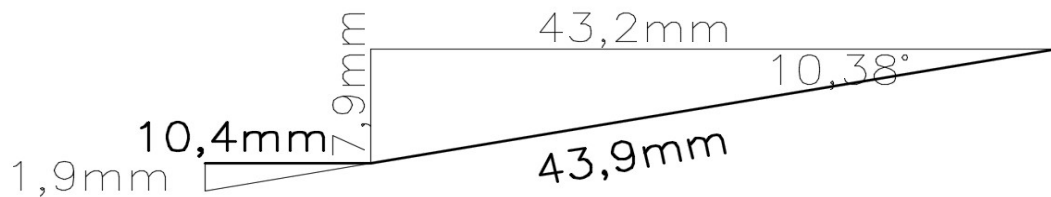
Přetvoření konstrukce od rovnoměrné teploty od pevného ložiska 2 k jednosměrnému ložisku 6:

$$\Delta L_{8,teplota} = \alpha * \Delta T_N * L_8 = 12 * 10^{-6} * 84 * 43568 \cong 43,9 \text{ mm}$$

Přetvoření konstrukce od smršťování a dotvarování od pevného ložiska 2 k jednosměrnému ložisku 6:

$$\Delta L_{8,creep} = \Delta L_{4,creep} = 10,4 \text{ mm}$$

Pro výpočet celkového přetvoření je nutné rozložit vektorový součin přetvoření od rovnoměrné teploty a od smršťování a dotvarování do směru podélného a příčného.



obr. 6.21 Rozklad přetvoření od teploty a od dotvarování na potřebné směry

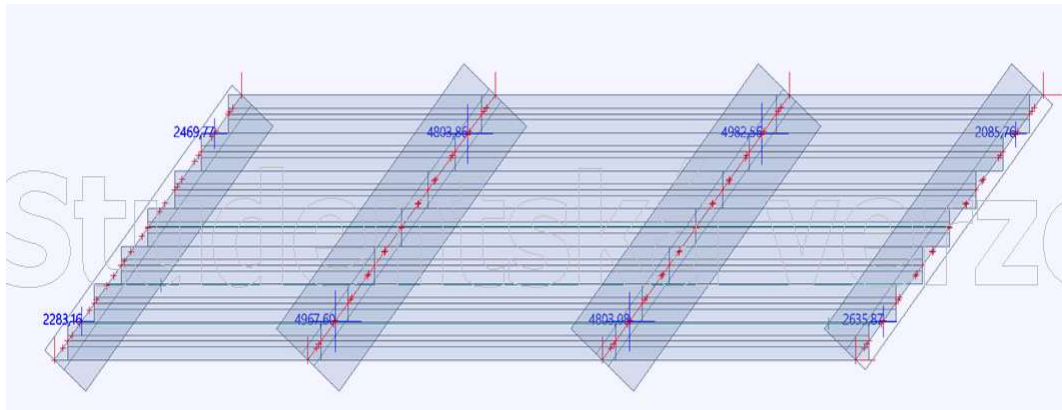
$$\Delta L_{8,podélný} = 43,2 + 10,4 = 43,2 + 12,5 = 55,7 \text{ mm}$$

$$\Delta L_{8,příčný} = \Delta L_{6,teplota} * \sin 10,38^\circ = 7,9 \text{ mm}$$

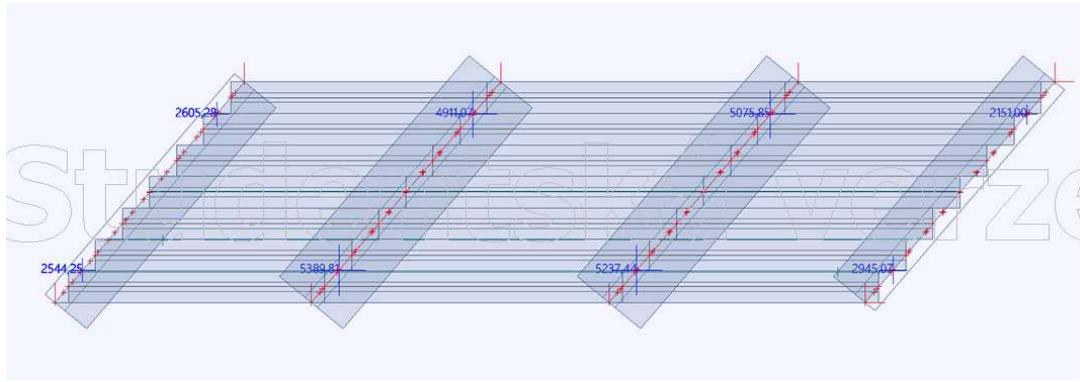
6.2.3.2 Svislé síly v ložisku

Zjišťujeme maximální návrhové reakce (MSÚ). Musíme zjistit, která kombinace zatížení je rozhodující, jestli kombinace 6.10a, nebo 6.10b. K tomuto určení využijeme model ABC, kde jsme si tyto kombinace zatížení vytvořili.

Hodnoty reakcí R_z v kombinaci 6.10a a 6.10b jsou zřejmé z obrázků č. 6.22 a 6.23.



obr. 6.22 Reakce R_z od kombinace 6.10a



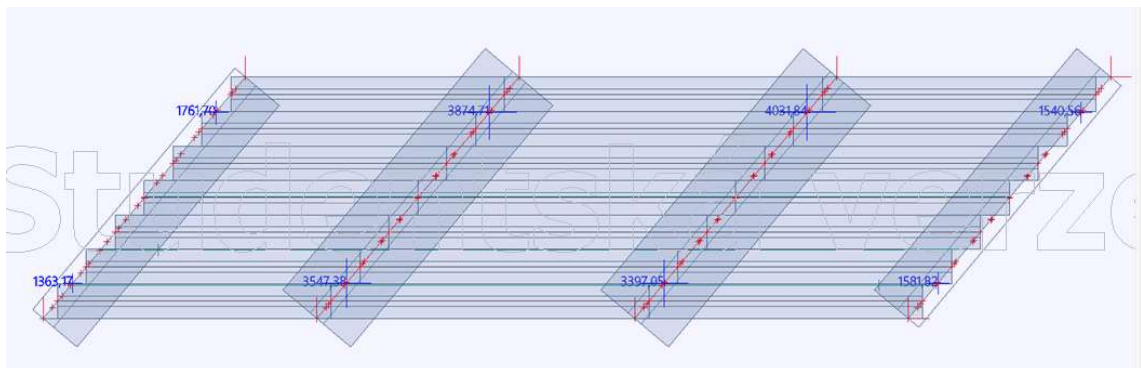
obr. 6.23 Reakce R_z od kombinace 6.10b

Maximální návrhové reakce R_{max} jsou z kombinace 6.10.b:

- Všesměrně posuvné ložisko: $R_{max} \cong 5076 \text{ kN}$
- Jednosměrně posuvné ložisko: $R_{max} \cong 5237 \text{ kN}$
- Pevné ložisko: $R_{max} \cong 5381 \text{ kN}$

6.2.3.3 Vodorovné síly v ložisku

Při dilataci vzniká v posuvných ložiskách tření. Použijeme zjednodušený výpočet pomocí reakcí od stálého a ostatního stálého zatížení a součinitele tření. Vypočítáme si rozdíl mezi pravou a levou stranou a zjistíme výslednici, které působí na ložiska. Tu následně rozložíme mezi ložiska, která pohyb v tomto směru zamezují.



obr. 6.24 Návrhové hodnoty reakce od stálého a ostatního stálého zatížení

Součet reakcí na levé straně mostu:

$$\sum R_{z,levá} = 1761,70 + 1363,17 \cong 3125 \text{ kN}$$

Součet reakcí na pravé straně mostu:

$$\sum R_{z,pravá} = 4031,84 + 3397,05 + 1540,56 + 1581,82 \cong 10551 \text{ kN}$$

Rozdíl součtů reakcí mezi pravou a levou stranou:

$$\Delta R_z = \sum R_{z,prava} - \sum R_{z,leva} = 10551 - 3125 = 7426 \text{ kN}$$

Pravá strana převažuje, výslednice tedy působí ve směru zprava doleva. Vypočítáme návrhovou vodorovnou sílu působící ve směru osy mostu. Uvažujeme součinitel tření teflonu ložiska 2%.

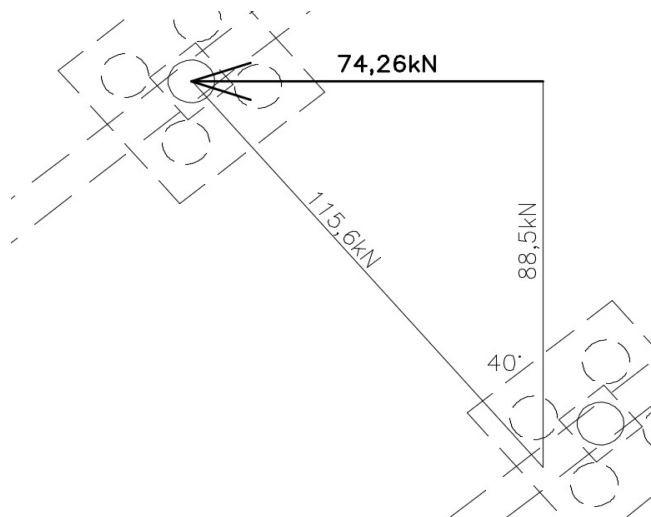
$$R_{vodorovné} = \Delta R_z * \mu = 7426 * 0,02 = 148,52 \text{ kN}$$

Tuto sílu přenáší dvojice ložisek na levém krajním příčnicku, vypočítáme návrhovou sílu připadající na jedno ložisko.

$$R_i = \frac{R_{vodorovné}}{2} = \frac{148,52}{2} = 74,26 \text{ kN}$$

Sílu v pevném ložisku 2 nemusíme nijak upravovat $R_2 = R_i = 74,26 \text{ kN}$. Síla působí přesně ve směru, ve kterém je omezen pohyb. Naopak sílu v jednosměrně posuvném ložisku 6 je nutné upravit, ložisko odporuje v jiném směru než síla působí. Potřebujeme sílu působící v tomto směru. Hodnotu určíme graficky.

$$R_6 = 115,6 = 74,26 \text{ kN}$$



obr. 6.25 Výpočet výslednice působící ve směru, ve kterém je pohyb ložiska omezen

Navrhujeme mostní hrncová ložiska FREYSSINET TETRON CD®. Volbu zakládáme na vypočítaných hodnotách svislého a vodorovného zatížení a příčných a podélných posunů. Vybrali jsme následující ložiska, které splňují podmínky spolehlivosti. První parametr vyjadřuje hodnotu svislé síly a drhý hodnotu vodorovné síly.

- Pevné hrncové ložisko TETRON CD®/ FX 6000 – 500
- Všesměrně posuvné hrncové ložisko TETRON CD®/ GL 6000
- Jednosměrně posuvné hrncové ložisko TETRON CD®/ GG 6000 – 500

7 Závěr

Cílem této bakalářské práce bylo navrhnout šikmý dálniční most. Nejprve bylo vytvořeno několik prostorových modelů různých variant rozpětí a šikmostí pro pozorování chování šikmého mostu, abychom zvolili vhodný postup výstavby. Ve studii byla vybrána jedna varianta a ta dále zkoumána vytvořením modelů ve SCIA Engineer. Různé modely byly vytvořeny pro zkoumání různých směrů působení a částí konstrukce.

V podrobném návrhu byla tato varianta řešena detailněji na přesnější konstrukci. Byly vytvořeny přesnější modely s přesnějším zatížením. Byl proveden podrobný návrh předpětí a časově závislá analýza s fázemi výstavby. Předpětí bylo navrhováno a posuzováno dle mezního stavu omezení napětí na prutovém modelu s ohledem na průběh napětí v různých fázích výstavby.

Byly posouzeny ohybové a smykové účinky na prvky nosné konstrukce a navržena betonářská výztuž nosníků SMP-T, příčníků a desky. Dále byly navrženy mostní závěry na základě přetvoření od teploty a dotvarování, mostní ložiska byly navrženy na svislé a vodorovné síly a byly zjištěny posuny v navrhovaných ložiskách.

Literatura a podklady

DRAHORÁD, Ing. Michal. NÁVRH A POSOUZENÍ NOSNÉ KONSTRUKCE MOSTU Z PREFABRIKOVANÝCH PŘEDEM PŘEDPATÝCH NOSNÍKŮ SPŘAŽENÝCH S ŽB MONOLITICKOU DESKOU MOSTOVKY [online]. In: . [cit. 2020-05-20]. Dostupné z: <http://people.fsv.cvut.cz/www/drahomic/Pomucky/Vzor/KPB-Vzor.pdf>

Hrncová mostní ložiska TETRON CD. [online] Freyssinet, CS a.s. [cit 2020-05-22] Dostupné z http://www.freyssinet.cz/203-hrncova_mostni_loziska_tetron_cd

SCIA Engineer Help: Návoděda pro SCIA Engineer 19 [online]. [cit. 2020-05-20]. Dostupné z: <https://help.scia.net/webhelplatest/cs/>

Mostní závěr Maurer (Cirmon) D80 [online]. [cit. 2020-05-22]. Dostupné z: <http://www.cirmon.cz/produkty/mostni-zavery/mostni-zaver-D80/>

KOHOUTKOVÁ, Alena, Jaroslav PROCHÁZKA a Jitka VAŠKOVÁ. Navrhování železobetonových konstrukcí: příklady a postupy. 2016. V Praze: České vysoké učení technické, 2014. ISBN 978-80-01-05587-8.

ŠAFÁŘ, Roman. Betonové mosty 2 - cvičení: návrh předpjatého mostu podle Eurokódů. 2015. V Praze: České vysoké učení technické, 2015. ISBN 978-80-01-05690-5.

RYJÁČEK, Pavel. Ocelové mosty: cvičení. 2017. V Praze: České vysoké učení technické, 2015. ISBN 978-80-01-05672-1.

ČSN EN 1990. Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. Praha: Český normalizační institut, 2004

ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb. Praha: Český normalizační institut, 2004

ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou. Praha: Český normalizační institut, 2005

STN EN 1991-1-5/NA. Eurokód 1: Zaťaženia koňstrukcií. Časť 1-5: Všeobecné zaťaženia. Zaťaženia účinkami teploty. Národná príloha, 2008

ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: Český normalizační institut, 2006

ČSN EN 1992-2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady. Praha: Český normalizační institut, 2007

MINISTERSTVO DOPRAVY. *Vzorové listy staveb pozemních komunikací: VL4-Mosty* [online]. 2015 [cit. 2020-05-22]. Dostupné z: http://www.pjpk.cz/data/USR_001_2_10_VL/VL_4_2015.pdf

HRDOUŠEK, Vladislav. *Betonové mosty 2*. 2005. Praha: Česká technika - nakladatelství ČVUT, 2005. ISBN 80-01-03321-X.

Seznam obrázků

obr. 1.1 Příčný řez z DUR 222.....	8
obr. 1.2 Podélný řez z DUR 222.....	8
obr. 1.3 Půdorys (situace) z PDF DUR222.....	9
obr. 1.5 Směry hlavních momentů v úzké a široké šikmé desce.....	9
obr. 1.6 Vodorovný posun šikmého mostu.....	10
obr. 1.6 Betonářská výztuž úzkých desek.....	10
obr. 1.7 Betonářská výztuž širokých desek.....	10
obr. 2.1 Model kolmého mostu.....	11
obr. 2.2 Model mostu s šikmostí 75°.....	11
obr. 2.3 Model mostu s šikmostí 50°.....	12
obr. 2.4 Reakce při zatížení vlastní tíhou na modelech se šikmostí 75°.....	12
obr. 2.5 Reakce při zatížení vlastní tíhou na modelech se šikmostí 40°.....	12
obr. 2.6 Model s efektivními šířkami.....	14
obr. 2.7 Půdorys modelu s ortotropní mostovkou.....	15
obr. 2.8 Boční pohled na model s ortotropní mostovkou.....	15
obr. 2.9 Pohled na model s příčnickem připojeným pruhy s nekonečnou tuhostí.....	15
obr. 2.10 Boční pohled na model s příčnickem připojeným pruhy s nekonečnou tuhostí.....	16
obr. 2.11 Pohled na model příčnicku.....	16
obr. 2.12 Bodové zatížení vlastní tíhou konstrukce.....	17
obr. 2.13 Spojité zatížení převedené z plošného zatížení dopravou (LM1) na jeden pruh.....	17
obr. 2.14 Roštový model.....	17
obr. 2.15 Roštový model zatížený vahou čerstvého betonu.....	18
obr. 2.16 Model s efektivními šířkami zatížený ostatním stálým zatížením.....	18
obr. 2.17 Model s efektivními šířkami zatížený plošných zatížením od modelu zatížení LM1 v jednom poli a v jednom dopravním pruhu.....	19
obr. 2.18 Model s efektivními šířkami zatížený plošných zatížením od modelu zatížení LM1 v jednom poli a v jednom dopravním pruhu.....	19
obr. 2.19 Model s efektivními šířkami zatížený nápravami modelu zatížení LM1.....	19
obr. 2.20 Šablona zatížení LM1-nápravy.....	19
obr. 2.21 Model s efektivními šířkami zatížený poklesem podpor o 5mm.....	20
obr. 2.22 Model s efektivními šířkami zatížený oteplením horního povrchu.....	20
obr. 2.23 Model s efektivními šířkami zatížený ochlazením horního povrchu.....	20
obr. 2.24 Průřez obdélníkového nosníku.....	21
obr. 2.25 Spřažený průřez.....	22
obr. 3.1 Nosník SMP-T.....	27
obr. 3.2 Průřez krajního příčnicku.....	27

obr. 3.3 Průřez mezilehlého příčnicku.....	27
obr. 3.4 Ostatní stálé zatížení na prostorovém modelu.....	30
obr. 3.5 Ostatní stálé zatížení na prostorovém modelu.....	30
obr. 3.6 Jednotkové plošné zatížení od dopravy.....	31
obr. 3.7 Zatížení nápravami od dopravy.....	31
obr. 3.8 Schéma náprav LM1.....	31
obr. 3.9 Vzdálenosti mezi nulovými momenty.....	34
obr. 3.10 Spolupůsobící šířka desky nosníku SMP-T.....	35
obr. 3.11 Průřez nosníku SMP-T.....	37
obr. 3.12 Sprážený průřez SMP-T.....	38
obr. 3.13 Průběh ohybových momentů od ostatního stálého zatížení.....	39
obr. 3.14 Průběh ohybových momentů od dopravy.....	40
obr. 3.15 Schéma vedení předpínací výztuže v průřezech.....	40
obr. 4.1 Průřez s fázemi výstavby.....	45
obr. 4.2 Schéma v první fázi.....	47
obr. 4.3 Zatížení v první fázi.....	47
obr. 4.4 Schéma v druhé fázi.....	47
obr. 4.6 Schéma ve třetí fázi.....	48
obr. 4.7 Zatížení ve třetí fázi.....	48
obr. 4.8 Průběh ohybových momentů od zatížení bez předpětí ve třetí fázi.....	48
obr. 4.9 Detail spojovacího dílu.....	49
obr. 4.10 Schéma ve čtvrté fázi.....	49
obr. 4.11 Průběh ohybových momentů od zatížení bez předpětí v páté fázi.....	49
obr. 4.12 Maximální ostatní stálé zatížení.....	50
obr. 4.13 Minimální ostatní stálé zatížení.....	50
obr. 4.14 Obálka záporných momentů od dopravy v charakteristické kombinaci.....	50
obr. 4.15 Obálka kladných momentů od dopravy v charakteristické kombinaci.....	51
obr. 4.16 Obálka záporných momentů od dopravy v časté kombinaci.....	51
obr. 4.17 Obálka kladných momentů od dopravy v časté kombinaci.....	51
obr. 4.18 Průběh svislé deformace v okamžiku osazení nosníků do konstrukce.....	52
obr. 4.19 Průběh svislé deformace na konci životnosti.....	52
obr. 4.20 Schéma vyztužení nosníku 15,5 m.....	53
obr. 4.21 Schéma vyztužení nosníku 18 m.....	53
obr. 4.22 Schéma vyztužení nosníku 18 m a nosníku 15,5m v řezu.....	54
obr. 5.1 Definovaná vlákna na průřezu.....	55
obr. 5.2 a 5.3 Průběh normálových napětí ve spodních a horních vláknech nosníku ve fázi 2.....	57
obr. 5.4 a 5.5 Průběh normálových napětí ve spodních a horních vláknech nosníku ve fázi 3.....	58
obr. 5.6 a 5.7 Průběh normálových napětí ve spodních a horních vláknech nosníku ve fázi 4.....	59

obr. 5.8 a 5.9 Průběh normálových napětí ve spodních a horních vláknech nosníku ve fázi 5.....	60
obr. 5.10 a 5.11 Průběh normálových napětí ve spodních a horních vláknech nosníku ve fázi 6.....	61
obr. 5.12 a 5.13 Průběh normálových napětí ve spodních a horních vláknech nosníku ve fázi 2.....	62
obr. 5.14 a 5.15 Průběh normálových napětí ve spodních a horních vláknech nosníku ve fázi 3.....	63
obr. 5.16 a 5.17 Průběh normálových napětí ve spodních a horních vláknech nosníku ve fázi 4.....	64
obr. 5.18 a 5.19 Průběh normálových napětí ve spodních a horních vláknech nosníku ve fázi 5.....	65
obr. 5.20 a 5.21 Průběh normálových napětí ve spodních a horních vláknech nosníku ve fázi 6.....	66
obr. 6.1 Průběh posouvající síly v kombinaci 6.10a.....	67
obr. 6.2 Průběh posouvající síly v kombinaci 6.10b.....	67
obr. 6.3 Průběh posouvající síly v kombinaci 6.10b na mezilehlém příčnicku 1.....	71
obr. 6.4 Průběh ohybových momentů v kombinaci 6.10b na mezilehlém příčnicku 1.....	73
obr. 6.5 Průběh ohybových momentů v kombinaci 6.10b na mezilehlém příčnicku 2.....	73
obr. 6.6 Průběh posouvající síly v kombinaci 6.10b na krajním příčnicku 2.....	76
obr. 6.7 Průběh ohybových momentů v kombinaci 6.10b na krajním příčnicku 1.....	78
obr. 6.8 Průběh ohybových momentů v kombinaci 6.10b na krajním příčnicku 2.....	78
obr. 6.9 Poloha vyšetřovaných řezů na desce.....	81
obr. 6.10 Průběh ohybových momentů od dopravy v charakteristické hodnotě.....	86
obr. 6.11 Průběh ohybových momentů od max. ostatního stálého zatížení v charakteristické hodnotě.....	86
obr. 6.12 Mapa maximálních teplot ve stínu.....	88
obr. 6.13 Mapa minimálních teplot ve stínu.....	88
obr. 6.14 Graf závislosti T_{min}/T_{max} a $T_{e,min}/T_{e,max}$	89
obr. 6.15 Průběh přetvoření od dotvarování v době osazení mostního závěru.....	90
obr. 6.16 Průběh přetvoření od dotvarování na konci životnosti.....	90
obr. 6.17 Vzdálenosti a úhly mezi pevným ložiskem k polovinám mostních závěrů.....	91
obr. 6.18 Rozklad přetvoření od dotvarování do kolmého a rovnoběžného směru.....	91
obr. 6.19 Průběh ohybových momentů od dopravy v charakteristické hodnotě.....	92
obr. 6.20 Vzdálenosti a úhly mezi ložisky.....	92
obr. 6.21 Rozklad přetvoření od teploty a od dotvarování na potřebné směry.....	94
obr. 6.22 Reakce R_z od kombinace 6.10a.....	94
obr. 6.23 Reakce R_z od kombinace 6.10b.....	95
obr. 6.24 Návrhové hodnoty reakce od stálého a ostatního stálého zatížení.....	95
obr. 6.25 Výpočet výslednice působící ve směru, ve kterém je pohyb ložiska omezen.....	96

Seznam tabulek

tab. 2.1 Reakce v ložiskách na různých modelech.....	13
tab. 3.1 První kombinace.....	32
tab. 3.2 Druhá kombinace.....	32
tab. 3.3 Třetí kombinace.....	32
tab. 3.4 Čtvrtá kombinace.....	33
tab. 3.5 Pátá kombinace.....	33
tab. 3.6 Šestá kombinace.....	33
tab. 4.1 Seznam zatěžovacích stavů na prutovém modelu.....	46

Seznam příloh

Výkres č. 1 Studie příčný řez
Výkres č. 2 Studie podélný řez
Výkres č. 3 Studie půdorys
Výkres č. 4 Detailní příčný řez
Výkres č. 5 Detailní podélný řez
Výkres č. 6 Detailní půdorys
Výkres č. 7 Schéma předpínací výztuže nosníku 18 metrů
Výkres č. 8 Schéma předpínací výztuže nosníku 15,5 metrů
Výkres č. 9 Schéma betonářské výztuže krajního příčnicku
Výkres č. 10 Schéma betonářské výztuže mezilehlého příčnicku
Výkres č. 11 Schéma betonářské výztuže desky