



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

JEDNOPOLOVÝ RÁMOVÝ MOST

ONE SPAN FRAME BRIDGE

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

BACHELOR'S THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Petr Buk

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

Ing. RADIM NEČAS, Ph.D.

BRNO 2019



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	B3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Bakalářský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3647R013 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště	Ústav betonových a zděných konstrukcí

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

Student	Petr Buk
Název	Jednopolový rámový most
Vedoucí práce	Ing. Radim Nečas, Ph.D.
Datum zadání	30. 11. 2018
Datum odevzdání	24. 5. 2019

V Brně dne 30. 11. 2018

prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc.
Vedoucí ústavu

prof. Ing. Miroslav Bajer, CSc.
Děkan Fakulty stavební VUT

PODKLADY A LITERATURA

Podklady:

Situace, příčný a podélný řez, geotechnické poměry

Základní normy:

ČSN 736201: Projektování mostních objektů

ČSN 73 6214: Navrhování betonových mostních konstrukcí

ČSN EN 1990 včetně změny A1: Zásady navrhování konstrukcí

ČSN EN 1991-2: Zatížení mostů dopravou

ČSN EN 1992-1-1: Navrhování betonových konstrukcí. Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

ČSN EN 1992-2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady

Literatura: na základě doporučení vedoucího práce

ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ

Z předběžného návrhu možných typů mostních konstrukcí preferujte rámovou monolitickou konstrukci o jednom poli z předpjatého betonu.

V práci zpracujte dvě až tři studie mostu včetně jejich zhodnocení. Most můžete navrhnout kolmý.

Dimenzování proveďte podle EN v rozsahu stanoveném vedoucím práce.

Ostatní úpravy provádějte podle pokynů vedoucího práce.

Požadované výstupy:

Textová část (obsahuje zprávu a ostatní náležitosti podle níže uvedených směrnic)

Přílohy textové části:

P1. Podklady, studie a vizualizace

P2. Přehledné a podrobné výkresy zvoleného návrhu mostu

P3. Statický výpočet (v rozsahu určeném vedoucím práce)

Prohlášení o shodě listinné a elektronické formy VŠKP (1x).

Popisný soubor závěrečné práce (1x).

Bakalářská práce bude odevzdána v listinné a elektronické formě a pro ÚBZK 1x na CD.

STRUKTURA BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část VŠKP zpracovaná podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (povinná součást VŠKP).

2. Přílohy textové části VŠKP zpracované podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (nepovinná součást VŠKP v případě, že přílohy nejsou součástí textové části VŠKP, ale textovou část doplňují).

Ing. Radim Nečas, Ph.D.
Vedoucí bakalářské práce

ABSTRAKT

Předmětem této bakalářské práce je návrh nosné konstrukce silničního mostu přes řeku. Z vypracovaných variant byla upřednostněna varianta rámového jednopolevého mostu. Konstrukci tvoří železobetonová předpjatá deska s náběhy. Most je řešen jako kolmý s délkou přemostění 25 m. Pro výpočet vnitřních sil byly vytvořeny dva výpočetní modely metodou MKP v programu SCIA Engineer 2018: prutový model a deskový model.

Práce je věnována porovnání vnitřních sil na prutovém a deskovém modelu. Porovnání krátkodobých ztrát předpětí s výsledky z programu SCIA Engineer 2018. Návrh a posouzení mezního stavu únosnosti a použitelnosti konstrukce byl proveden v souladu s platnými normami a předpisy.

KLÍČOVÁ SLOVA

Rámový most o jednom poli, rámová konstrukce, přepjatý beton, statický výpočet, ztráty předpětí, mezní stav únosnosti, mezní stav použitelnosti

ABSTRACT

The subject of this bachelor thesis is design of road bridge across the river. From the developed variants, one was selected. Selected variant deals with one span frame bridge. Construction is made of panel with run-ups from prestressed reinforced concrete. Bridge is designed perpendicular, with span range of 25,0 m. For the calculation of internal forces two computing models (rod and panel model) were made in SCIA Engineer 2018 program.

Thesis deals with comparisons of internal forces in rod and panel model and comparison of short-term losses with SCIA Engineer 2018 program.

Design and assesment of ultimate limit state and ultimate serviceability state was conducted in accordance with applicable standarts and regulations.

KEYWORDS

One span frame bridge, frame konstruktion, prestressed concrete, static calculation, lost of preload, ultimate limit state, serviceability limit state



BIBLIOGRAFICKÁ CITACE

Petr Buk *Jednopolový rámový most*. Brno, 2019. 40 s., 172 s. příl. Bakalářská práce.

Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí.

Vedoucí práce Ing. Radim Nečas, Ph.D.



PROHLÁŠENÍ O SHODĚ LISTINNÉ A ELEKTRONICKÉ FORMY ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že elektronická forma odevzdané bakalářské práce s názvem *Jednopolový rámový most* je shodná s odevzdanou listinnou formou.

V Brně dne 23. 5. 2019

Petr Buk
autor práce

PROHLÁŠENÍ O PŮVODNOSTI ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci s názvem *Jednopolový rámový most* zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 23. 5. 2019

Petr Buk
autor práce



PODĚKOVÁNÍ

Především chci poděkovat svému vedoucímu Ing. Radimu Nečasovi, Ph.D. za jeho trpělivost a rady. Dále děkuji své rodině, která mě během studia podporuje. A v poslední řadě děkuji všem svým kamarádům za jejich morální podporu.

Obsah

1. Úvod	10
2. Podklady	11
3. Varianty řešení	12
3.1. Varianta A	12
3.2. Varianta B	13
3.3. Varianta C	14
3.4. Volba varianty	14
4. Technické řešení mostu	15
4.1. Hlavní nosná konstrukce	15
4.2. Mostní svršek	15
4.3. Odvodnění	16
4.4. Materiál charakteristiky	16
4.5. Beton C35/45 použitý na mostovku a opěru	16
4.5.1. Betonářská výztuž B550B	16
4.5.2. Předpínací výztuž Y1860 S715,3 A	17
5. Výpočtový model	17
5.1. Prutový model	18
5.2. Deskový model	19
5.3. Porovnání vnitřních sil výpočtových modelů	19
5.4. Volba výpočtového modelu	23
6. Zatěžovací stavy	24
6.1. Stálé zatížení	24
6.1.1. ZS1 Vlastní tíha	24
6.1.2. ZS2 Ostatní stálé zatížení	24
6.1.3. ZS3 Zemní tlak	24
6.1.4. Předpětí	25
6.2. Proměnné zatížení	26
6.2.1. ZS5 – LM1	26
6.2.2. ZS6 – LM5 zatížení chodníků	26
6.2.3. ZS7 – LM3 zvláštní vozidlo	27
6.3. Zatížení teplotou	27
6.3.1. ZS8 – Rovnoměrné oteplení	27

6.3.2. ZS9 – Rovnoměrné ochlazení	28
6.3.3. ZS10 – Oteplení horního povrchu vozovky	28
7. Kombinace zatěžovacích stavů	28
7.1. Mezní stav použitelnosti	28
7.1.1. Charakteristická kombinace	28
7.1.2. Častá kombinace	28
7.1.3. Kvazistálá kombinace	29
7.2. Mezní stav únosnosti	29
7.2.1. Kombinace 6.10a	29
7.2.2. Kombinace 6.10b	29
7.3. Kombinace teplot	29
8. Ztráty předpětí	30
8.1. Krátkodobé ztráty napětí	30
8.2. Dlouhodobé ztráty napětí	31
9. Mezní stav použitelnosti	32
9.1. Omezení napětí.....	32
10. Mezní stav únosnosti	35
10.1. Posouzení na ohyb	35
10.2. Posouzení na smyk	35
11. Rámová spojka	36
11.1. Interakční diagram	36
12. Kotvení	37
13. Závěr.....	38
Seznam použité literatury.....	39
Seznam příloh textové části.....	40
P1 – Podklady a varianty.....	40
P2 – Statický výpočet	40
P3 – Výkresová dokumentace.....	40
P4 - Vizualizace	40
Seznam obrázku.....	41
Seznam tabulek.....	42

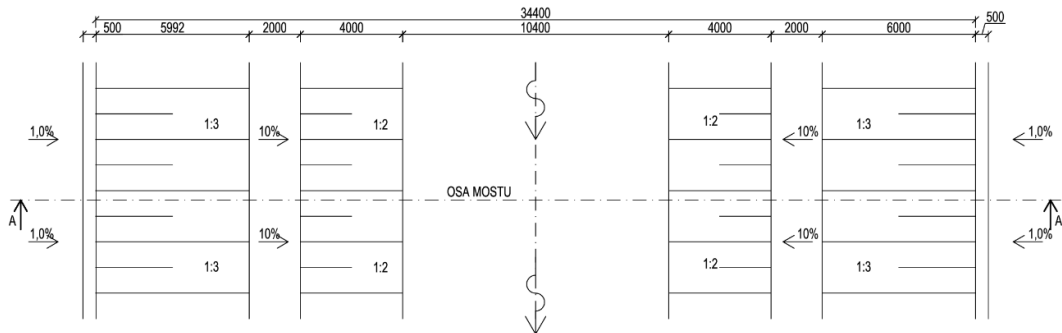


1. Úvod

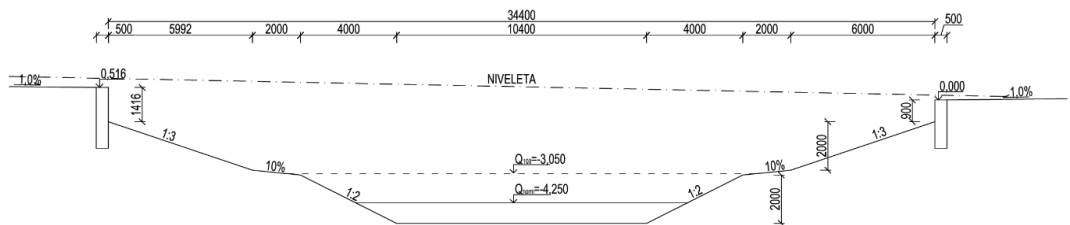
Cílem této bakalářské práce je návrh a posouzení silničního mostu přes řeku, pro motorová vozidla, cyklisty a chodce. Most překonává řeku v nejkratší možné šířce a kolmo na řeku. Pro účely bakalářské práce byly zhotoveny dvě studie různých variant. Pro podrobné zpracování návrhu a posouzení byla vybrána varianta A – Rámová konstrukce o jednom poli se spodními přímými náběhy. Posouzení bylo provedeno dle platné normy ČSN EN 1992-2: Návrh betonových konstrukcí.

2. Podklady

Nákres terénu v místě přemostění.



Obrázek 1: Půdorys

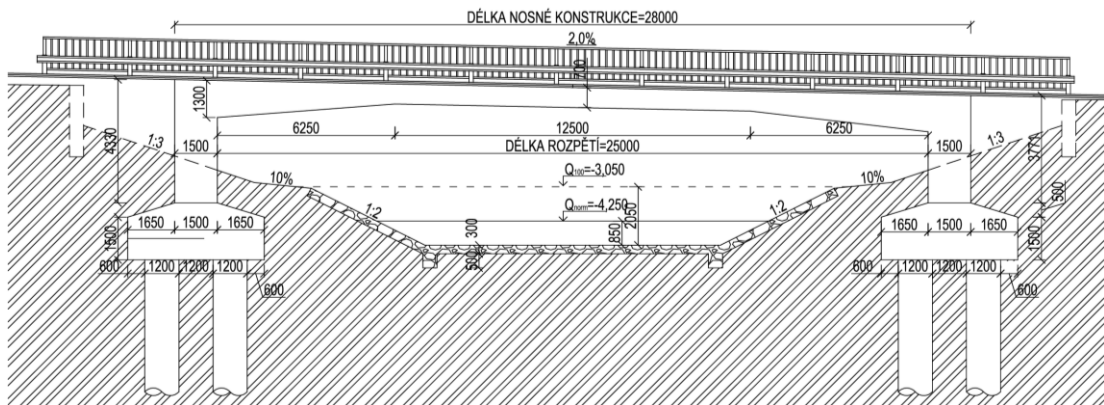


Obrázek 2: Podélný profil

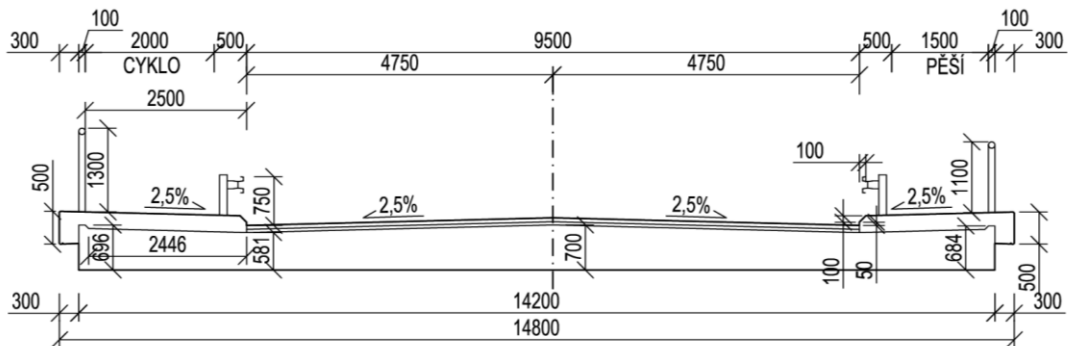
3. Varianty řešení

3.1. Varianta A

První varianta mostu je rámová konstrukce o jednom poli. Konstrukci tvoří železobetonová předpjatá deska se spodními s příkými náběhy propojená dvěma rámovými spojkami. Tloušťka desky se mění po délce, ve střední části je tl. 700 mm, u líce podpor je tl. 1300 mm. Šířka nosné konstrukce je 14200 mm. Vozovku a chodník odděluje silniční svodidlo a na vnější strana je opatřena ocelovým zábradlím výšky 1100 mm. Délka nosné konstrukce je 28,0 m délka přemostění činí 25,0 m.



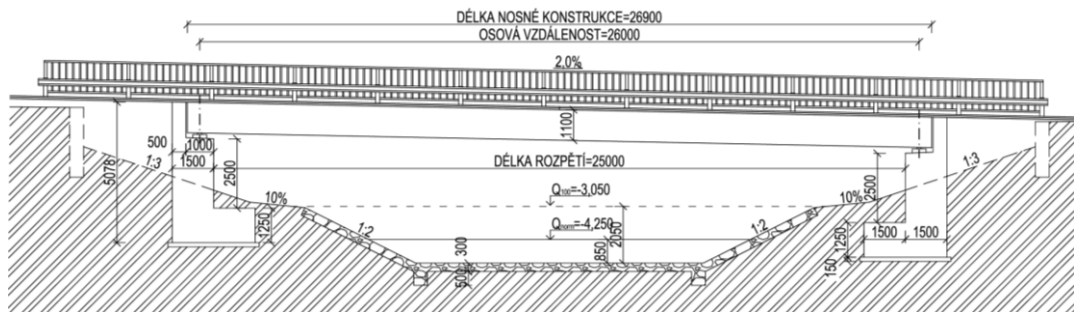
Obrázek 3: Varianta A – řez



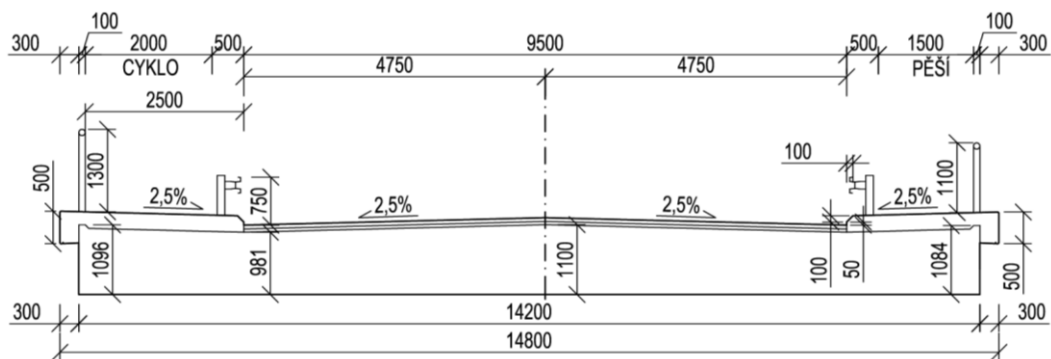
Obrázek 4: Varianta A – průřez

3.2. Varianta B

Druhá varianta mostu je předpjatá deska jednom poli prostě uložená na elastomerových ložiscích. Konstrukci tvoří železobetonová předpjatá deska a opěry. Tloušťka desky je 1100 mm. Šířka nosné konstrukce je 14200 mm. Vozovku a chodník odděluje silniční svodidlo a na vnější strana je opatřena ocelovým zábradlím výšky 1100 mm a 1300 mm. Délka nosné konstrukce je 26,9 m délka přemostění činí 25,0 m.



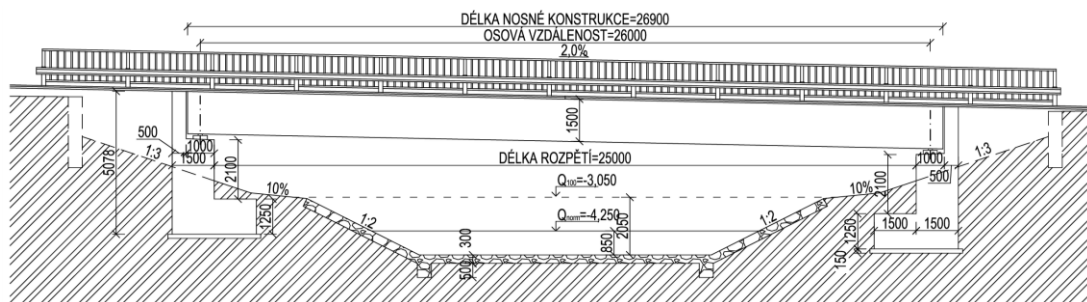
Obrázek 5: Varianta B – řez



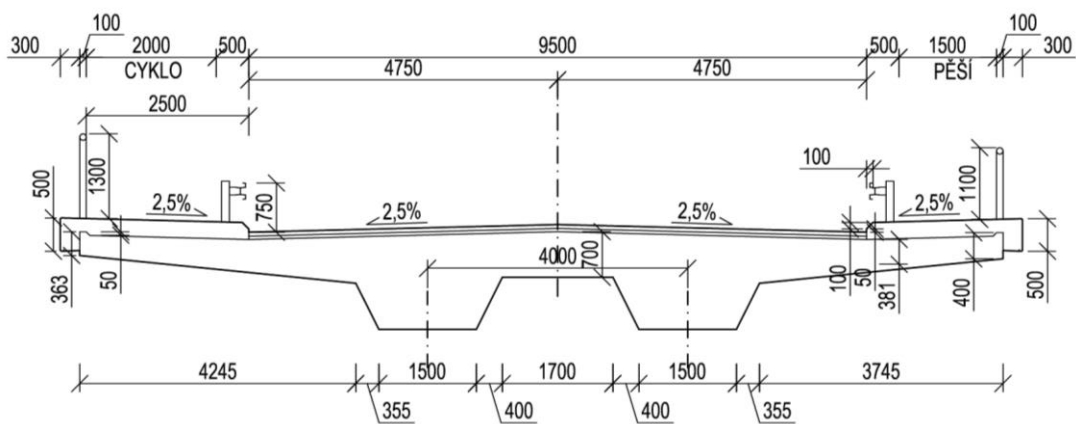
Obrázek 6: Varianta B – průřez

3.3. Varianta C

Třetí varianta je předpjatý trémový most jednom poli prostě uložená na elastomerových ložiscích. Konstrukci tvoří dva železobetonové předpjaté trámy spojené deskou a opěry. Šířka trámů je 1500 mm a osová vzdálenost je 4000 mm. Šířka nosné konstrukce je 14200 mm. Vozovku a chodník odděluje silniční svodidlo a na vnější strana je opatřena ocelovým zábradlím výšky 1100 mm a 1300 mm. Délka nosné konstrukce je 26,9 m délka přemostění činí 25,0 m



Obrázek 7: Varianta C – řez



Obrázek 8: Varianta C – průřez

3.4. Volba varianty

Pro detailní zpracování byla zvolena varianta A. Obě varianty splňují rozhledové poměry pro pohyb vozidel na pozemních komunikacích. Výhodou varianty A je že nejsou použita ložiska ani mostní závěry a můžeme říci, že se jedná téměř o bezúdržbovou konstrukci. Díky tomu že konstrukce je z jednoho prvku tak působí i esteticky.

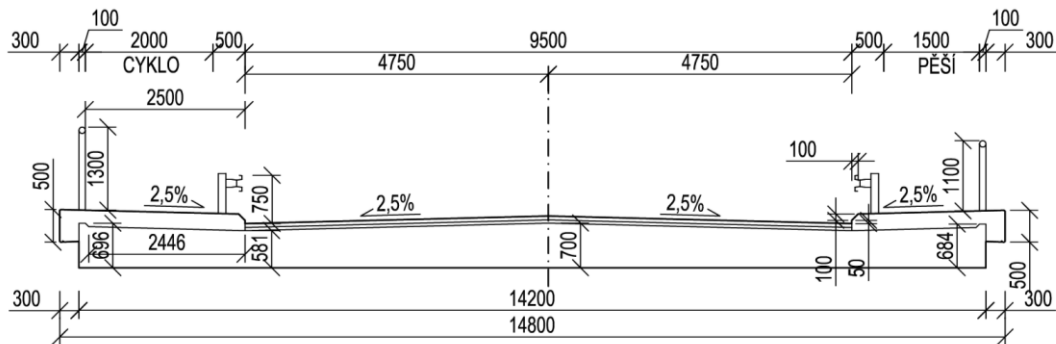
4. Technické řešení mostu

4.1. Hlavní nosná konstrukce

Příčné uspořádání

Konstrukce je navržena jako monolitická s dodatečně předpjatými kabely. Mostovka má obdélníkový průřez. Tloušťka desky se mění po délce, vlivem podélných přímých náběhů. Ve střední části tloušťka desky je 0,7 m, u podpory tloušťka desky dosahuje hodnoty 1,3 m

Most zajišťuje přejezd pozemní komunikace S9,5 která je doplněna na jedné straně dvěma pruhy pro chodce a na opačné straně dvěma pruhy pro cyklisty. Příčný sklon vozovky je střešovitý o velikosti 2,5 %, sklon stezky pro chodce a cyklisty je 2,5%



Obrázek 9: Schématický příčný řez

Podélné uspořádání

Podélný sklon mostu je navržen v jednom směru o velikosti 2,0 %. Délka rozpětí mostu činí 25,0 m, délka mostní konstrukce je 28,0 m. Výška rámových spojek je 4,83 m a 4,27 m, půdorysný rozměr spojky je 1,5 m × 14,2 m. Uvedené rozměry jsou měřeny od horní části základové patky

4.2. Mostní svršek

Vozovka přenáší zatížení od dopravy a chrání nosnou konstrukci. Vozovka je navržena jako netuhá tloušťky 110 mm.

Skladba vozovky:

Obrusný asfaltový beton ACO 11	tl. 60 mm
Spojovací postřík	
Podkladní asfaltový beton ACL 16	tl. 40 mm
Spojovací postřík	
Izolace	tl. 10 mm

4.3. Odvodnění

Odvodnění mostu je zajištěno pomocí příčného a podélného sklonu. Příčný sklon je navržen jako střešovitý o velikosti 2,5 %, římsy jsou také ve sklonu 2,5 %. Podélný sklon má velikost 2,0 %.

4.4. Materiál charakteristiky

4.5. Beton C35/45 použitý na mostovku a opěru

Charakteristická pevnost v tlaku	f_{ck}	35,0	MPa
Střední hodnota pevnosti v tlaku	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	43,0	MPa
Charakteristická pevnost v tahu	$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}$	3,2	MPa
Dolní kvantil pevnosti v tahu	$f_{ctk\ 0,05} = 0,7 \cdot f_{ctm}$	2,2	MPa
Horní kvantil pevnosti v tahu	$f_{ctk\ 0,95} = 1,3 \cdot f_{ctm}$	4,2	MPa
Střední hodnoty modulu pružnosti	$E_{cm} = 9500 \cdot f_{cm}^{\frac{1}{3}}$	34	GPa
Mezní přetvoření	ε_{cu3}	3,5	‰
	α_{cc}	0,9	
	α_{ct}	1,0	
Součinitel spolehlivosti betonu	γ_c	1,5	
Návrhová pevnost v tlaku	$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$	21,0	MPa
Návrhová pevnost v tahu	$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk\ 0,05}}{\gamma_c}$	1,467	MPa

Tabulka 1: Materiálová charakteristika betonu C35/45

4.5.1. Betonářská výztuž B550B

Charakteristická mez kluzu	f_{yk}	550,0	MPa
Střední hodnoty modulu pružnosti	E_s	200	GPa
Mezní přetvoření	$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{\gamma_c}$	2,39	‰
Součinitel spolehlivosti betonářské oceli	γ_s	1,15	
Návrhová pevnost v tahu	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$	478,26	MPa

Tabulka 2: Materiálová charakteristika betonářské oceli B550B

4.5.2. Předpínací výztuž Y1860 S715,3 A

Průměr lana	Φ_p	15,3	mm
Plocha lana	A_p	140,0	mm ²
Charakteristická mez pevnosti	f_{pk}	1860	MPa
Smluvní mez kluzu	$f_{p0,1k}$	1640	MPa
Modul pružnosti	E_p	195	GPa
Maximální napínací napětí	$\sigma_{p,max}$	1476	MPa
Maximální napětí při kotvení	$\sigma_{pm0,max}$	1394	MPa
Součinitel spolehlivosti	γ_s	1,15	
Návrhová mez pevnosti	$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{1640}{1,15}$	1426,09	MPa
Poměrné přetvoření na mezi pevnosti	$\varepsilon_{pd} = \frac{f_{pd}}{E_p} = \frac{1426,09}{195}$	7,31	‰

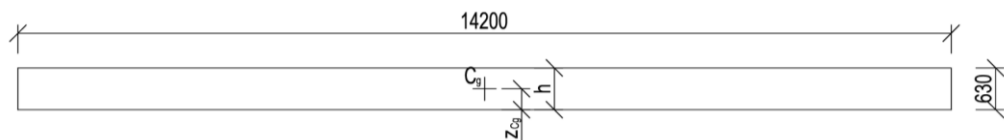
Tabulka 3: Materiálová charakteristika předpínací výztuže

5. Výpočtový model

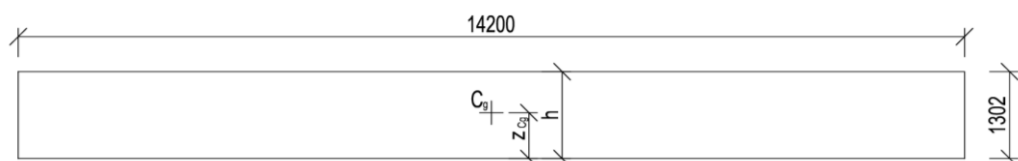
Pomocí programu SCIA Engineer 2018 byly vytvořeny dva výpočtové modely prutový a deskový.

Mostní konstrukci je třeba vyšetřit po celé délce průřezu, proto byly zvoleny řezy, pro které se také určily průřezové charakteristiky a následně posouzeny na mezní stav únosnosti a mezní stav použitelnosti.

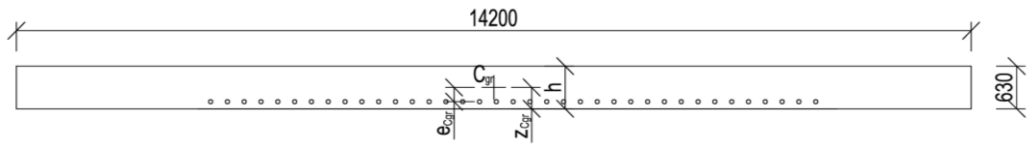
Neoslabený průřez byl vložen do výpočtového modelu a sloužil ke stanovení vnitřních sil a k nalezení vhodné volby předpětí



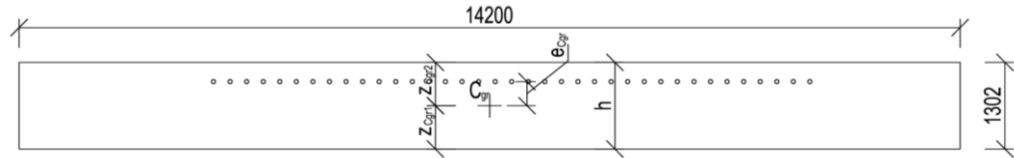
Obrázek 10: Neoslabený průřez v $x = l/2$



Obrázek 11: Neoslabený průřez v místě opěry



Obrázek 12: Oslabený průřez v $x = l/2$



Obrázek 13: Oslabený průřez v místě opěry

x [m]	A_{cr} [m ²]	$z_1=C_g$ [m]	z_2 [m]	e_{pr} [m]	I_{cr} [m ⁴]
0	18,3767	-0,649	0,653	-0,362	2,6116
3,5	13,6055	-0,482	0,484	-0,086	1,0662
7	8,8343	-0,317	0,313	0,157	0,2952
10,125	8,8343	-0,317	0,313	0,197	0,2951
13,25	8,8343	-0,318	0,312	0,212	0,2951

Tabulka 4: Průřezové charakteristiky oslabené mostovky

5.1. Prutový model

Mostovku tvoří 4 prutové prvky, dva prvky konstantního průřezu a dva prvky proměnného průřezu který se mění po délce. Použitý materiál byl beton třídy C35/45.

Rámové spojky tvoří jeden prut z betonu třídy C35/45.

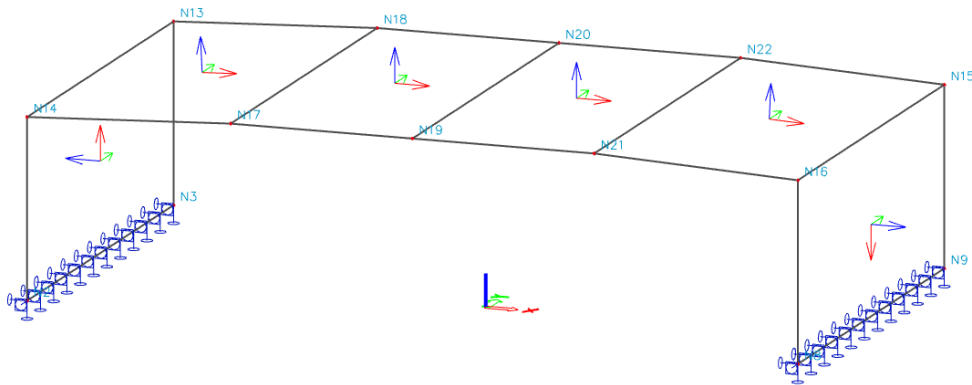
Výpočetní model počítá s neoslabenými průřezy. Střednice mostovky byla nakreslena v programu AutoCAD a ručně modelována v programu SCIA Engineer 2018.



Obrázek 14: Prutový výpočtový model

5.2. Deskový model

Deskový model je tvořen čtyřmi deskami dvěma stěnami. Krajní desky mění po délce svoji tloušťku



Obrázek 15: Deskový výpočetní model

5.3. Porovnání vnitřních sil výpočetných modelů

Pro porovnání modelů jsem zvolil zatěžovací stav vlastní tíha a TS

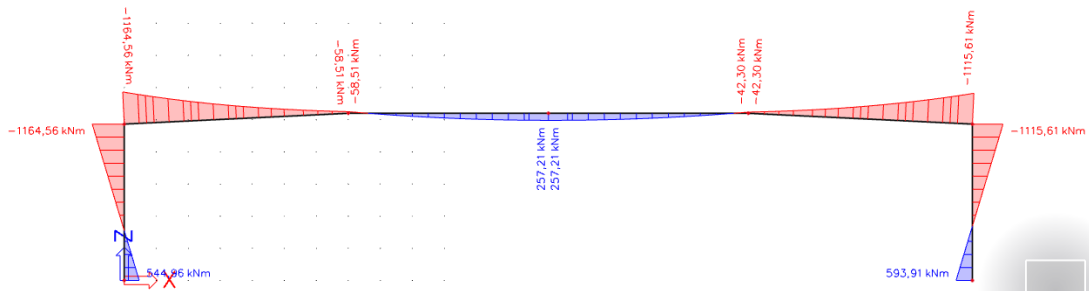
Vlastní tíha

Vlastní tíha byla vypočítána pomocí programu SCIA Engineer 18.1 dle navržených průřezů a materiálových charakteristik

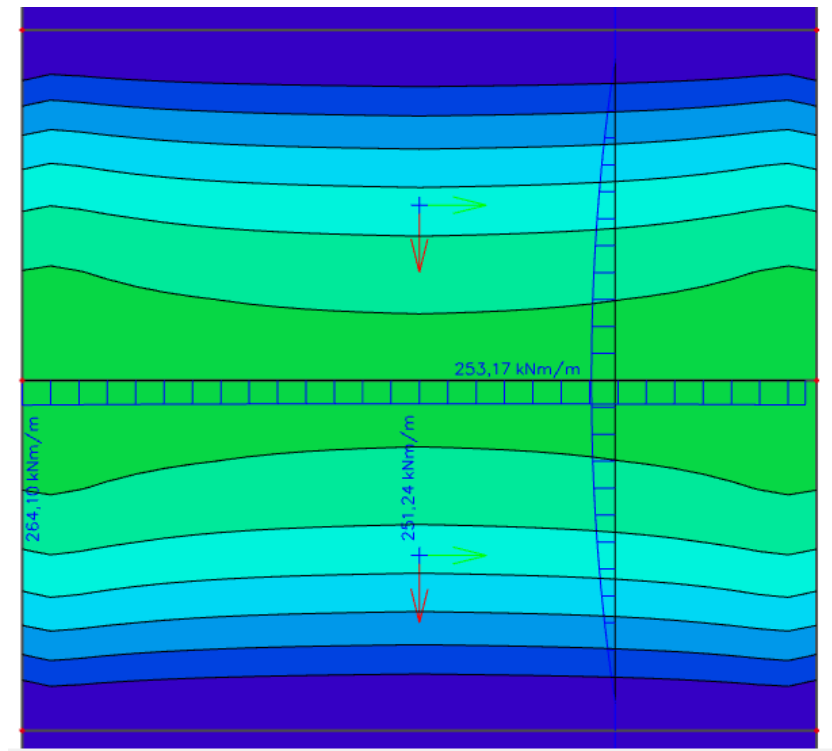
Objemová tíha materiálů:

Předpjatý beton $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Železobeton $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$



Obrázek 16: Momenty na prutovém modelu



Obrázek 17: Momenty na deskovém modelu

Sledovaný moment v $x = L/2$

$$M_{x,deska} = 264,1 \text{ kNm/m} \cong M_{y,prut} = 257,21 \text{ kNm/m}$$

LM1 – TS

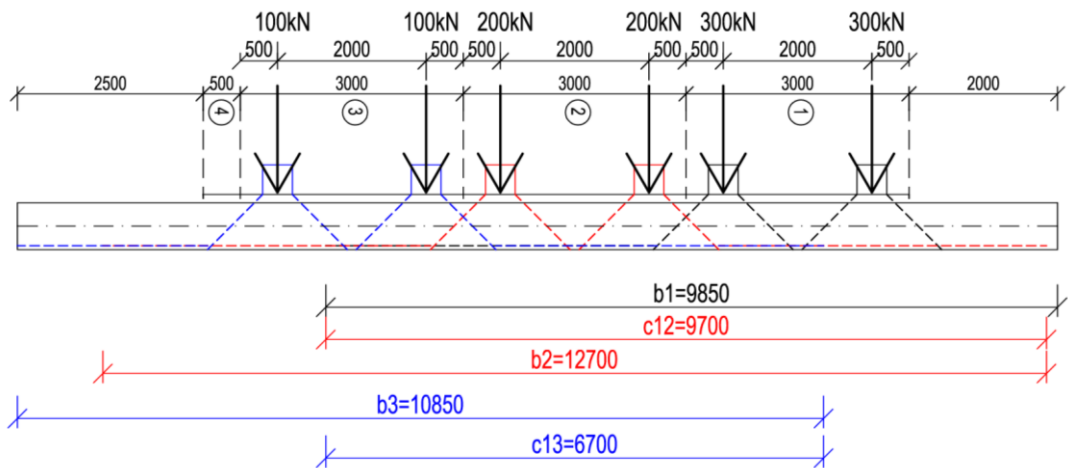
Zatížení pro LM1 hodnoty regulačního součinitele α uvažují skupinu pozemních komunikací 1

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

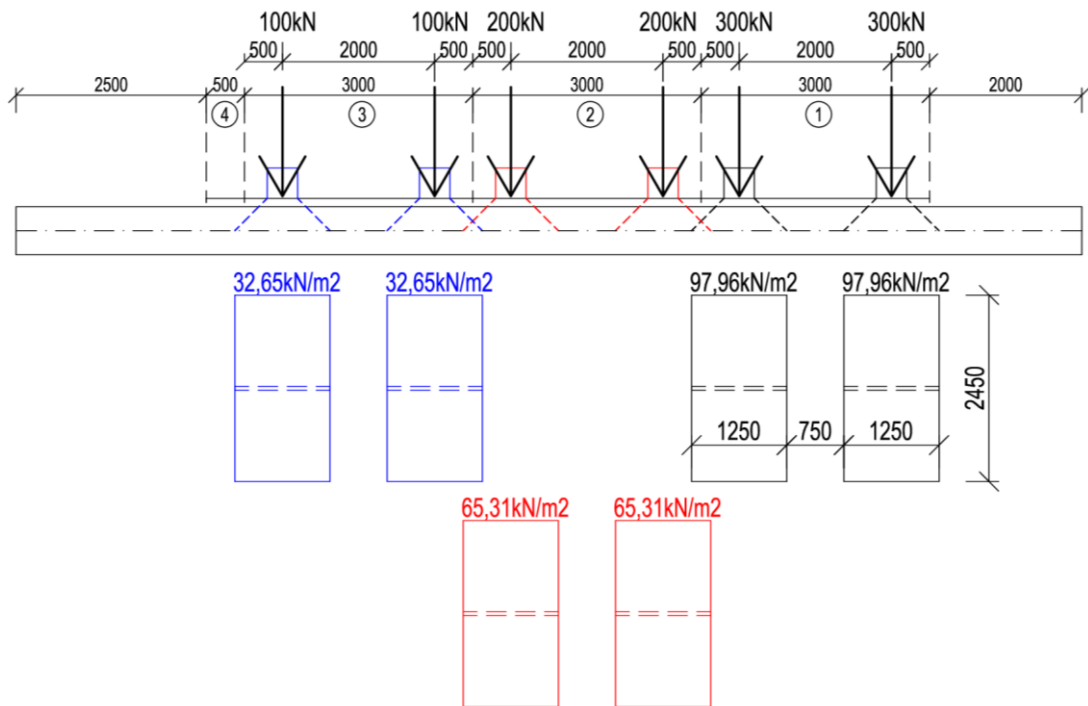
$$\alpha_{Q2} = 1,0$$

$$\alpha_{Q3} = 1,0$$

Pruh 1	TS	$Q_{k,1} = 300 \text{ kN}$	$\alpha_{Q1} \cdot Q_{k,1} = 1,0 \cdot 300 = 300 \text{ kN}$
Pruh 2	TS	$Q_{k,2} = 200 \text{ kN}$	$\alpha_{Q2} \cdot Q_{k,2} = 1,0 \cdot 200 = 200 \text{ kN}$
Pruh 3	TS	$Q_{k,3} = 100 \text{ kN}$	$\alpha_{Q3} \cdot Q_{k,3} = 1,0 \cdot 100 = 100 \text{ kN}$
Zbytek	TS	$Q_{k,4} = 0 \text{ kN}$	$\alpha_{Q4} \cdot Q_{k,4} = 1,0 \cdot 0 = 0 \text{ kN}$



Obrázek 18: Roznos TS pro prutový model



Obrázek 19: Roznos TS pro deskový model

Do vnitřních sil na prutovém modelu se musí započítat spolupůsobení desky.

$$M_1 = 126,46 \text{ kNm}; M_2 = 65,39 \text{ kNm}; M_3 = 38,28 \text{ kNm}$$

$$b_1 = 9,85 \text{ m}; b_2 = 12,7 \text{ m}; b_3 = 10,85 \text{ m}; c_{1,2} = 9,7 \text{ m}; c_{1,3} = 6,7 \text{ m}$$

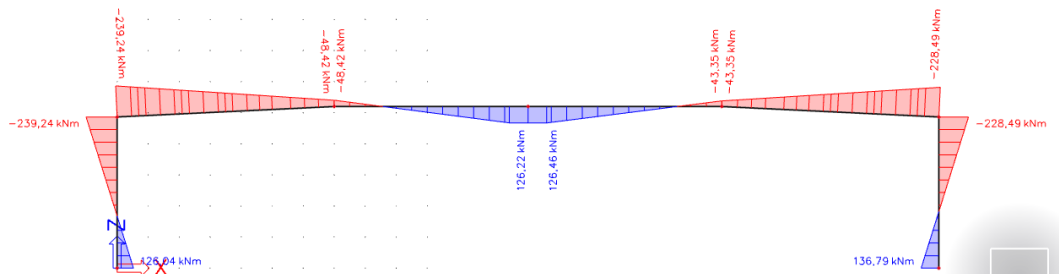
$$M_{1,2} = M_1 + \frac{M_2 \cdot c_{1,2}}{2 \cdot b_1 - c_{1,2}} = 126,46 + \frac{65,39 \cdot 9,7}{2 \cdot 9,85 - 9,7} = 189,89 \text{ kNm}$$

$$M_{2,1} = M_1 + \frac{M_2 \cdot c_{1,2}}{2 \cdot b_2 - c_{1,2}} = 126,46 + \frac{65,39 \cdot 9,7}{2 \cdot 12,7 - 9,7} = 166,86 \text{ kNm}$$

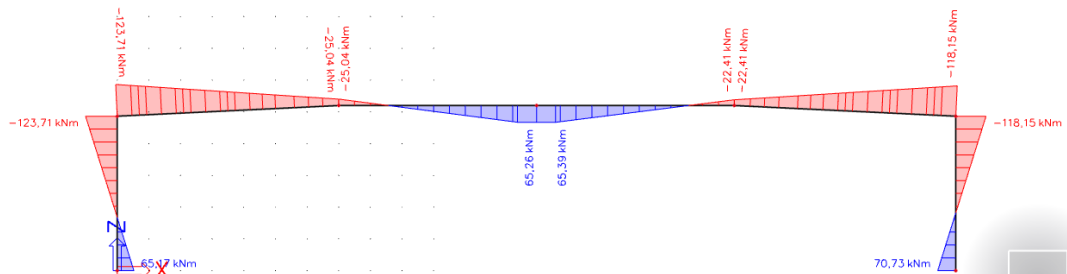
$$M_{1,3} = M_1 + \frac{M_3 \cdot c_{1,3}}{2 \cdot b_1 - c_{1,3}} = 126,46 + \frac{38,28 \cdot 6,7}{2 \cdot 9,85 - 6,7} = 146,19 \text{ kNm}$$

$$M_{3,1} = M_1 + \frac{M_3 \cdot c_{1,3}}{2 \cdot b_3 - c_{1,3}} = 126,46 + \frac{38,28 \cdot 6,7}{2 \cdot 10,85 - 6,7} = 143,56 \text{ kNm}$$

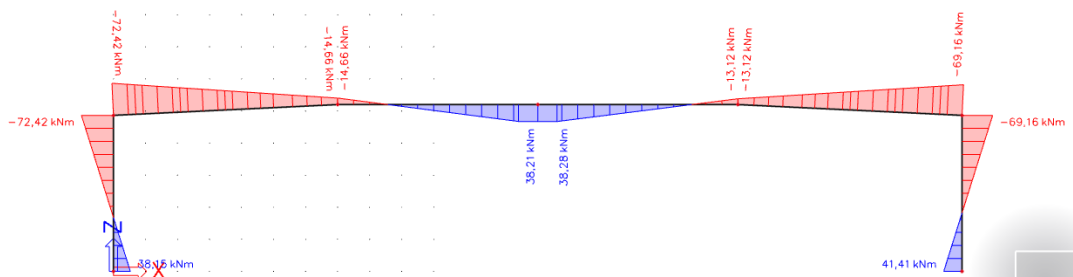
$$M_{TS} = M_{1,2} + M_{1,3} - M_1 = 189,89 + 146,19 - 126,46 = 209,62 \text{ kNm}$$



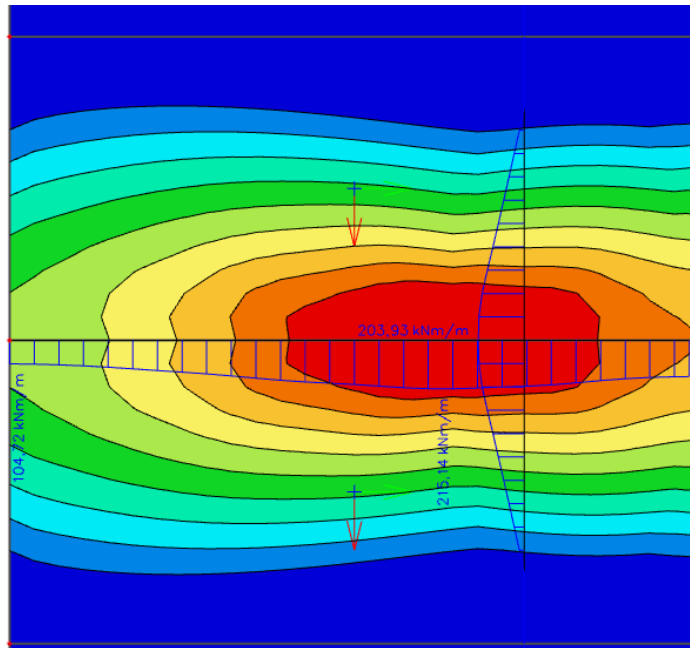
Obrázek 20: Moment TS pruh 1



Obrázek 21: Moment TS pruh 2



Obrázek 22: Moment TS pruh 3



Obrázek 23: Moment TS

$$M_{x,TS,deska} = 215,14 \text{ kNm/m} \cong M_{TS,prut} = 209,62 \text{ kNm/m}$$

5.4. Volba výpočtového modelu

Pomocí výpočtových modelů jsem ověřil deskové spolupůsobení, to bylo důležité z důvodu toho, že jsem se rozhodl použít prutový model pro detailní zpracování mostní rámové konstrukce. Prutový model je jednodušší pro pochopení vnitřních sil a zároveň dostatečně přesný návrh a posouzení konstrukce.

6. Zatěžovací stavy

6.1. Stálé zatížení

6.1.1. ZS1 Vlastní tíha

Vlastní tíha byla vypočítána pomocí programu SCIA Engineer 18.1 dle navržených průřezů a materiálových charakteristik

Objemová tíha materiálů:

Předpjatý beton $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Železobeton $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

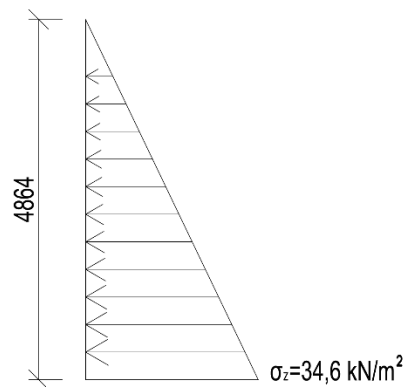
6.1.2. ZS2 Ostatní stálé zatížení

Římsy	= 2,62 kN/m
Zábradlí a svodidla	= 0,28 kN/m
Izolace	= 0,12 kN/m
Skladba vozovky sup	= 2,47 kN/m
Skladba vozovky inf	= 1,41 kN/m
Suma	$g_{1k,sup} = 5,49 \text{ kN/m}$
	$g_{1k,inf} = 4,43 \text{ kN/m}$

6.1.3. ZS3 Zemní tlak

Zemní tlak od zeminy uvažují pouze z venkovní strany

Zemní tlak $\sigma_z = 34,6 \text{ kN/m}^2/\text{bm}$

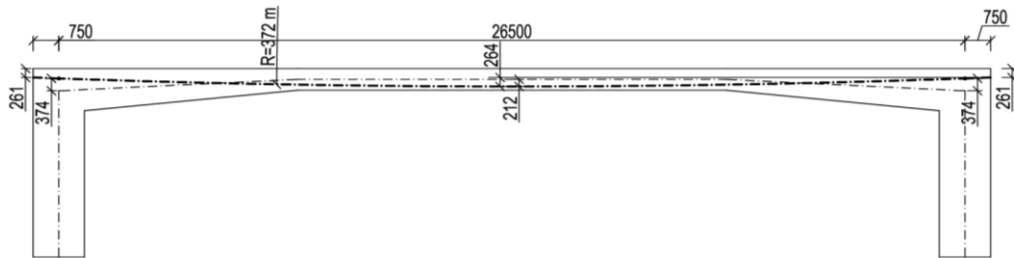


Obrázek 24: ZS3 Zemní tlak

6.1.4. Předpětí

Předpětí bude do výpočtového modelu zadáno pomocí ekvivalentního jednotkového zatížení. Ohledem na krátkodobé i dlouhodobé ztráty předpětí, které budou uvažovány v MSP i MSÚ jako násobek ekvivalentního jednotkového zatížení sledovaného v čase.

Geometrie kabelu je trasována kružnicí o poloměru 372 m s přímými konci o délce 0,75 m.



Obrázek 25: Geometrie kabelu

Ekvivalentní zatížení

V případě splnění podmínky $\frac{f}{L} \leq \frac{1}{15}$ lze uvažovat $P = P_h$. V našem případě zanedbáme výškový rozdíl na začátku a na konci ten má vliv pouze na svislou sílu P_v , která působí na koncích kabelu.

Podmínka	$\frac{0,584}{26,5} \leq \frac{1}{15} \Rightarrow 0,022 \leq 0,066$
Jednotková síla	$P = 1000 \text{ kN}$
Svislé síly	$P_v = P \cdot \frac{4 \cdot f}{L} = 1000 \cdot \frac{4 \cdot 0,584}{26,5} = 88,15 \text{ kN}$
Spojitě zatížení	$p = P \cdot \left(-\frac{4 \cdot f}{L^2}\right) = 1000 \cdot \frac{4 \cdot 0,584}{26,5^2} = 3,326 \text{ kN/m}$
Moment v $x = 0$	$M_{(0)} = e_{(0)} \cdot P = -0,374 \cdot (-1000) = 374 \text{ kNm}$
Moment v $x = L$	$M_{(L)} = e_{(L)} \cdot P = -0,374 \cdot 1000 = -374 \text{ kNm}$

6.2. Proměnné zatížení

6.2.1. ZS5 – LM1

TS + UDL

Zatížení pro LM1 hodnoty regulačního součinitele α uvažujeme skupinu pozemních komunikací 1

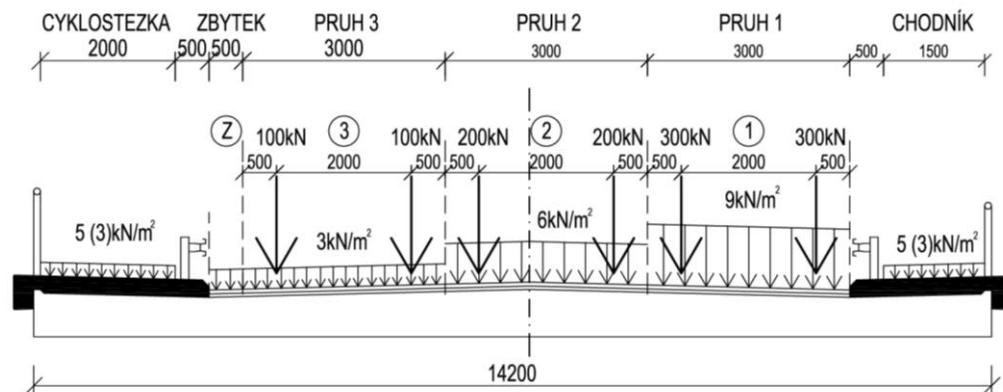
$$\alpha_{Q1} = 1,0; \alpha_{Q2} = 1,0; \alpha_{Q3} = 1,0; \alpha_{q1} = 1,0; \alpha_{q2} = 2,4; \alpha_{qi} = 1,2 \quad (i > 2)$$

Pruh 1	TS	$Q_{k,1} = 300 \text{ kN}$	$\alpha_{Q1} \cdot Q_{k,1} = 1,0 \cdot 300 = 300 \text{ kN}$
Šířka 3 m	UDL	$q_{k,1} = 9,0 \text{ kN/m}^2$	$\alpha_{q1} \cdot q_{k,1} = 1,0 \cdot 9,0 = 9,0 \text{ kN/m}^2$
Pruh 2	TS	$Q_{k,2} = 200 \text{ kN}$	$\alpha_{Q2} \cdot Q_{k,2} = 1,0 \cdot 200 = 200 \text{ kN}$
Šířka 3 m	UDL	$q_{k,2} = 2,5 \text{ kN/m}^2$	$\alpha_{q2} \cdot q_{k,2} = 2,4 \cdot 2,5 = 6,0 \text{ kN/m}^2$
Pruh 3	TS	$Q_{k,3} = 100 \text{ kN}$	$\alpha_{Q3} \cdot Q_{k,3} = 1,0 \cdot 100 = 100 \text{ kN}$
Šířka 3 m	UDL	$q_{k,3} = 2,5 \text{ kN/m}^2$	$\alpha_{q3} \cdot q_{k,3} = 1,2 \cdot 2,5 = 3,0 \text{ kN/m}^2$
Zbytek	TS	$Q_{k,4} = 0 \text{ kN}$	$\alpha_{Q4} \cdot Q_{k,4} = 1,0 \cdot 0 = 0 \text{ kN}$
Šířka 0,5 m	UDL	$q_{k,4} = 2,5 \text{ kN/m}^2$	$\alpha_{q4} \cdot q_{k,4} = 1,2 \cdot 2,5 = 3,0 \text{ kN/m}^2$

6.2.2. ZS6 – LM5 zatížení chodníků

Chodník a cyklostezka $q_{k,ch} = 5 \text{ kN/m}^2$ charakteristická hodnota

$q_{k,ch} = 3 \text{ kN/m}^2$ kombinační hodnota pro kombinaci gr1a

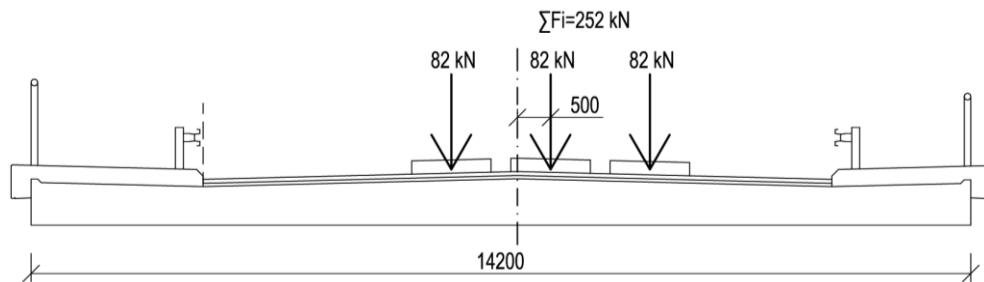


Obrázek 26: šířkové uspořádání pro LM1 a LM5

6.2.3. ZS7 – LM3 zvláštní vozidlo

Zvláštní vozidlo zvoleno 3000/240

Celková tíha vozidla	$F = 3000 \text{ kN}$
Šířka vozidla	$\text{š} = 4,5 \text{ m}$
Skladba náprav	12 náprav po 240 kN + 1 náprava po 120 kN
Dynamický součinitel	$\varphi = 1,05$ $F_i \cdot \varphi = 240 \cdot 1,05 = 252 \text{ kN}$
Možná odchylka od středu vozovky	$e = \pm 0,5 \text{ m}$



Obrázek 27: šířkové uspořádání pro LM3

6.3. Zatížení teplotou

V rámové konstrukci vlivem teploty vznikají vnitřní síly. Teplota působí na konstrukci čtyřmi základními složkami:

- Rovnoměrná složka
- Lineárně proměnná ve svislém směru
- Lineárně proměnná ve vodorovném směru
- Nelineární rozdílová složka

Počáteční teplota konstrukce $T_0 = 10^\circ\text{C}$

6.3.1. ZS8 – Rovnoměrné oteplení

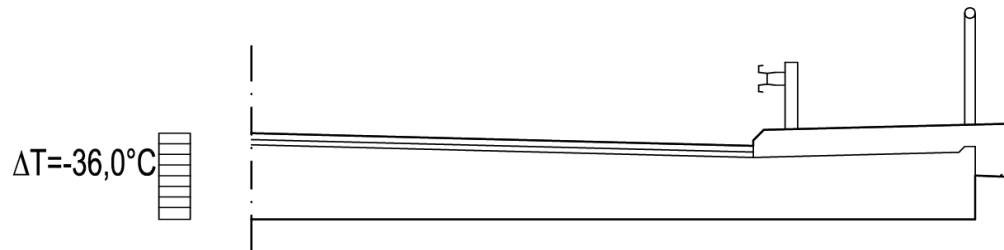
Maximální rozsah pro výpočet prodloužení $\Delta T_{N,exp} = 29,5^\circ\text{C}$



Obrázek 28: ZS8 – rovnoměrné oteplení

6.3.2. ZS9 – Rovnoměrné ochlazení

Maximální rozsah pro výpočet zkrácení $\Delta T_{N,con} = -36,0^{\circ}\text{C}$

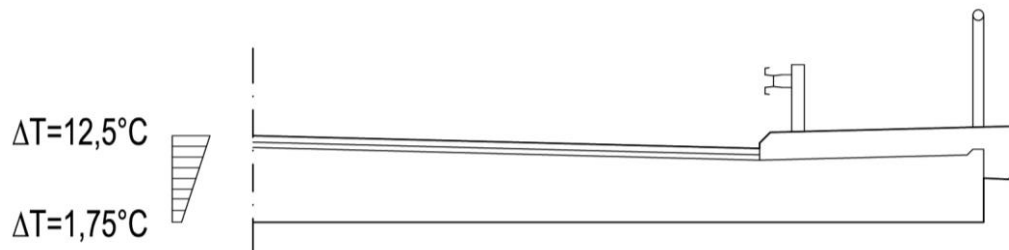


Obrázek 29: ZS9 – rovnoměrné ochlazení

6.3.3. ZS10 – Oteplení horního povrchu vozovky

Změna teploty horního povrchu $\Delta T_h = 12,5^{\circ}\text{C}$

Změna teploty dolního povrchu $\Delta T_d = 1,75^{\circ}\text{C}$



Obrázek 30: ZS10 – oteplení horního povrchu vozovky

7. Kombinace zatěžovací stavů

7.1. Mezní stav použitelnosti

7.1.1. Charakteristická kombinace

$$\sum G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

$$\psi_{0,TS} = 0,75$$

$$\psi_{0,UDL} = 0,40$$

$$\psi_{0,Chodci} = 0,40$$

$$\psi_{0,LM3} = 0,0$$

$$\psi_{0,T} = 0,60$$

7.1.2. Častá kombinace

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

$$\psi_{1,TS} = 0,75$$

$$\psi_{2,TS} = 0,0$$

$$\psi_{1,UDL} = 0,40$$

$$\psi_{2,UDL} = 0,0$$

$$\psi_{1,Chodci} = 0,40$$

$$\psi_{2,Chodci} = 0,0$$

$$\psi_{1,LM3} = 0,0$$

$$\psi_{1,T} = 0,60$$

$$\psi_{2,T} = 0,50$$

7.1.3. Kvazistálá kombinace

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

$$\psi_{1,TS} = 0,0$$

$$\psi_{1,UDL} = 0,0$$

$$\psi_{1,Chodci} = 0,0$$

$$\psi_{1,LM3} = 0,0$$

$$\psi_{1,T} = 0,50$$

7.2. Mezní stav únosnosti

7.2.1. Kombinace 6.10a

$$\sum \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{2,i}$$

$$\gamma_{g0,sup} = \gamma_{g1,sup} = \gamma_{zt,sup} = 1,35$$

$$\gamma_{g0,inf} = \gamma_{g1,inf} = \gamma_{zt,inf} = 1,00$$

$$\gamma_P = 1,0$$

$$\gamma_q = 1,35 \Rightarrow \psi_{0,TS} = 0,75; \psi_{0,UDL} = 0,40; \psi_{0,Chodci} = 0,40; \psi_{0,LM3} = 0,0$$

$$\gamma_q = 1,50 \Rightarrow \psi_{0,T} = 0,60$$

7.2.2. Kombinace 6.10b

$$\sum \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{2,i}$$

$$\gamma_{g0,sup} = \gamma_{g1,sup} = \gamma_{zt,sup} = 1,35$$

$$\gamma_{g0,inf} = \gamma_{g1,inf} = \gamma_{zt,inf} = 1,00$$

$$\gamma_P = 1,0$$

$$\gamma_q = 1,35 \Rightarrow \psi_{0,TS} = 0,75; \psi_{0,UDL} = 0,40; \psi_{0,Chodci} = 0,40; \psi_{0,LM3} = 0,0$$

$$\gamma_q = 1,50 \Rightarrow \psi_{0,T} = 0,60$$

7.3. Kombinace teplot

T_+ = rovnoměrné oteplení – ZS8

T_- = rovnoměrné ochlazení – ZS9

T_Δ = oteplení horního povrchu konstrukce – ZS10

Kombinace: $T_1 = \omega_N \cdot T_+ + T_\Delta = 0,35 \cdot T_+ + T_\Delta$

$$T_2 = T_+ + \omega_M \cdot T_\Delta = T_+ + 0,75 \cdot T_\Delta$$

$$T_3 = \omega_N \cdot T_- + T_\Delta = 0,35 \cdot T_- + T_\Delta$$

$$T_4 = T_- + \omega_M \cdot T_\Delta = T_- + 0,75 \cdot T_\Delta$$

Kombinační hodnoty

$$\omega_N = 0,35 ; \omega_M = 0,75$$

8. Ztráty předpětí

Předpětí bylo počítáno ručně a částečně za pomoci programu MS Excel. Podrobně jsou ztráty počítány v líci podpory a uprostřed rámu.

Do Krátkodobých jsem zahrnul ztráty třením, pokluzem, ztráta vlivem postupného napínání a relaxací předpínací výztuže. Pokluz jsem uvažoval o hodnotě 7 mm. Napínání kabelů proběhne jednostranně, ale jako celek střídavě z obou stran.

Dlouhodobé ztráty jsem uvažoval následovně od smršťování, ztrátou předpětí způsobenou pružným přetvořením betonu od stálého a od proměnného zatížení, vlivem dotvarování betonu a dlouhodobou relaxací výztuže.

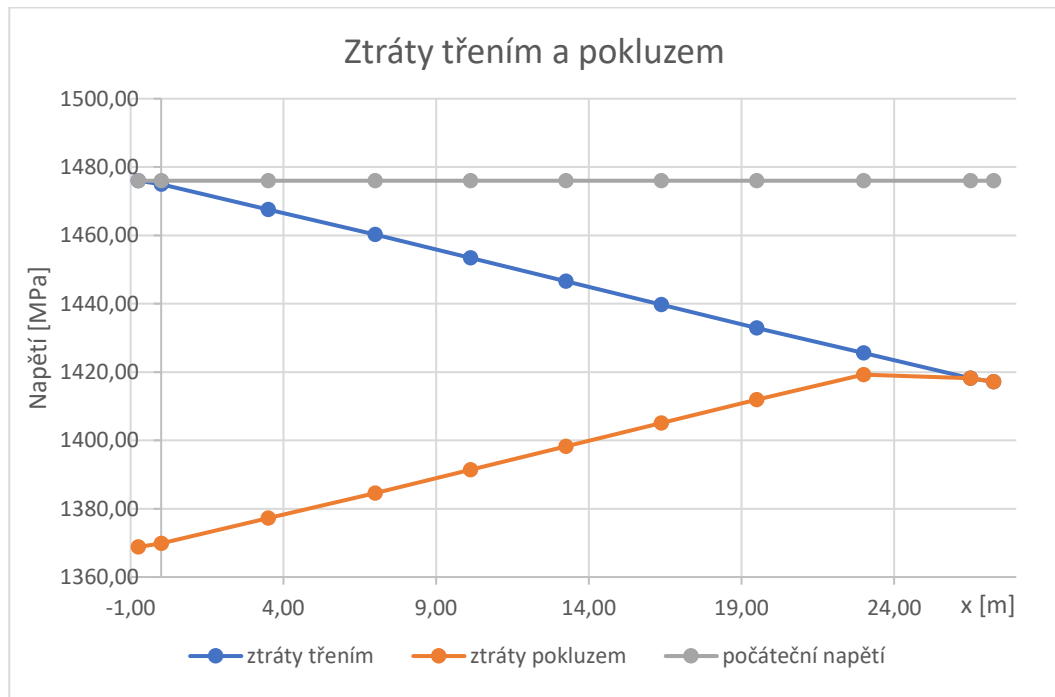
Časová osa:

$t_s = 7$ dní	doba ukončení ošetřování betonu
$t_0 = 28$ dní	doba vnesení předpětí do betonu
$t_{g1} = 220$ dní	doba zatížení svrškem vozovky a zemním tlakem
$t_q = 250$ dní	doba zatížení dopravou
$t_\infty = 36500$ dní	doba životnosti mostu 100 let

8.1. Krátkodobé ztráty napětí

x [m]	-0,75	0,00	3,50	7,00	10,13	13,25	16,38	19,50	23,00	26,50	27,25
$\Delta\sigma_{P,\mu}$ [MPa]	0,00	-1,05	-8,41	-15,76	-22,59	-29,42	-36,25	-43,08	-50,44	-57,80	-58,85
$\sigma_{P,\mu}$ [MPa]	1476,00	1474,95	1467,59	1460,24	1453,41	1446,58	1439,75	1432,92	1425,56	1418,20	1417,15
$\Delta\sigma_{Psl}$ [MPa]	-107,20	-105,10	-90,38	-75,67	-62,01	-48,35	-34,69	-21,03	-6,32	0,00	0,00
σ_{Psl} [MPa]	1368,80	1369,85	1377,21	1384,56	1391,39	1398,22	1405,05	1411,88	1419,24	1418,20	1417,15

Tabulka 5: Ztráty třením a pokluzem



Obrázek 31: Ztráty třením a pokluzem

Celkové krátkodobé ztráty napětí

Napětí po krátkodobých ztrátách v $x = 0,0 m$

$$\sigma_{pm,0} = 1350,31 MPa \rightarrow \text{ztráta napětí } 8,5\%$$

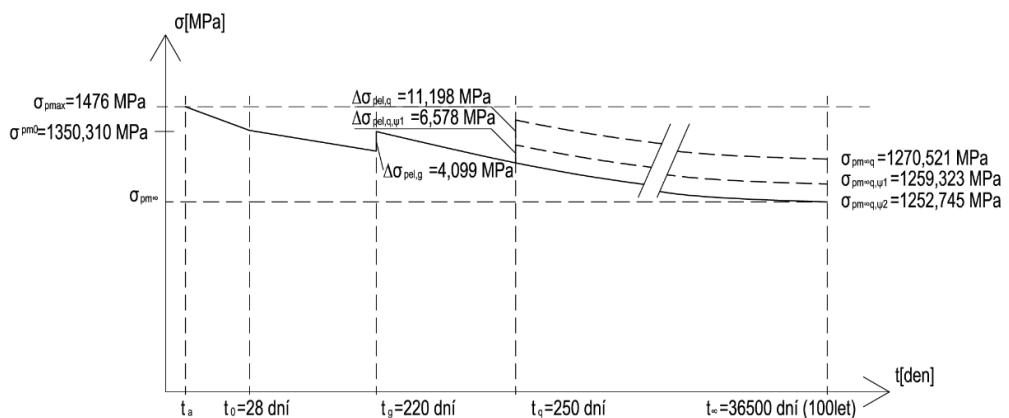
Napětí po krátkodobých ztrátách v $x = 13,75 m$

$$\sigma_{pm,0} = 1366,327 MPa \rightarrow \text{ztráta napětí } 7,4\%$$

8.2. Dlouhodobé ztráty napětí

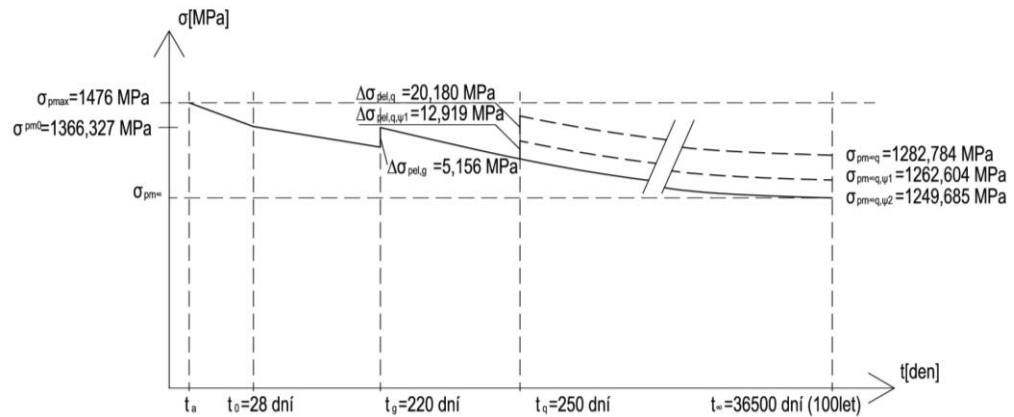
Napětí po dlouhodobých ztrátách v $x = 0,0 m$

$$\sigma_{pm,\infty} = 1252,745 MPa \rightarrow \text{ztráta napětí } 15,13\%$$



Obrázek 32: graf ztrát napětí v čase a v místě $x = 0,0 m$

Napětí po dlouhodobých ztrátách v $x = 13,75 \text{ m}$
 $\sigma_{pm,\infty} = 1249,685 \text{ MPa} \rightarrow \text{ztráta napětí } 15,33\%$



Obrázek 33: graf ztrát napětí v čase a v místě $x = 13,75 \text{ m}$

9. Mezní stav použitelnosti

9.1. Omezení napětí

Podmínky omezení napětí:

Rozhodnutí o vzniku trhlin

$\sigma_c^+ \leq f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$ – pro charakteristickou kombinaci v t_∞

Posouzení betonu v tlaku

$|\sigma_c^-| \leq 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 35 = 21 \text{ MPa}$ – pro charakteristickou kombinaci v t_0, t_∞

$|\sigma_c^-| \leq 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 35 = 15,75 \text{ MPa}$ – pro kvazistálou kombinaci v t_∞

Omezení napětí předpínací výztuže

$\sigma_{pm} \leq 0,75 \cdot f_{pk} = 0,75 \cdot 1860 = 1395 \text{ MPa}$ – pro čas t_0

V MÍSTĚ LÍCU PODPORY

KOMB. CHARAKTERISTICKÁ

Čas: t_0
 $\sigma = -3,38 \text{ MPa}$



$\sigma = -0,70 \text{ MPa}$

$x = 13,25 \text{ m}$

KOMB. CHARAKTERISTICKÁ

Čas: t_∞
 $\sigma = 0,47 \text{ MPa}$



$\sigma = -4,20 \text{ MPa}$

KOMB. ČASTÁ

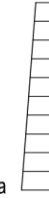
Čas: t_∞
 $\sigma = -0,30 \text{ MPa}$



$\sigma = -3,20 \text{ MPa}$

KOMB. KVAZISTÁLÁ

Čas: t_∞
 $\sigma = -1,33 \text{ MPa}$



$\sigma = -2,12 \text{ MPa}$

KOMB. CHARAKTERISTICKÁ

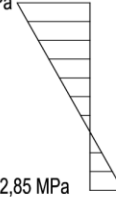
Čas: t_0
 $\sigma = -4,29 \text{ MPa}$



$\sigma = -4,28 \text{ MPa}$

KOMB. CHARAKTERISTICKÁ

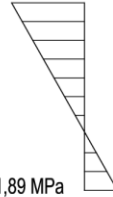
Čas: t_∞
 $\sigma = -10,57 \text{ MPa}$



$\sigma = 2,85 \text{ MPa}$

KOMB. ČASTÁ

Čas: t_∞
 $\sigma = -9,23 \text{ MPa}$



$\sigma = 1,89 \text{ MPa}$

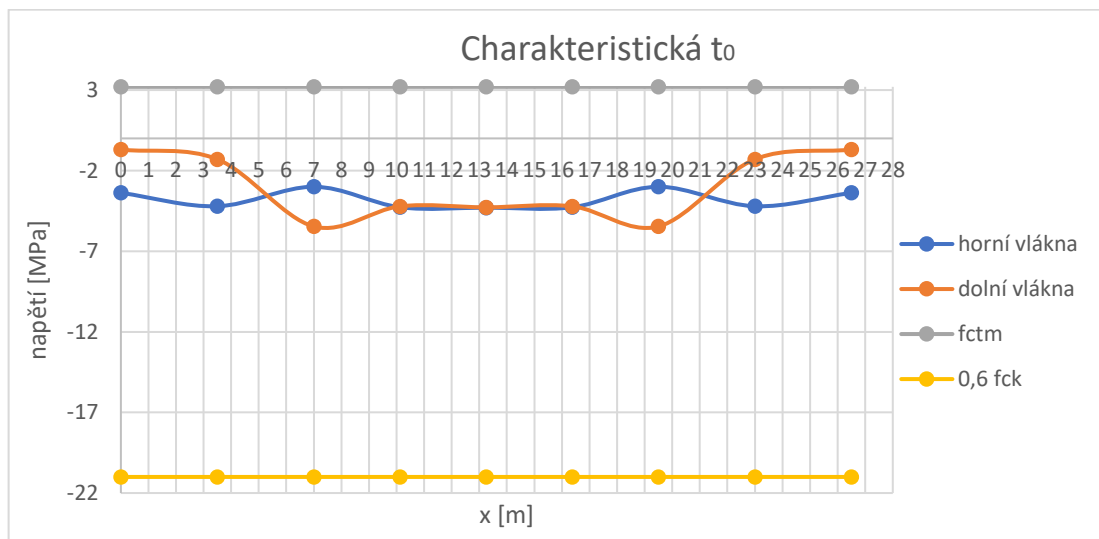
KOMB. KVAZISTÁLÁ

Čas: t_∞
 $\sigma = -6,90 \text{ MPa}$

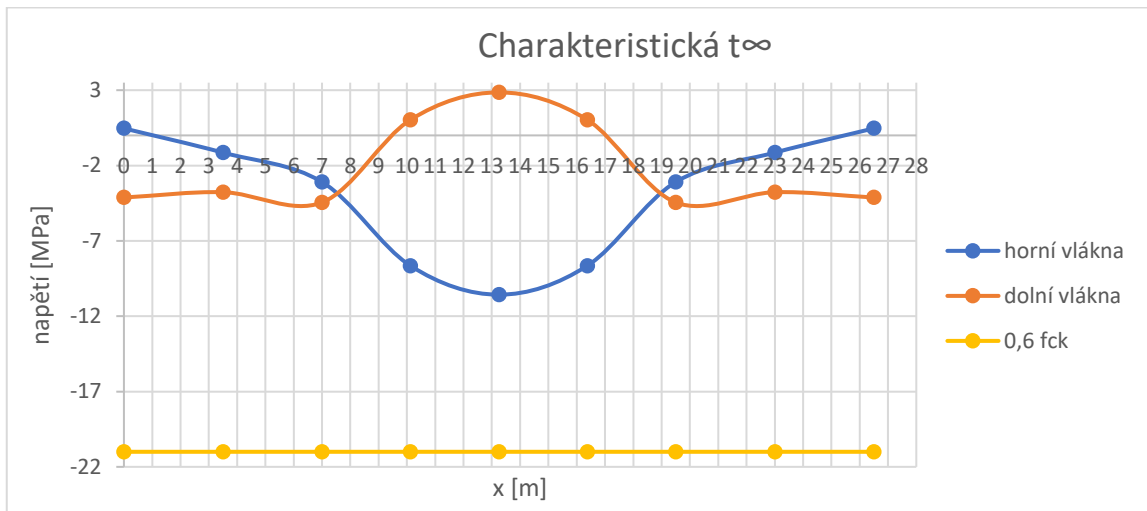


$\sigma = -0,28 \text{ MPa}$

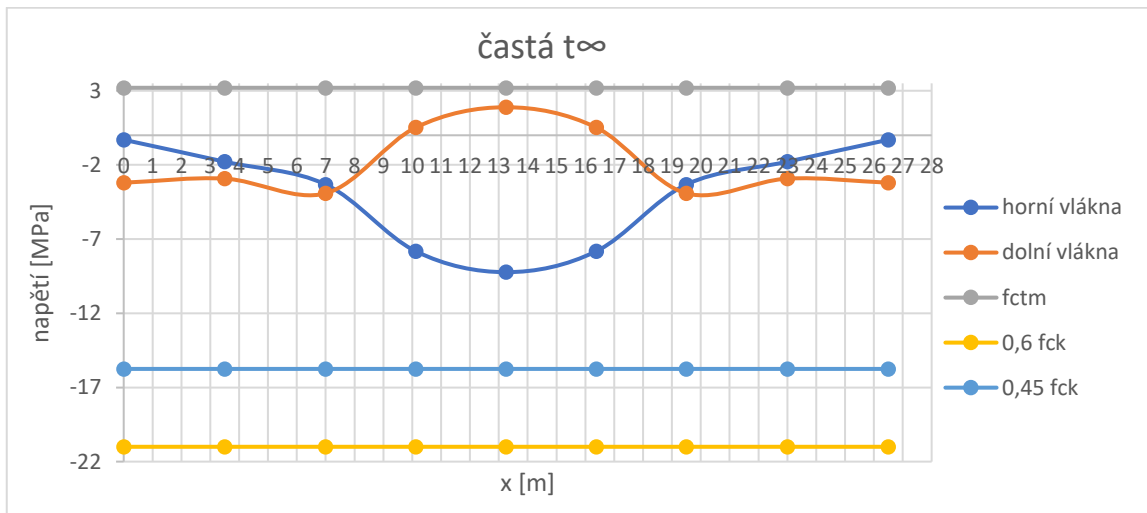
Obrázek 34: Průběh napětí po výšce průřezu



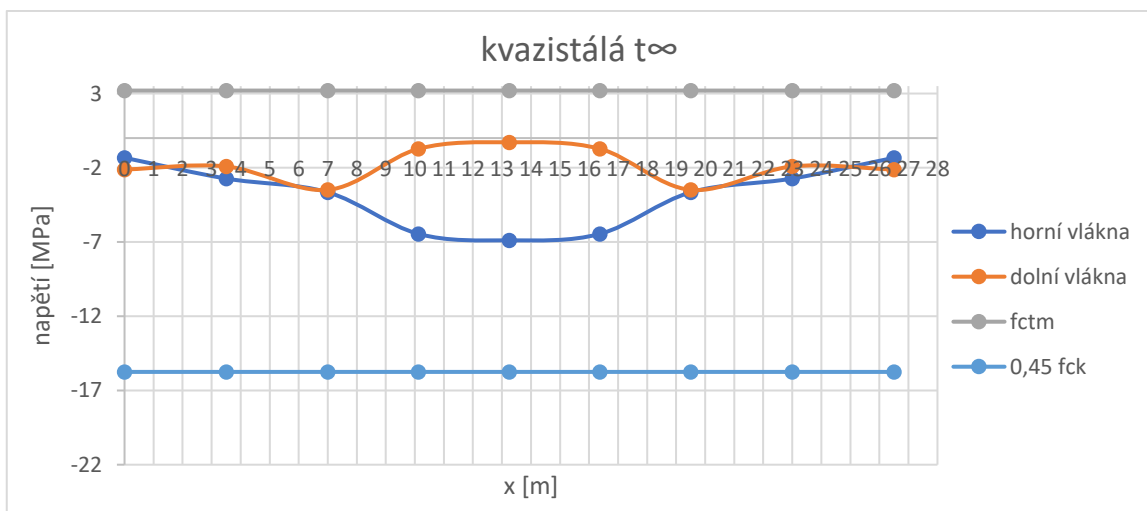
Obrázek 35: Napětí v krajních vláknech – charakteristická kombinace t_0



Obrázek 36: Napětí v krajních vláknech – charakteristická kombinace t_{∞}



Obrázek 37: Napětí v krajních vláknech – častá kombinace t_{∞}

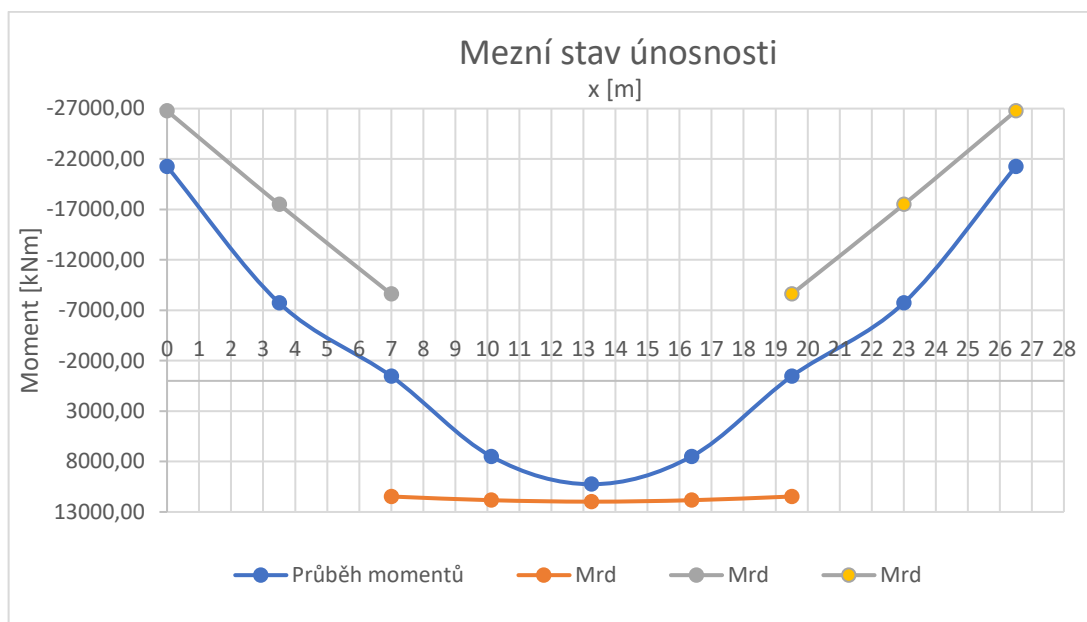


Obrázek 38: Napětí v krajních vláknech – kvazistálá kombinace t_{∞}

10. Mezní stav únosnosti

10.1. Posouzení na ohyb

Posouzení na mezní stav únosnosti v ohybu konstrukce vyhověla po celé délce, proto bylo možné navrhnout betonářskou výztuž dle konstrukčních zásad.



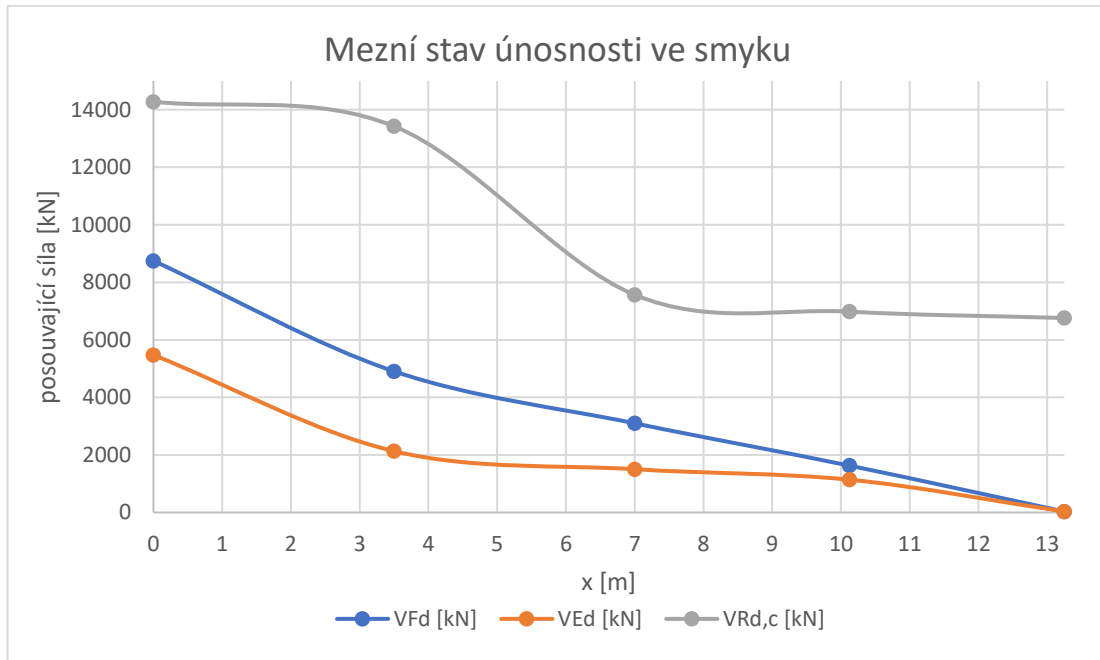
Obrázek 39: MSÚ – posouzení únosnosti v ohybu po délce

10.2. Posouzení na smyk

Trasování předpínací výztuže má příznivý vliv na snížení posouvajících sil. Dalším faktorem na únosnost betonu ve smyku je, zda na průřezu vzniknou tahové trhliny. Trhliny byli uvažovány po celé délce konstrukce. Posouzení na mezní stav únosnosti ve smyku konstrukce vyhověla po celé délce, proto bylo možné navrhnout betonářskou výztuž dle konstrukčních zásad.

	x=0,0 m		x=3,5 m		x=7,0 m		x=10,125 m		x=13,25 m	
	Nd [kN]	Md [kNm]	Nd [kN]	Md [kNm]	Nd [kN]	Md [kNm]	Nd [kN]	Md [kNm]	Nd [kN]	Md [kNm]
MSU 6.10	-3120,8	-40310,0	-2998,5	-16247,1	-2902,0	-169,3	-2724,7	9874,3	-2724,7	13383,8
MSU 6.10a	-1672,8	-35725,6	-1558,9	-14030,5	-1470,9	292,9	-1315,0	9036,0	-1315,0	11912,8
MSU 6.10b	-1704,7	-35928,0	-1598,6	-14460,9	-1514,6	65,4	-1354,2	9128,5	-1354,2	12393,6
Pd	-28279,1	19164,4	-28303,1	8567,5	-28327,1	-283,0	-28403,3	-2389,6	-28403,3	-3149,1
Ed	-31399,9	-21145,6	-31301,5	-7679,6	-31229,1	-452,3	-31127,9	7484,7	-31127,9	10234,7
σ_{c1}/σ_{c2} [MPa]	-7,0	3,5	-5,8	1,2	-4,0	-3,0	4,4	-11,6	7,3	-14,5
vznik trhlin	NE	ANO	NE	ANO	NE	NE	ANO	NE	ANO	NE
	0,0 m	trhliny na horním líci		3,744	nevzniknou trhliny		9,035	trhliny na dolním líci		

Tabulka 6: Rozhodnutí o vzniku trhlin



Obrázek 40: MSÚ – posouzení únosnosti ve smyku po délce

11. Rámová spojka

11.1. Interakční diagram

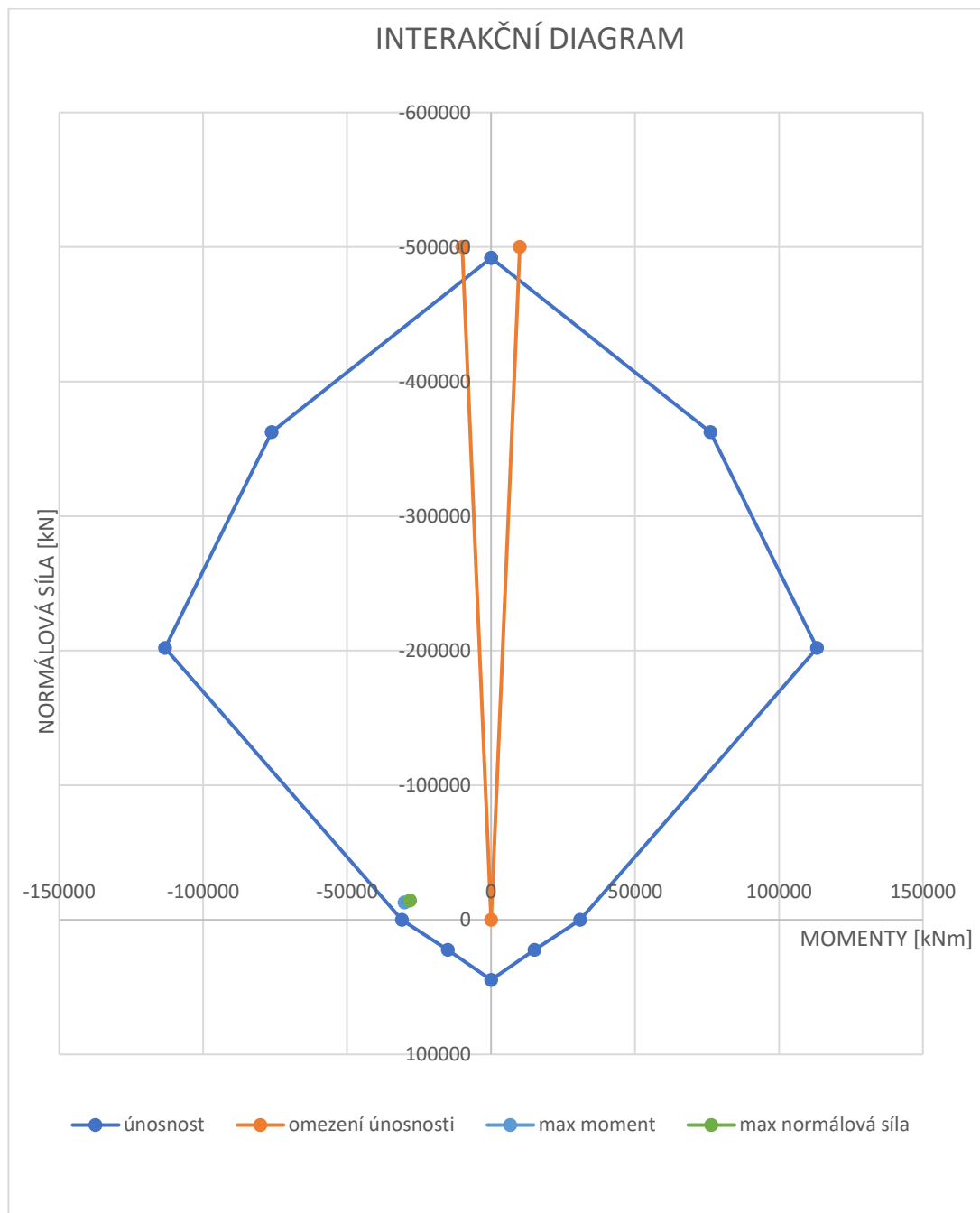
Rámová spojka byla posouzena interakčním diagramem na kombinaci momentu a normálové síly. Hledané extrémny se hledali v hlavě a patě:

$$M_{max}; odp. N; N_{max}; odp. M$$

Posouzení rámové spojky v únosnosti ve smyku nevyhověla proto byla navržena smyková výztuž statickým výpočtem.

	TS x=13,25 m				TS x=0,0 m			
	HLAVA		PATA		HLAVA		PATA	
MSU 6.10	-10186,11	-3149,55	-13682,72	-25288,70	-10817,64	1233,69	-14314,25	-28165,43
MSU 6.10a	-9354,25	1434,87	-12850,86	-27560,94	-9827,90	4722,31	-13324,50	-29718,48
MSU 6.10b	-9202,41	1232,40	-12174,53	-27180,46	-9833,94	5615,65	-12806,06	-30057,19

Tabulka 7: Vnitřní síly a kombinace pro rámovou spojku



Obrázek 41: Interakční diagram

12. Kotvení

Kotvy byly zvoleny VSL – GC – 7. Beton v místě pod kotvami podle statického výpočtu nevyhoví na únosnost, ale garantuje ji výrobce kotev.

Pod kotvy jsem navrhl spirály $\phi 14 \text{ mm}$ o čtyřech závitech. Zbytek globální části za základním přidruženým hranolem je do vyztužen mřížkou o čtyřech profilech $\phi 12 \text{ mm}$ ve svislém a vodorovném směru ve třech řadách za sebou.



13. Závěr

Z navržených variant možného přemostění řeky, byla vybrána varianta A. Která byla podrobně zpracována pomocí programů SCIA Engineer 2018, MS Excel, Auto CAD. Pomocí SCIA Engineer 2018 jsem vytvořil výpočtový model pro zjištění vnitřních sil v konstrukci a také jsem stanovil ideální velikost předpínací síly. MS Excel mi usnadnil výpočty a znázornil jsem je graficky. V programu Auto CAD jsem vytvořil výkresy variant a výkresovou dokumentaci výztuže. Konstrukce vyhověla na mezní stav použitelnosti i na mezní stav únosnosti po celou životnost konstrukce.

Seznam použité literatury

- [1] NEČAS Radim, Jan KOLÁČEK a Josef PANÁČEK. BL12 - Betonové mosty I: zásady navrhování. Brno: Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, 2014. Studijní opory pro studijní programy a prezenční formou studia. ISBN 978-80-214-479-4.
- [2] ČSN EN 1990. Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí, Praha: ČNI, 2004
- [3] ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou, Český normalizovaný institut, 2005.
- [4] ČSN EN 1991-5 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - zatížení teplotou, Český normalizovaný institut, 2005.
- [5] ČSN EN 1991-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.
- [6] ČSN EN 1992-2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty Navrhování a konstrukční zásady, Český normalizovaný institut, 2005.
- [7] NAVRÁTIL Jaroslav. Předpjaté betonové konstrukce. 2. Vydání. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2008. ISBN 978-80-7204-561-7.
- [8] MASOPUST Jan a Věra GLISNÍKOVÁ. Zaklání staveb: modul M01: Zakládání staveb. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2007. Studijní opory, opory pro studijní programy s kombinovanou formou studia. ISBN 978-80-7201-538-9.
- [9] Předpínací systémy VSL 0,5'', 0,6'' [online]. [cit. 2019-05-23]. Dostupné na:
<http://www.vsl.cz/brozury>



Seznam příloh textové části

P1 – Podklady a varianty

P1.01 Podklady

P1.02 Varianta A

P1.02 Varianta B

P1.02 Varianta C

P2 – Statický výpočet

P3 – Výkresová dokumentace

P3.01 Situace

P3.02 Podélný řez A – A´

P3.03 Podélný řez B – B´

P3.04 Podélný řez C – C´

P3.05 Výkres předpínací výztuže

P3.06 Výkres betonářské výztuže

P4 - Vizualizace

Seznam obrázku

Obrázek 1: Půdorys.....	11
Obrázek 2: Podélný profil	11
Obrázek 3: Varianta A – řez	12
Obrázek 4: Varianta A – průřez.....	12
Obrázek 5: Varianta B – řez	13
Obrázek 6: Varianta B – průřez.....	13
Obrázek 7: Varianta C – řez.....	14
Obrázek 8: Varianta C – průřez.....	14
Obrázek 9: Schématický příčný řez.....	15
Obrázek 10: Neoslabený průřez v $x = l/2$	17
Obrázek 11: Neoslabený průřez v místě opěry.....	17
Obrázek 12: Oslabený průřez v $x = l/2$	18
Obrázek 13: Oslabený průřez v místě opěry.....	18
Obrázek 14: Prutový výpočtový model.....	18
Obrázek 15: Deskový výpočetní model.....	19
Obrázek 16: Momenty na prutovém modelu	19
Obrázek 17: Momenty na deskovém modelu.....	20
Obrázek 18: Roznos TS pro prutový model	21
Obrázek 19: Roznos TS pro deskový model.....	21
Obrázek 20: Moment TS pruh 1	22
Obrázek 21: Moment TS pruh 2	22
Obrázek 22: Moment TS pruh 3.....	22
Obrázek 23: Moment TS	23
Obrázek 24: ZS3 Zemní tlak	24
Obrázek 25: Geometrie kabelu	25
Obrázek 26: šířkové uspořádání pro LM1 a LM5.....	26
Obrázek 27: šířkové uspořádání pro LM3.....	27
Obrázek 28: ZS8 – rovnoměrné oteplení	27
Obrázek 29: ZS9 – rovnoměrné ochlazení	28
Obrázek 30: ZS10 – oteplení horního povrchu vozovky	28
Obrázek 31: Ztráty třením a pokluzem.....	31
Obrázek 32: graf ztrát napětí v čase a v místě $x = 0,0$ m	31
Obrázek 33: graf ztrát napětí v čase a v místě $x = 13,75$ m	32
Obrázek 34: Průběh napětí po výšce průřezu.....	33
Obrázek 35: Napětí v krajních vláknech – charakteristická kombinace t_0	33
Obrázek 36: Napětí v krajních vláknech – charakteristická kombinace t^∞	34
Obrázek 37: Napětí v krajních vláknech – častá kombinace t^∞	34
Obrázek 38: Napětí v krajních vláknech – kvazistálá kombinace t^∞	34
Obrázek 39: MSÚ – posouzení únosnosti v ohybu po délce	35
Obrázek 40: MSÚ – posouzení únosnosti ve smyku po délce	36
Obrázek 41: Interakční diagram	37



Seznam tabulek

Tabulka 1: Materiálová charakteristika betonu C35/45.....	16
Tabulka 2: Materiálová charakteristika betonářské oceli B550B	16
Tabulka 3: Materiálová charakteristika předpínací výztuže	17
Tabulka 4: Průřezové charakteristiky oslabené mostovky	18
Tabulka 5: Ztráty třením a pokluzem.....	30
Tabulka 6: Rozhodnutí o vzniku trhlin	35
Tabulka 7: Vnitřní síly a kombinace pro rámovou spojku	36