



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

DESKOVÝ MOST PŘES MÍSTNÍ POTOK

SLAB BRIDGE ACROSS THE LOCAL CREEK

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

BACHELOR'S THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Kateřina Štíchová

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	Kateřina Štichová
Název	Deskový most přes místní potok
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 deskovou 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).

ABSTRAKT

Předmětem této bakalářské práce je návrh mostní konstrukce v obci Velké Karlovice, která převádí pozemní komunikaci II/481 přes vodní tok. Jsou navrženy tři varianty řešení, přičemž pro podrobné řešení je zvolena varianta předpjaté deskové konstrukce. Rozpětí mostní konstrukce je 19,50 m, celková šířka nosné konstrukce je 12,00 m. Hlavní nosná konstrukce je řešena dvěma způsoby – ručním (kontrolním) výpočtem a výpočtovým modelem desky v programu.

Pro ruční výpočet je z desky vyjmut prutový prvek o šířce 1,00 m a délce 19,50 m, staticky působící jako prostý nosník. Vnitřní síly z ručního výpočtu jsou srovnány s hodnotami výpočtového modelu desky. Posudky jsou řešeny na deskovém modelu dle platných norem.

KLÍČOVÁ SLOVA

Deskový most, lichoběžníková deska, předpjatý beton, jedno mostní pole, pohyblivé zatížení, dodatečné předpětí, mezní stav únosnosti, mezní stav použitelnosti.

ABSTRACT

The subject of this bachelor thesis is the design of a load-bearing structure in the village Velké Karlovice, which passes a roadway II/481 across the watercourse. There are three options of design and one of them – the variant of prestressed slab structure is chosen for more detailed elaboration. The span between bridge supports is 19.50 m and total width of the slab structure is 12.00 m. The slab structure is solved in two ways – by the manual calculation (for check) and also by creation of the calculation slab model in the program.

The manual calculation is based on element of 1.00 m width and 19.5 m length, which is taken out of the slab. The statical model of this element is a simple beam. The internal forces are obtained from the manual calculation and they are compared with the forces of the slab model. The assessments are solved on the slab model according to valid standards.

KEYWORDS

Slab road bridge, trapezoidal slab, prestressed concrete, simple span, moving load, post-tensioning, load state limit, usability limit state.

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE

Kateřina Štíchová *Deskový most přes místní potok*. Brno, 2019. 51 s., 121 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 *Deskový most přes místní potok* je shodná s odevzdanou listinnou formou.

V Brně dne 23. 5. 2019

Kateřina Štichová
autor práce

PROHLÁŠENÍ O PŮVODNOSTI ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci s názvem *Deskový most přes místní potok* zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 23. 5. 2019

Kateřina Štichová
autor práce

PODĚKOVÁNÍ

Tímto bych ráda poděkovala všem svým blízkým, kteří mě v průběhu mého studia podporovali. Ráda bych také poděkovala vedoucímu bakalářské práce Ing. Radimu Nečasovi, Ph.D. a Ing. Josefu Panáčkovi za cenné rady a poznatky ke zpracování mé závěrečné práce.

Obsah

Úvod	12
1 Varianty řešení	13
1.1 Varianta č. 1	13
1.2 Varianta č. 2	13
1.3 Varianta č. 3	14
1.4 Zvolená varianta řešení	15
2 Identifikační údaje mostu	16
3 Základní údaje o stavbě	16
4 Most a jeho umístění	17
4.1 Charakter překážky a převáděné komunikace	17
4.1.1 Převáděná komunikace	17
4.1.2 Převáděná překážka	17
4.2 Územní podmínky	18
4.3 Geologické a hydrologické podmínky	18
5 Technické řešení mostu	18
5.1 Spodní stavba	18
5.1.1 Založení mostní konstrukce	18
5.1.2 Opěry	18
5.1.3 Mostní křídla	19
5.2 Nosná konstrukce	19
5.2.1 Hlavní nosná konstrukce	19
5.2.2 Mostovka	19
5.2.3 Ložiska	19
5.2.4 Mostní závěr	21
5.3 Mostní svršek	22
5.3.1 Vozovka	22
5.3.2 Římsy	22
5.3.3 Chodník	23
5.3.4 Cyklostezka	23
5.4 Mostní vybavení	24
5.4.1 Záchytné bezpečnostní zařízení	24
5.4.2 Odvodnění	24
5.4.3 Osvětlovací zařízení	25

5.4.4	Revizní zařízení.....	25
5.4.5	Cizí zařízení	25
6	Postup a technologie výstavby	26
7	Materiál.....	27
7.1	Beton C 35/45.....	27
7.2	Předpínací výztuž Y 1860 S7-15,7 – A.....	27
7.3	Betonářská výztuž B550B	27
8	Statické řešení.....	28
8.1	Výpočtový model – ruční výpočet	28
8.1.1	ZS1 – Vlastní tíha.....	28
8.1.2	ZS2 – Ostatní stálé zatížení.....	29
8.1.3	Rozdělení volné šířky komunikace na zatěžovací pruhy.....	29
8.1.4	ZS3 – Model zatížení LM1	30
8.1.5	ZS4 – Model zatížení LM3	30
8.1.6	ZS5 – Zatížení chodci a cyklisty	31
8.2	Výpočtový model – SCIA Engineer	31
9	Návrh předpětí.....	33
10	Mezní stav použitelnosti.....	35
10.1	Omezení napětí.....	35
10.1.1	Omezení napětí v předpínací výztuži.....	35
10.1.2	Omezení napětí v betonu.....	35
10.2	Omezení šířky trhlin v betonu.....	36
11	Mezní stav únosnosti	38
11.1	Ohyb.....	38
11.1.1	Návrh výztuže – ohyb.....	38
11.2	Smyk.....	39
12	Kotevní oblast.....	40
12.1	Posouzení namáhání betonu soustředěným tlakem.....	40
12.2	Posouzení roztržení oblasti štěpných sil.....	41
12.3	Posouzení roztržení líce prvku	42
12.4	Celková oblast pro všechny kotvy.....	42
13	Omezení přetvoření – průhyb	43
	Závěr.....	44
	Seznam použitých zdrojů	47

Seznam obrázků.....	50
Seznam příloh.....	51

ÚVOD

Cílem této bakalářské práce je návrh a posouzení deskové mostní konstrukce o jednom poli. Posuzovaný most je silniční a převádí pozemní komunikaci II. třídy přes vodní tok. Pro předběžný návrh jsou vypracovány tři varianty hlavní nosné konstrukce, z nichž jedna je vybrána pro podrobné zpracování.

Řešenou variantou je předpjatá deska lichoběžníkového průřezu, podepřená na čtyřech ložiscích. Rozpětí mostu je 19,50 m a celková šířka nosné konstrukce je 12,00 m.

Desková konstrukce je řešena dvěma výpočetními způsoby. První způsob spočívá ve vyjmutí prutového elementu z desky, jehož statické působení odpovídá prostému nosníku. Tento způsob je zaveden pro řešení deskové konstrukce zjednodušeným ručním výpočtem. Druhý způsob představuje vytvoření výpočtového modelu desky v programu za účelem zjištění jejího skutečného chování.

Předmětem práce bude srovnání obou způsobů řešení – vzájemné ověření správnosti výpočtových hodnot či ověření úvah o chování konstrukce.

Na základě výpočtových hodnot zatížení bude proveden návrh předpětí metodou dovolených namáhání, dimenzování deskové konstrukce a následné posouzení mezního stavu únosnosti a mezního stavu použitelnosti.

Pro představu podrobného řešení těchto kroků bude práce doplněna statickým výpočtem. Součástí práce budou také přehledné a podrobné výkresy pro znázornění geometrie a pro úplnou prostorovou představu bude vytvořena vizualizace.

1 VARIANTY ŘEŠENÍ

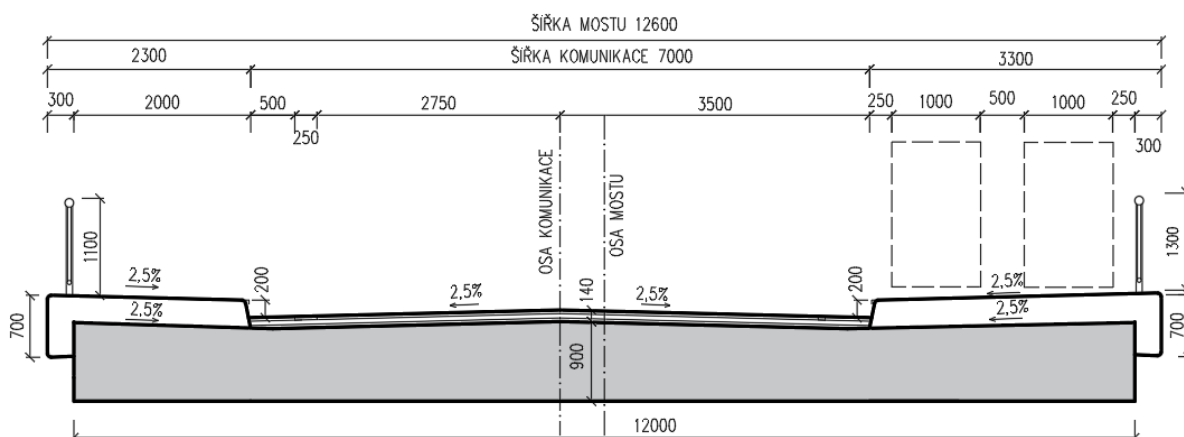
Jako předběžný návrh jsou zpracovány tři varianty řešení hlavní nosné konstrukce – deska obdélníkového průřezu, deska vylehčená náběhy a deskotrámová konstrukce.

1.1 VARIANTA Č. 1

První variantou je desková konstrukce, která je dodatečně předepnuta. Šířka nosné konstrukce je 12,00 m a tloušťka je 900 mm. Rozpětí konstrukce je 19,50 m.

Spodní povrch hlavní nosné konstrukce je vodorovný a horní povrch je vyspádován za účelem odvodnění vozovky i chodníku/cyklostezky v příčném směru.

Hlavní nosná konstrukce je nesymetrická a římsy s vozovkou působí na konstrukci nesymetrickým zatížením, osa mostu není shodná s osou pozemní komunikace.

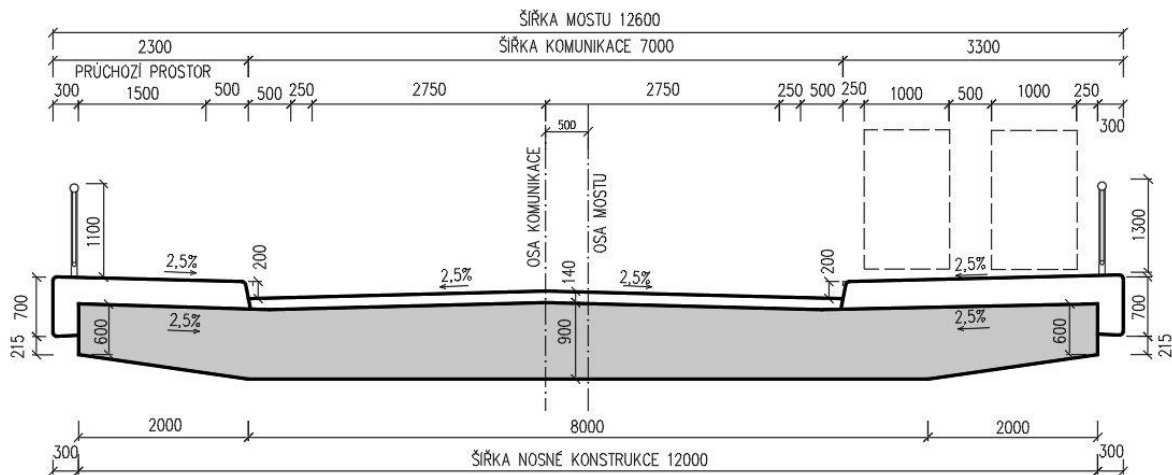


Obrázek 1 – Varianta č.1

1.2 VARIANTA Č. 2

Druhou variantou je obdoba varianty č.1. Jedná se taktéž o deskovou konstrukci, která je dodatečně předepnuta, s tím rozdílem, že hlavní nosná konstrukce je vylehčená náběhy. Spodní líc už tedy není vodorovný. Vozovka a římsy zůstávají shodné jako v první variantě, zatížení je tedy také nesymetrické a osa komunikace není shodná s osou mostu. Šířka hlavní nosné konstrukce je 12,00 m,

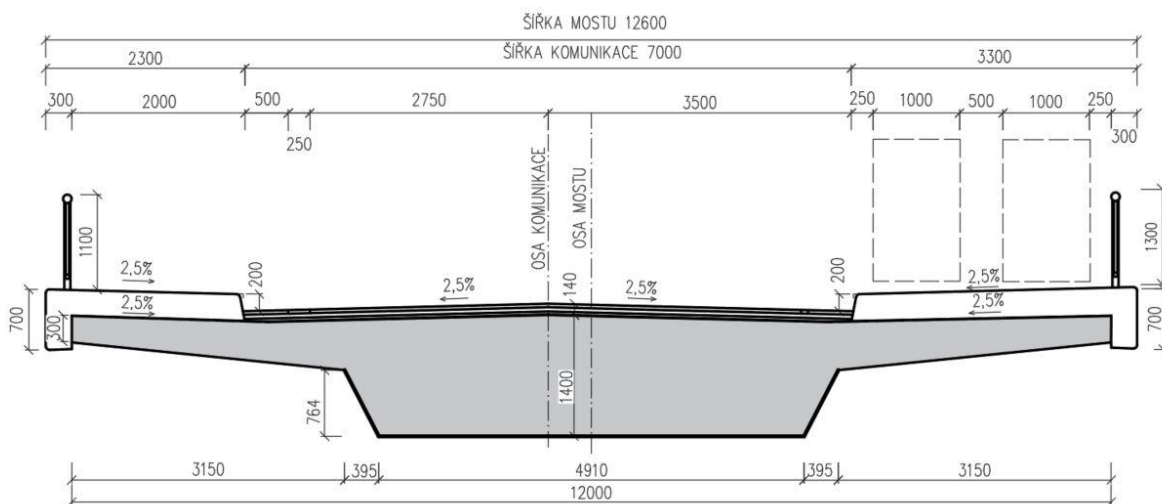
přičemž každý z náběhů je široký 2,00 m. Celkově náběhy zaujímají třetinu celkové šířky průřezu. Rozpětí mostu je 19,50 m.



Obrázek 2 – Varianta č. 2

1.3 VARIANTA Č. 3

Ve třetí variantě řešení je hlavní nosná konstrukce navržena jako deskotrám. Konstrukce je tedy tvořena jedním trámem a deskou. Trám má nejvyšší výšku 1,40 m a šířku 4,91 m. Deska je vyložena 3,15 m na každou stranu. Průřez hlavní nosné konstrukce je tedy opět navržen jako nesymetrický s nesymetrickým uspořádáním svršku. Celková šířka nosné konstrukce je 12,00 m a rozpětí mostu zůstává 19,50 metru.



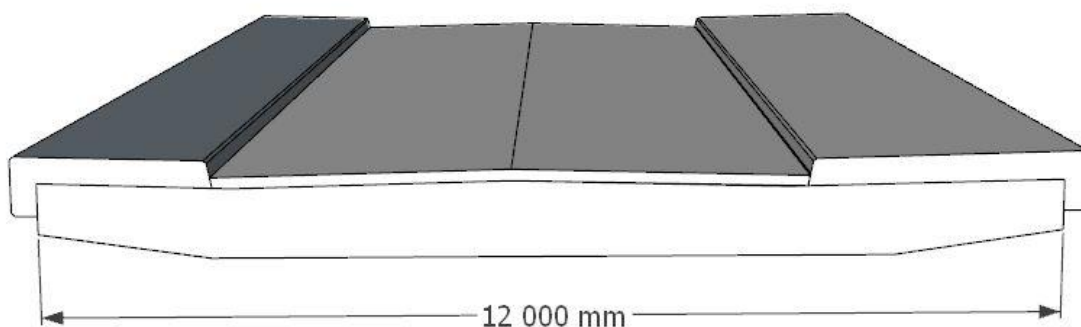
Obrázek 3 – Varianta č. 3

1.4 ZVOLENÁ VARIANTA ŘEŠENÍ

Ze dvou navržených variant deskové konstrukce a jedné varianty deskotrámu je pro podrobnější řešení zvolena varianta č. 2 – dodatečně předpjatá mostní deska vylehčená náběhy.

Desková konstrukce s náběhy je zvolena, protože je výhodnější konstrukcí než desková konstrukce varianty č.1. Vylehčením nosné konstrukce dojde ke snížení potřebného objemu betonu a také získá desková konstrukce elegantnější tvar. Tyto výhody vedou sice ke složitějšímu, ale o to zajímavějšímu výpočtu a dimenzování.

Varianta deskotrámu je taktéž zajímavá, nicméně tato konstrukce by byla zvolena spíše v případě většího nutného rozpětí a při větší výšce volného prostoru pod mostem. Pro řešenou situaci, kde je potřeba rozpětí 19,50 m, postačí řešení varianty č. 2.



Obrázek 4 – Zvolená varianta řešení

2 IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE MOSTU

Název:	Most přes místní vodní tok
Evidenční číslo:	481-006
Předmět přemostění (překážka):	vodní tok
Kraj:	Zlínský
Okres:	Vsetín
Katastrální území:	KÚ Velké Karlovice
Investor:	Ředitelství silnic Zlínského kraje
Předpokládaný správce:	Ředitelství silnic Zlínského kraje
Zhotovitel projektu:	Kateřina Štichová
Pozemní komunikace:	II/481
Kategorie pozemní komunikace:	silnice II. třídy
Úhel křížení:	90°
Souřadný systém:	S – JTSK, B.p.v.

3 ZÁKLADNÍ ÚDAJE O STAVBĚ

Podle druhu převáděné komunikace:	pozemní komunikace
Podle počtu mostních polí:	most o jednom poli
Podle překračované překážky:	most přes vodní tok
Podle výškové polohy mostovky:	s horní mostovkou
Podle měnitelnosti základní polohy:	pevný
Podle plánované doby trvání:	trvalý
Podle průběhu trasy na mostě:	směrově v přímé výškově ve spádu 0,5 %
Podle úhlu křížení:	kolmý
Podle materiálu:	předpjatý beton
Podle statické funkce hlavní nosné konstrukce:	deskový
Délka přemostění:	18,350 m
Délka mostu:	30,460 m

Délka nosné konstrukce:	20,500 m
Šikmost mostu:	kolmý 90°
Šířka vozovky:	7,00 m
Volná šířka mostu:	12,00 m
Šířka průchozího prostoru (veřejného chodníku):	chodník: 2,00 m cyklostezka: 3,00 m
Šířka mostu:	12,60 m
Šířka nosné konstrukce:	12,00 m
Výška mostu nad terénem:	5,140 m nad dnem řeky
Stavební výška mostu:	1,040 m
Plocha příčného řezu:	9,702 m ²

4 MOST A JEHO UMÍSTĚNÍ

Mostní objekt se nachází ve Zlínském kraji v obci Velké Karlovice na silnici II/481.

4.1 CHARAKTER PŘEKÁŽKY A PŘEVÁDĚNÉ KOMUNIKACE

4.1.1 PŘEVÁDĚNÁ KOMUNIKACE

Převáděnou komunikací je silnice třídy II/481. Průběh trasy komunikace na mostě je směrově přímý a výškově v konstantním sklonu 0,5 %. Vozovka je ve střechovitém sklonu 2,5 % po celé délce mostu. Římky jsou vyspádovány ve sklonu 2,5 % směrem k vozovce.

Most slouží také k převedení cyklistické trasy, která na něj navazuje.

4.1.2 PŘEVÁDĚNÁ PŘEKÁŽKA

Mostní objekt převádí pozemní komunikací přes místní přírodní překážku, kterou je vodní tok.

4.2 ÚZEMNÍ PODMÍNKY

Stavba mostního objektu se nachází v intravilánu obce Velké Karlovice, kde překračuje vodní tok. Okolní terén je mírně zvlněný. Nadmořská výška obce je 512 m. n. m.

4.3 GEOLOGICKÉ A HYDROLOGICKÉ PODMÍNKY

Podloží je tvořeno navětralými skalními horninami, které jsou překryty zahliněnými a slabě hliněnými štěrky i písky.

5 TECHNICKÉ ŘEŠENÍ MOSTU

5.1 SPODNÍ STAVBA

Spodní stavba je část mostu tvořená základem, podpěrami, mostními křídly a závěrnými zdmi.

5.1.1 ZALOŽENÍ MOSTNÍ KONSTRUKCE

Založení mostu je plošné na základových pasech, které jsou uloženy na podkladním betonu C30/37 tloušťky 100 mm.

Výška základového pasu je 0,80 m a délka 8,0 m. Základový pás je rozšířen od líce i rubu opěry o 0,30 m. Na rubu opěry je tento přesah využit k uložení základu podélné drenáže. Celková šířka základového pasu je 2,10 m.

Základy jsou založeny do hloubky 3,285 m pod úroveň přilehlého terénu, není přesně známa hloubka, ve které se nachází navětralé skalní horniny.

Rozměry základového pasu jsou odhadnuty, jejich přesné řešení není předmětem této práce.

5.1.2 OPĚRY

Opěry jsou navrženy jako monolitické z prostého betonu stejné třídy C 30/37. Rozměry obou opěr jsou shodné – výška 2,60 m, šířka 1,50 m a délka 8,00 m. Geometrie opěr je taktéž zvolena, jelikož jejich návrh a posouzení není předmětem této práce.

5.1.3 MOSTNÍ KŘÍDLA

Mostní křídla uzavírají zeminu za rubem opěry po stranách zemního tělesa. Půdorysně jsou mostní křídla navržena jako rovnoběžná s komunikací a z hlediska napojení jsou řešena jako zavěšená.

Materiál je železový beton, třída betonu je C 30/37. Tloušťka křídel je 0,50 m.

5.2 NOSNÁ KONSTRUKCE

5.2.1 HLAVNÍ NOSNÁ KONSTRUKCE

Hlavní nosnou konstrukcí je předem předpjatá deska vylehčená náběhy. Celková šířka hlavní nosné konstrukce je 12,00 m, šířka každého z náběhů 2,00 m a délka 20,500 m. Příčný sklon horního povrchu je v oblasti vozovky střešovité 2,50 %, v oblasti říms je sklon protichůdný -2,50 %. Podélný sklon je 0,5 %.

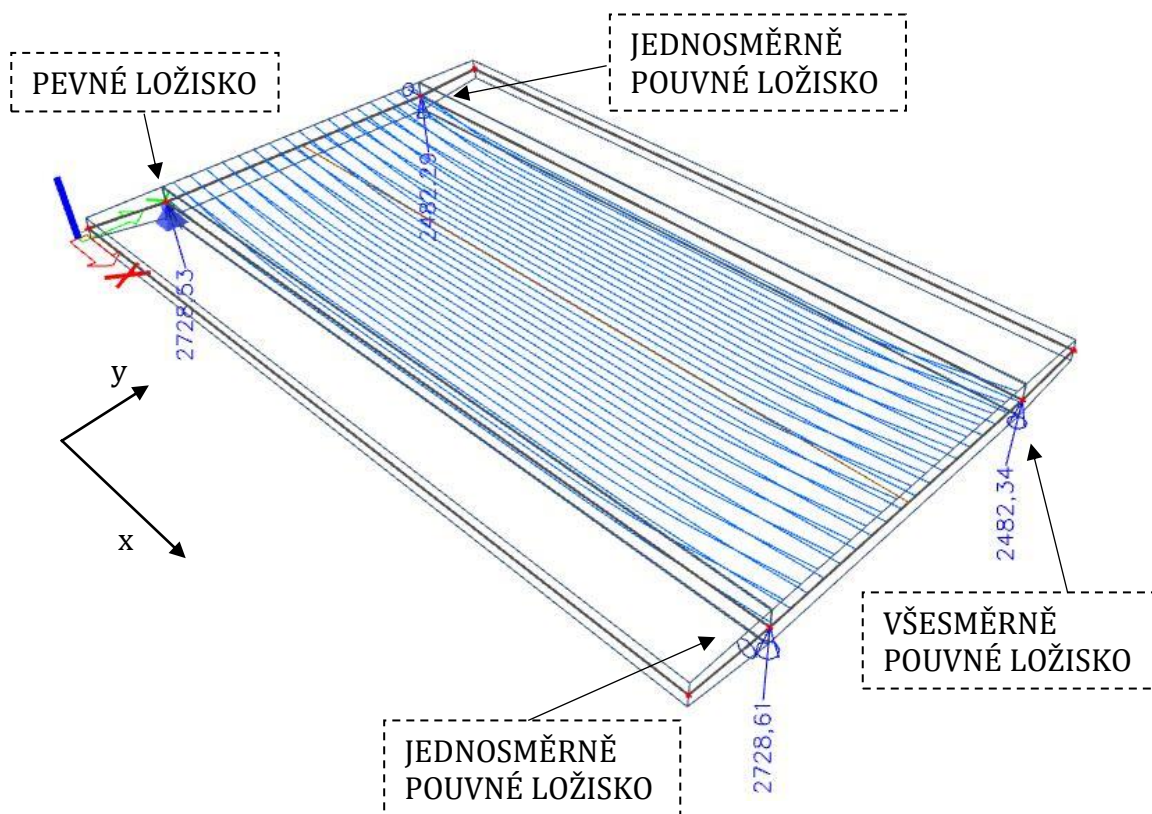
Tloušťka hlavní nosné konstrukce je v nejvyšším místě 0,90 m. Deska je předepnuta 15-ti přímými a 14-ti zvedanými kabely. Všechny kabely jsou 7-mi lanné, jejich celkový počet je 29. Předpínací výztuž je typu Y 1860 S7-15,7 – A. Nosná konstrukce je zhotovena z betonu C35/45 a je doplněna betonářskou výztuží B550B.

5.2.2 MOSTOVKA

Podle výškové polohy se jedná nosnou konstrukci s horní mostovkou. Mostovka přenáší účinky zatížení od dopravy se svršku do hlavní nosné konstrukce.

5.2.3 LOŽISKA

Nosná konstrukce je uložena na čtyřech hrncových ložiscích Freyssinet, která jsou uvnitř osazena elastomerovými vložkami. Jedno z ložisek je pevné, dvě ložiska jsou jednosměrně posuvná (směr x) a poslední ložisko je všesměrně posuvné (směr x, y), tak aby bylo umožněna dilatace konstrukce v podélném i příčném směru.



Obrázek 5 – Schéma rozmístění hrncových ložisek

Maximální vertikální síla vyvozená soustavou gr1a v kombinaci 6.10b je 2728,61 kN. Ložiska jsou navržena pro maximální vertikální sílu při užitném zatížení 3000 kN.

Postup osazení

1. Uložení ložiska na podpěru.
2. Usazení a nastavení ložiska.
3. Podlití ložiska.
4. Bednění, výztuž a betonářská výztuž konstrukce.
5. Uvolnění dočasné fixace ložiska.

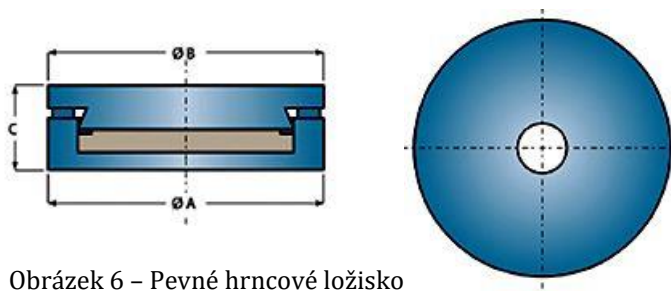
Rozměry ložisek

Pevné hrncové ložisko FX:

$\varnothing B = 450 \text{ mm}$

$\varnothing A = 420 \text{ mm}$

$C = 97 \text{ mm}$



Obrázek 6 – Pevné hrncové ložisko

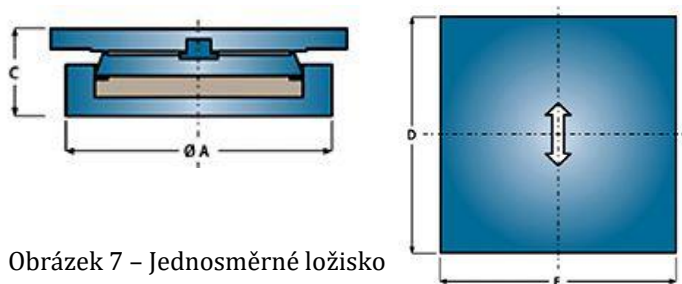
Jednosměrně posuvné GG:

$$\varnothing A = 430 \text{ mm}$$

$$C = 123 \text{ mm}$$

$$D = 445 \text{ mm}$$

$$E = 440 \text{ mm}$$



Obrázek 7 – Jednosměrné ložisko

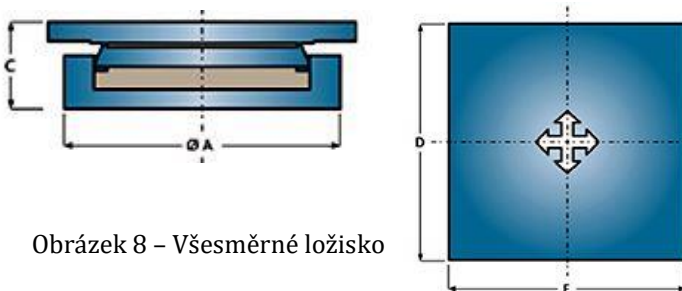
Všesměrně posuvné GL:

$$\varnothing A = 375 \text{ mm}$$

$$D = 435 \text{ mm}$$

$$E = 430 \text{ mm}$$

$$C = 108 \text{ mm}$$



Obrázek 8 – Všesměrné ložisko

5.2.4 MOSTNÍ ZÁVĚR

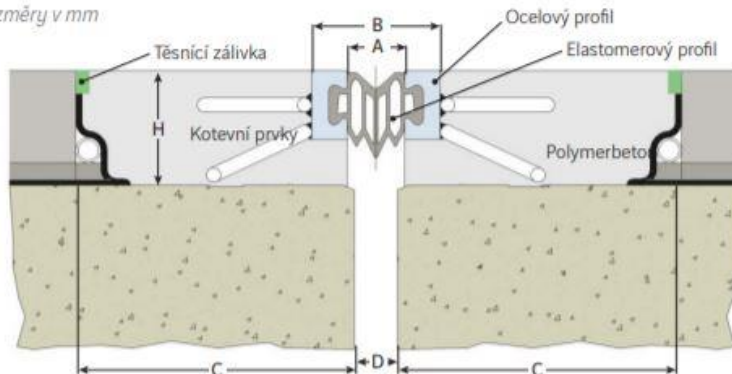
Mostní závěry slouží k překrytí dilatačních spár v mostní konstrukci a umožňují pohyby (posuny a pootočení) konstrukce.

Předpokládaný posun mostu na jeden metr jeho délky je uvažován přibližně 1,3 mm~1,4 mm. Protážení hlavní nosné konstrukce délky 20,50 m je pak 27 ~ 29 mm.

Mostní konstrukce je opatřena mostními závěry typu CIPEC JEP5 umožňující dilatační posun 25 ~ 75 mm. Tento závěr je uložen pouze na tloušťku vozovkového souvrství.

Type	A		B		D		H	C	E	F
	min.	max.	min.	max.	min.	max.				
JEP5	25	75	75	125	10	60	80	140	75	59

Rozměry v mm



Obrázek 9 – Mostní závěr

5.3 MOSTNÍ SVRŠEK

5.3.1 VOZOVKA

Příčný sklon vozovky je po celé délce mostu střešovitý 2,5 % a podélný sklon je 0,5 %. Vozovka je navržena jako netuhá z asfaltových směsí se třemi vrstvami – ohrubná, ložní a ochranná.

Tabulka 1 – Druhy asfaltových směsí dle ČSN EN 13108

silnice II. třídy

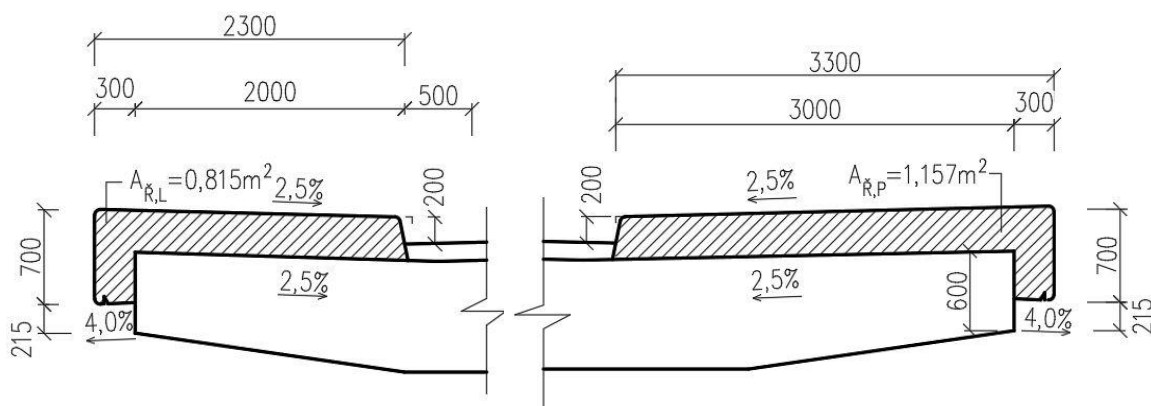
Vrstva	Druhy asfaltových směsí ¹⁾ dle NA ČSN EN 13108-1, 5, 6 a tloušťka vrstev (mm) při TDZ ²⁾			
	S, I	II, III ³⁾	IV	V, VI
Ohrubná	SMA 11 S 40, ACO 16 S 50, ACO 11 S 40	SMA 11 S (+) 40, ACO 16 S (+) 50, ACO 11 S (+) 40	SMA 11 + 40, ACO 16 + 50, ACO 11 + 40	SMA 11,8 40 (35), ACO 11 40 (45), ACO 8 40 (35), MA 11 II 40 (35), MA 8 II 40 (35,30)
Ložní ⁴⁾	ACL 16 S 50 (60)	ACL 16 S (+) 50 (60)	ACL 16 + 50 (60)	ACL 16 50 (60)
Ochranná	MA 11 IV 35, MA 16 IV 40	MA 11 IV 35, MA 16 IV 40, SMA 11 S (+) 40 ⁵⁾ , ACO 11 + 40 ⁵⁾	SMA 11 + 40, ACO 11 + 40, MA 8 IV 30, MA 11 IV 35	SMA 11,8 40 (35), ACO 11,8 40 (35), MA 11 IV 35, MA 8 IV 30 (35)

Skladba vozovky na mostě

Ohrubná vrstva	ACO 11+	tl. 40 mm
Spojovací postřik asfaltovou emulzí 0,5 kg/m ²	–	
Ložná vrstva	ACL 16+	tl. 50 mm
Spojovací postřik emulzí 0,5 kg/m ²	–	
Ochranná vrstva	MA 16 IV	tl. 40 mm
<u>Izolační vrstva z asfaltových pásů</u>		<u>tl. 10 mm</u>
Celková tloušťka [m]		tl. 140 mm

5.3.2 ŘÍMSY

Římsy jsou zhotoveny z monolitického betonu C 30/37 a oceli B500B. Levá římsa je široká 2,30 m a pravá 3,30 m. Podélný sklon říms je 0,5 %, stejně jako u vozovky a příčný sklon je 2,5 %. Zkosení čela obrubníků (u vozovky) je ve sklonu 5:1 a poloměr zaoblení hran je 40 mm. Kotvení říms bude provedeno pomocí ocelových kotev do betonu. Výška obrubníků je 200 mm nad přilehlou vozovkou.

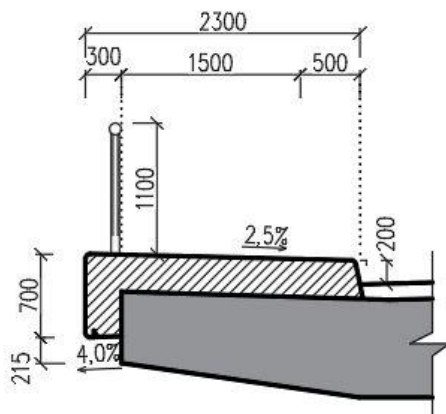


Obrázek 10 – Levá a pravá římsa

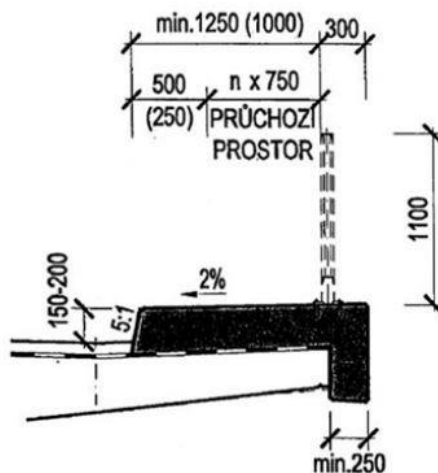
5.3.3 CHODNÍK

Mostní objekt se nachází v intravilánu, kde je potřeba převést chodce, proto byl na levé římsě navržen veřejný chodník. Šířka průchozího prostoru je 1,50 m (2 x 0,75 m), který je oddělen od hlavního dopravního prostoru bezpečnostním odstupem 0,50 m (rychlost ≥ 30 km/h). Výška průchozího prostoru je 2,50 m.

Chodník je vyspádován směrem do vozovky v maximálním povoleném příčném sklonu 2,5 %.



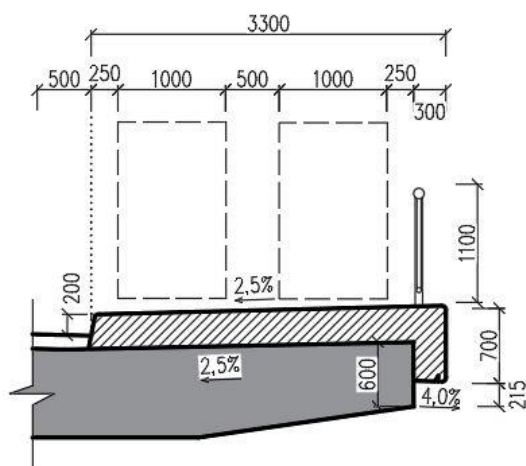
Obrázek 12 – Návrh chodníku



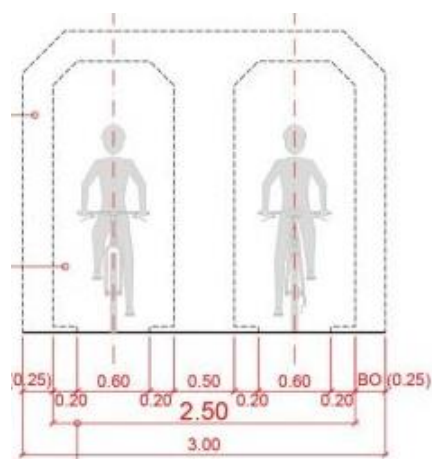
Obrázek 11 – Předloha k návrhu chodníku

5.3.4 CYKLOSTEZKA

V prostoru pravé římsy je navržen pás pro cyklisty, který navazuje na stávající cyklostezku. Cyklistický pás je tvořen dvěma pruhy. Základní šířka jednoho pruhu je 1,00 m, šířka obou pruhů je pak 2,00 m. Výška průjezdného prostoru je 2,50 m.



Obrázek 14 – Návrh cyklistického pásu



Obrázek 13 – Podklad pro návrh
cyklistického pásu

5.4 MOSTNÍ VYBAVENÍ

5.4.1 ZÁCHYTNÉ BEZPEČNOSTNÍ ZAŘÍZENÍ

Pro zajištění bezpečnosti chodců a cyklistů je na obou vnějších okrajích říms navrženo mostní ocelové zábradlí se svislou výplní. Na levé (chodníkové) římse je navržena výška zábradlí 1,10 m a na pravé římse (s cyklistickým pásem) je výška zábradlí 1,30 m.

Výplň zábradlí je navržena tak, aby zamezila prolézání dětí mezi výplňovými pruty, které jsou od sebe vzdáleny 0,12 m.

5.4.2 ODVODNĚNÍ

Odvodnění vozovky je zajištěno příčným střešovitým sklonem 2,5 %, odkud voda stéká do odvodňovacích proužků o šířce 0,50 m. Odvodňovací proužky jsou v podélném sklonu 0,50 %.

Odvodnění chodníku je provedeno v maximálním dovoleném příčném sklonu veřejných chodníků na mostech, tj. ve sklonu 2,5 % směrem do vozovky. Cyklostezka je odvodněna tímž příčným sklonem 2,5 % směrem do vozovky. Podélný sklon chodníku i cyklostezky je totožný s podélným sklonem mostu 0,50 %.

Odvodnění za rubem opěr je umožněno samostatnými přechodovými klíny ve sklonu 1:10 směrem k rubům opěr, které jsou zhotoveny z propustného materiálu – šterku frakce 0–32 mm. Povrchy spodní stavby (základy, opěry),

nacházející se pod terénem, jsou opatřeny izolačním nátěrem a překryty dvěma vrstvami geotextilie. U každého rubu opěry je zhotoven ochranný zásyp s drenážní funkcí (drenážní žebro) min. šířky 0,60 m ze stejného materiálu, ze kterého jsou zhotoveny přechodové klíny.

Voda je z přechodových klínů a ochranného zásypu odváděna podélnou drenáží sestávající se z perforované trubky DN150. Drenáž je vyvedena do překonávaného vodního toku na návodních a povodních stranách opěr.

Drenážní trubka je uložena na podkladním betonu třídy C 20/25 a tloušťky 0,15 m. Pod podkladním betonem je zhotoven základ drenáže šířky 0,30 m z betonu C 20/25 XD1.

Protékání vody k základům je nežádoucí, proto je zřízena těsnicí clona z PVC tl. 2 mm, která je uložena ve sklonu 1:10 směrem k podélné drenáži, výškově lícuje s horním povrchem podkladního betonu drenáže.

5.4.3 OSVĚTLOVACÍ ZAŘÍZENÍ

Na mostě nebudou umístěna žádná osvětlovací zařízení.

5.4.4 REVIZNÍ ZAŘÍZENÍ

Na povodní straně mostu jsou zřízena revizní schodiště šířky 850 mm (na pravém i levém svahu). Celkový počet schodů v rameni je 19 s výškou schodu 140 mm a šířkou 280 mm. Schodiště je po obou stranách opatřeno obrubníkem šířky 150 mm a je ve stejném sklonu jako přiléhající terén, tj. ve sklonu 1:2.

Schodiště je monolitické z betonu C 20/25 XD1 a vyztuženo betonářskou výztuží B550B.

5.4.5 CIZÍ ZAŘÍZENÍ

Na mostě nebudou umístěna žádná cizí zařízení.

6 POSTUP A TECHNOLOGIE VÝSTAVBY

Nosná konstrukce mostu je v relativně malé výšce nad terénem, proto bude zhotovena pomocí pevné skruže. Mostní objekt má pouze jedno pole, proto bude betonáž desky provedena v jedné fázi. Pozemní komunikace II/481 bude z průběhu výstavby zcela uzavřena.

Předpokládaný postup výstavby:

1. Zřízení staveniště, vytyčení inženýrských sítí.
2. Vybudování mostního provizoria.
3. Frézování vozovky stávajícího mostu.
4. Demolice stávajícího objektu.
5. Úprava základové spáry a další zemní práce.
6. Armovací práce a bednění spodní stavby.
7. Betonáž základů, opěr, úložných prahů, závěrných zdí a mostních křídel.
8. Bednění a skruž pro nosnou konstrukci.
9. Částečná izolace základů a částí opěr, které se nachází pod terénem.
10. Částečný zásyp spodní stavby.
11. Montáž skruží a armovací práce nosné konstrukce.
12. Betonáž nosné konstrukce.
13. Předepnutí nosné konstrukce.
14. Odskržení a osazení nosné konstrukce na ložiska.
15. Izolace zbývajících rubových ploch spodní stavby.
16. Zhotovení podélné drenáže, těsnící clony, šterkového klínu.
17. Osazení mostních závěrů.
18. Izolace nosné konstrukce.
19. Betonáž říms, zřízení vozovkového souvrství.
20. Montáž ocelového zábradlí.
21. Úpravy terénu, zřízení revizních schodišť a skluzů.
22. Dokončovací zemní práce, obložení koryta toku lomovým kamenem.
23. Převedení dopravy na nový most.
24. Demontáž mostního provizoria.

7 MATERIÁL

7.1 BETON C 35/45

Charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku	$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$
Střední hodnota pevnosti betonu v tahu	$f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$
5% kvantil pevnosti betonu v tahu	$f_{ctk;0,05} = 2,2 \text{ MPa}$
Modul pružnosti betonu	$E_{cm} = 34 \text{ GPa}$
Mezní poměrné přetvoření betonu	$\epsilon_{cu3} = 3,50 \text{ ‰}$
Součinitel spolehlivosti betonu	$\gamma_c = 1,5$
Součinitel dlouhodobých účinků na tlakovou pevnost betonu	$\alpha_{cc} = 0,9$
Objemová hmotnost betonu	$\gamma_B = 25 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$
Návrhová pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} = 21 \text{ MPa}$

7.2 PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ Y 1860 S7-15,7 – A

Charakteristická pevnost v tahu	$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$
Charakteristická smluvní mez kluzu 0,1 %	$f_{p0,1k} = 1640 \text{ MPa}$
Modul pružnosti	$E_p = 195 \text{ GPa}$
Součinitel spolehlivosti	$\gamma_s = 1,15$
Průměr lana	$\Phi = 15,7 \text{ mm}$
Průřezová plocha lana	$A_{p,1} = 150 \text{ mm}^2$
Průměr kabelu	$\Phi_{duct} = 60 \text{ mm}$
Návrhová hodnota napětí v předpínací oceli	$f_{pd} = 1426,08 \text{ MPa}$

7.3 BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ B550B

Charakteristická hodnota meze kluzu oceli	$f_{yk} = 550 \text{ MPa}$
Součinitel spolehlivosti	$\gamma_s = 1,15$
Modul pružnosti	$E_s = 200 \text{ GPa}$
Stupeň vlivu prostřední	XD1
Návrhová hodnota meze kluzu oceli	$f_{yd} = 478,26 \text{ MPa}$
Návrhové mezní přetvoření oceli v tahu	$\epsilon_{yd} = 2,39 \cdot 10^{-3}$

8 STATICKÉ ŘEŠENÍ

Předpjatá betonová mostní deska je řešena ručním výpočtem na prutovém prvku a výpočtovým modelem v programu SCIA Engineer.

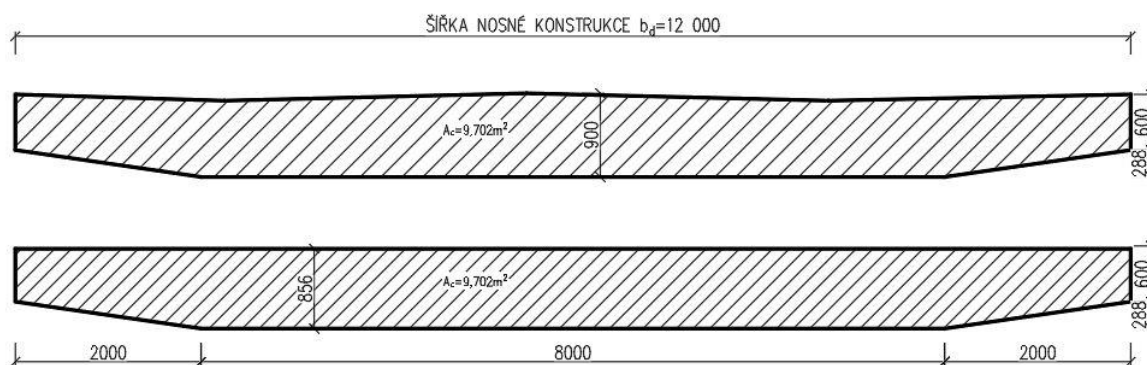
8.1 VÝPOČTOVÝ MODEL – RUČNÍ VÝPOČET

Z deskové konstrukce je vyjmut prutový prvek šířky 1,00 m a délky rovné rozpětí mostu 19,50 m. Staticky se prut chová jako prostý nosník a nezahrnuje deskové působení. Pro zjednodušení výpočtu je zavedena řada zjednodušení, jako zanedbání ohybových momentů v příčném směru desky a také kroucení.

Výpočet zatížení je proveden zjednodušeným řešením – metodou spolupůsobící šířky. Zatížení je roznášeno z povrchu vozovky po spodní líc desky pod úhlem 45°.

8.1.1 ZS1 – VLASTNÍ TÍHA

Pro zjednodušení výpočtu jsou příčné sklony horního povrchu průřezu zanedbány. Aby nedošlo ke snížení celkové hmotnosti nosné konstrukce na stranu nebezpečnou, musí plocha průřezu zůstat stejná. Proto je nalezena náhradní výška, která tuto podmínku splňuje.



Obrázek 15 – Původní průřez a průřez s náhradní výškou

8.1.2 ZS2 – OSTATNÍ STÁLÉ ZATÍŽENÍ

Ostatní stálé zatížení se skládá se zatížení od pravé a levé římsy, skladby vozovky a zábradlí. Pro zjednodušený ruční výpočet jsou všechna dílčí ostatní stálá zatížení sečtena a podělena šířkou hlavní nosné konstrukce, tak abychom dostali zatížení na prut šířky 1,00 m, i když se ve skutečnosti zatížení např. od zábradlí nebude roznášet na celou šířku konstrukce, ale bude působit jako liniové zatížení na přímce.

8.1.3 ROZDĚLENÍ VOLNÉ ŠÍŘKY KOMUNIKACE NA ZATĚŽOVACÍ PRUHY

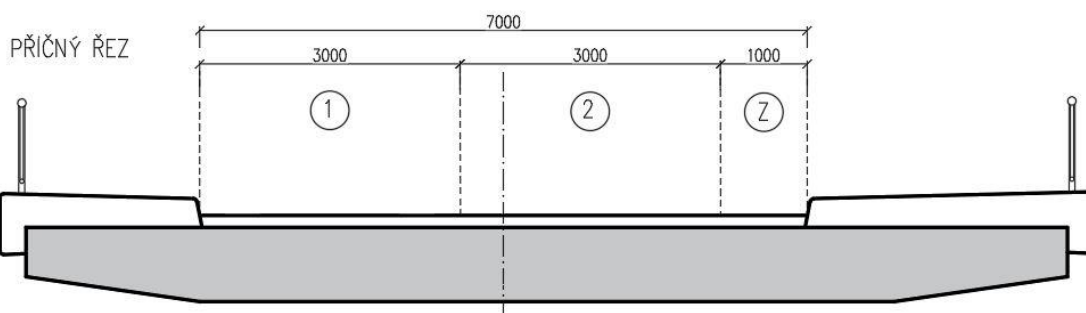
Šířka vozovky „w“ mezi obrubníky je 7,00 m, jedná se o kategorii pozemní komunikace S 7,00.

Určení počtu a šířky pruhů je provedeno podle níže uvedené tabulky. Šířka vozovky je tedy rozdělena na dva jízdní pruhy o šířce 3,00 m a zbytkovou část o šířce 1,00 m.

Tabulka 2 – Počet a šířka zatěžovacích pruhů

Šířka vozovky w	Počet zatěžovacích pruhů	Šířka zatěžovacího pruhu w_i	Šířka zbývající plochy
$w < 5.4 \text{ m}$	$n_l = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5.4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_l = 2$	$w / 2$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int} (w / 3)$	3 m	$w - 3 \times n_l$

Pruh 1 musí být umístěn v příčném řezu tak, aby účinek modelů zatížení byl co nejnejpříznivější. Tohoto účinku dosáhneme umístěním pruhu 1 ke kratší římse. Zatížení se roznese pod úhlem 45° na menší roznášecí šířku než u delší římsy, což vede k nejnejpříznivějšímu účinku.



Tabulka 3 – Rozmístění zatěžovacích jízdních pruhů

8.1.4 ZS3 – MODEL ZATÍŽENÍ LM1

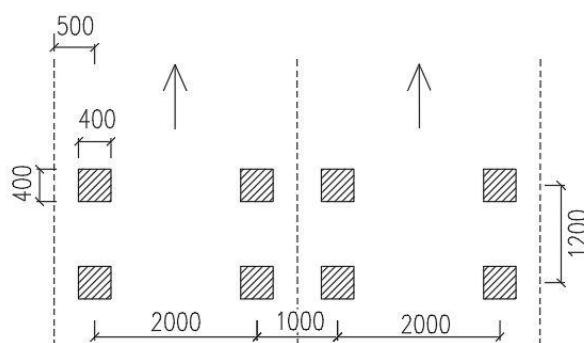
Sestává se ze zatížení TS (Tandem systém) a zatížení UDL (Uniformly distributed load). Pro oba typy zatížení jsou spočítány maximální ohybové momenty a posouvající síly dle daných pravidel metody spolupůsobící šířky. Dynamické zvětšení je zahrnuto v modelech zatížení.

Tandem systém (TS)

Jedná se o dvounápravové vozidlo se zadanými kolovými tlaky na jednu nápravu.

Tabulka 4 – Tabulka se silami na nápravu v [kN]

Umístění	Dvounáprava (TS)	Rovnoměrné zat. (UDL)
	Q_{ik} [kN]	q_k (nebo q_{ik}) [kN/m ²]
pruh č.1	300	9
pruh č.2	200	2.5
pruh č.3	100	2.5
ostatní pruhy	0	2.5
zbývající plocha (q_k)	0	2.5



Obrázek 16 – Půdorys TS (2 vozidla)

Uniformly distributed load (UDL)

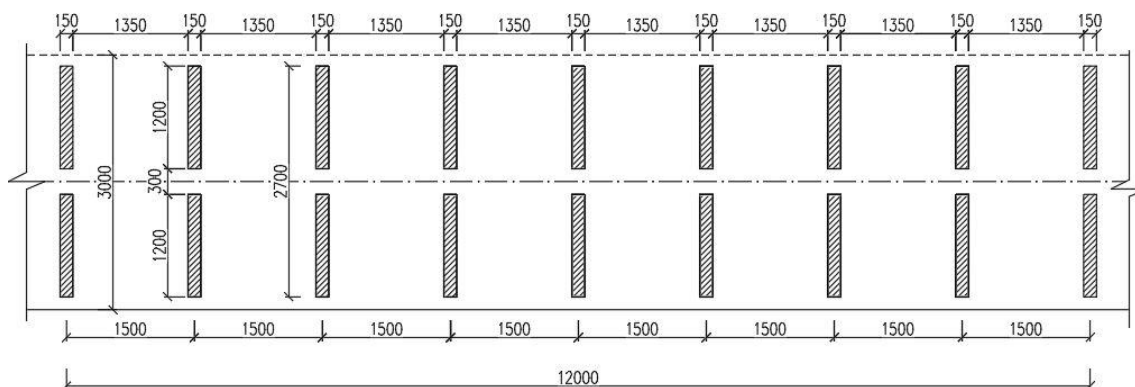
Jde o spojité zatížení umístěné po celé šířce dílčích pruhů.

Podrobné roznosy zatížení a způsob řešení jsou uvedeny v příloze P3–Statický výpočet.

8.1.5 ZS4 – MODEL ZATÍŽENÍ LM3

Mostní konstrukce je zatížena jediným zvláštním vozidlem s označením 1800/200 pro silnice I. a II. třídy.

Podrobnější informace o umístění vozidla a výpočtu účinků jsou v příloze P3– Statický výpočet.



Obrázek 17 – LM3 – zvláštní vozidlo

8.1.6 ZS5 – ZATÍŽENÍ CHODCI A CYKLISTY

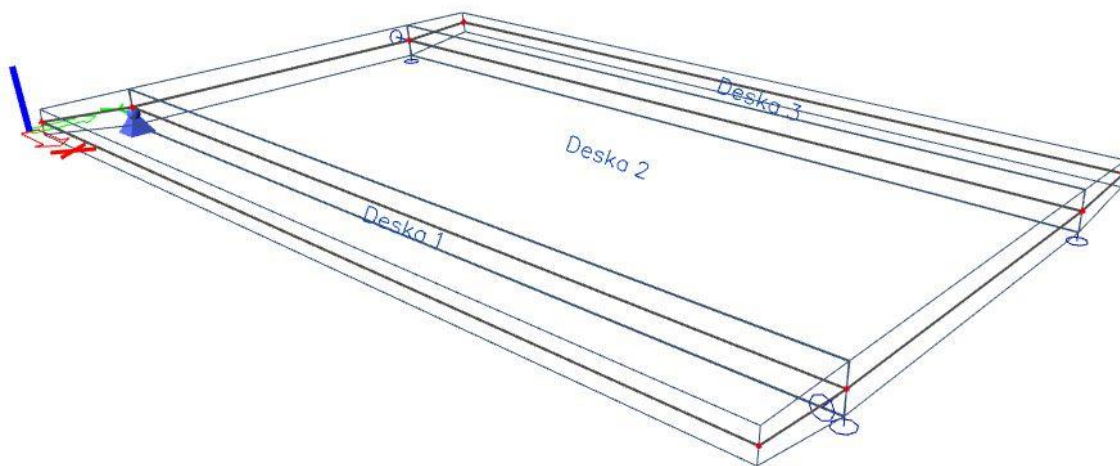
Zatížení chodci a cyklisty je uvažováno doporučenou kombinační hodnotou pro soustavu gr1a $q_k = 3 \text{ kN/m}^2$ (dle ČSN 73 6203).

Zatížení chodci je umístěno na levé (chodníkové) římse v šířce průchozího prostoru. Zatížení cyklisty je umístěno na pravé římse (cyklostezka) s šířce cyklistického pruhu. Obě zatížení jsou uvažována jako spojitá rovnoměrná, a jsou roznášena dle stejných zásad jako zatížení UDL.

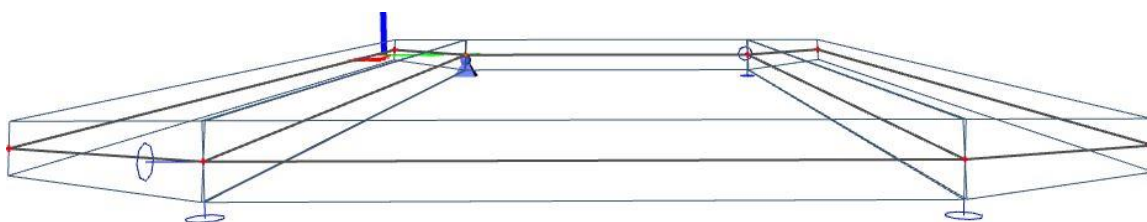
8.2 VÝPOČTOVÝ MODEL – SCIA ENGINEER

Výpočtový model je vytvořen třemi deskami – střední deskou konstantní tloušťky, jejíž šířka je 8,00 m a dvěma krajními deskami s proměnnou tloušťkou a se šířkou 2,00 m. Střednice konstrukce je v místě náběhů zalomená. Podepření je detailněji rozebráno v příloze P3–Statický výpočet.

Do výpočtového modelu je aplikováno stejné zatížení jako pro ruční výpočet s tím rozdílem, že zatížení je rozneseno pouze po střednicovou plochu a nejsou uvažovány spolupůsobící šířky.

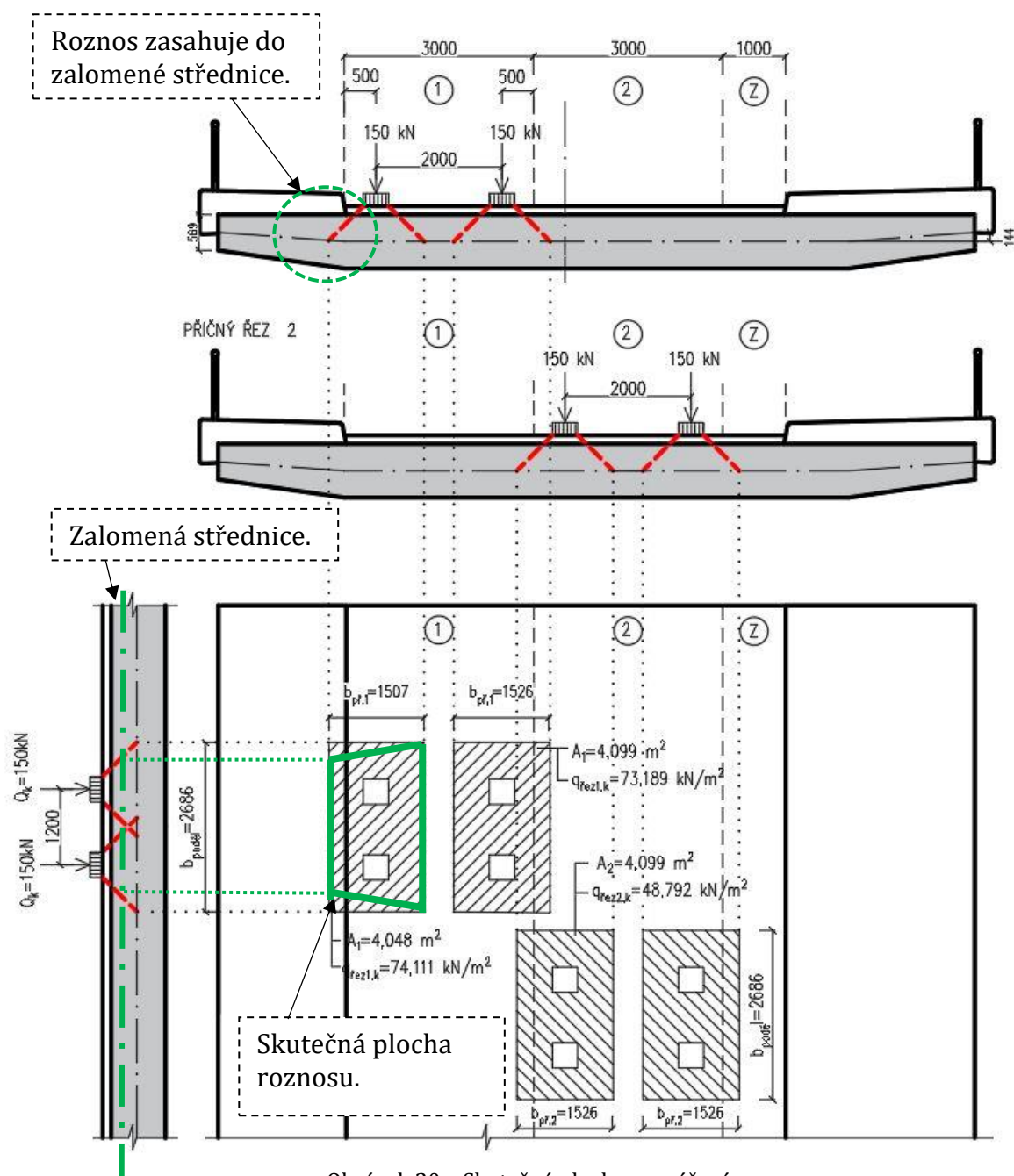


Obrázek 18 – Podle na výpočtový model v programu



Obrázek 19 – Zalomená střednicová plocha

Při roznosu zatížení ke střednici je zavedeno zjednodušení – všechna zatížení jsou roznášena ke střednicové ploše střední desky – není tedy uvažováno zalomení střednice, protože plocha roznosu zatížení by byla hledána podstatně složitěji a její tvar by nebyl obdélníkový, ale lichoběžníkový. Tento předpoklad vede ke zmenšení účinků zatížení, protože je zatížení roznášeno na větší plochu než ve skutečnosti, což je tedy na stranu nebezpečnou. Nicméně plocha roznosu je zvětšena nepatrně, proto lze toto zjednodušení zavést. Pro názornost je úbytek plochy na obrázku 20 zvětšen.



Obrázek 20 – Skutečná plocha roznášení.

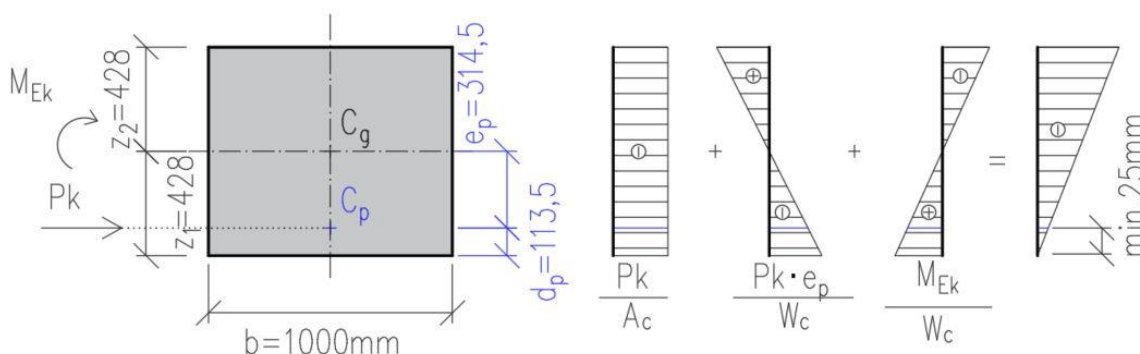
9 NÁVRH PŘEDPĚTÍ

Předpětí je navrženo metodou **dovolených namáhání**, jejíž podstatou je zvolit požadavek předpětí tak, aby se normálová napětí v horních a dolních vláknech betonu pohybovala v požadovaných mezích, které jsou stanoveny dle ČSN 1992-1-1.

Předpoklady metody dovolených namáhání:

1. lineárně- pružné chování betonu
 - Platí Hookův zákon = napětí jsou přímo úměrná vzdálenosti od neutrálné osy (v krajních vláknech jsou největší protažení a zkrácení).
2. platnost Bernoulli – Navierovy hypotézy
 - Průřezy zůstávají rovinné před deformací i po ní.
3. dokonalá soudržnost mezi betonem a ocelí

Při prvotním návrhu předpětí je počet předpínacích lan počítán na prutovém prvku šířky 1,00 m v polovině rozpětí. Průřez je zatížen předpětím, které vyvozuje normálovou sílu v těžišti kabelů P_k , která působí na rameni = excentricitě (svislé vzdálenosti těžiště kabelů a těžiště průřezu). Od předpětí vzniká tedy i moment $P_k \cdot e_p$. Dále je průřez zatížen vlastní tíhou, ostatním stálým a proměnným zatížením.

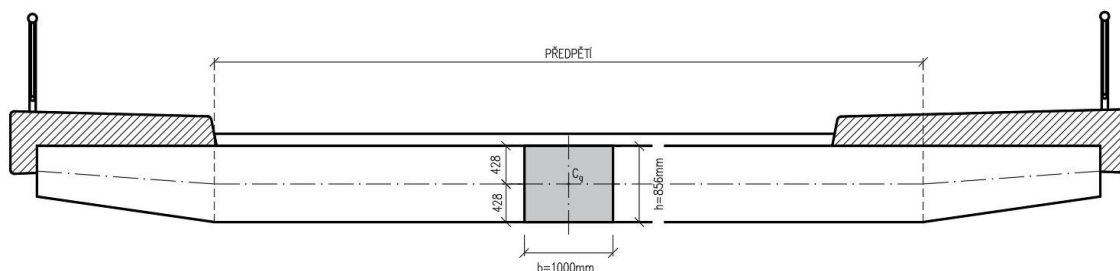


Obrázek 21 – Napětí na horních a dolních vláknech vlivem působících složek zatížení

Do šířky jednoho metru desky je navrženo 21 lan, tedy 3 kabely po 7- mi lanech. Rozmístění kabelů je nejprve uvažováno po celé šířce desky i v oblasti

náběhů. Toto řešení se však ukáže jako ne příliš vhodné, jelikož se oblasti náběhů postupně snižuje výška a tím se snižuje i vzepětí kabelu a účinek předpětí.

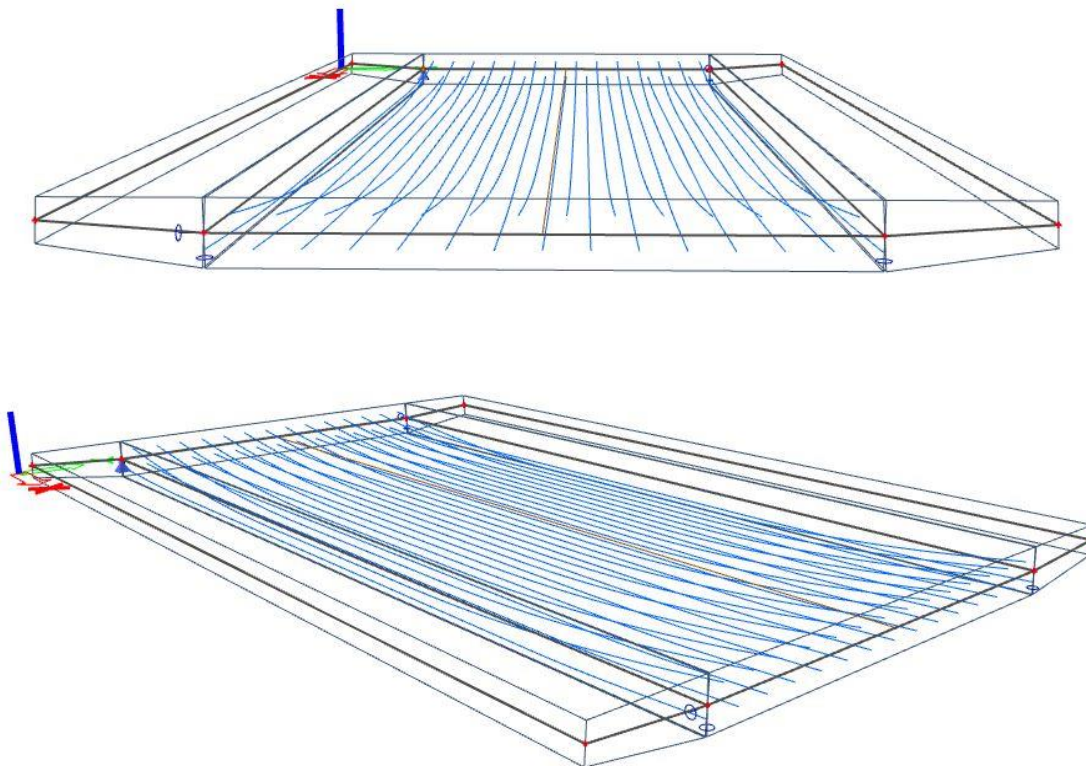
Náběhy desky jsou tak zanedbány, pokud předpokládáme, že kabely budou pouze ve střední části desky s konstantním průřezem.



Obrázek 22 – Dimenzování na prutovém prvku.

Kabely jsou na základně odhadu předpínací síly a odhadu krátkodobých i dlouhodobých ztrát trasovány tak, aby ležely v přípustné zóně polohy těžiště kabelu, která je vymezena dílčími excentricitami v osminách rozpětí.

Původní odhadnuté krátkodobé ztráty (10 %) a dlouhodobé ztráty (10 %) jsou následně vypočítány ručním výpočtem.



Obrázek 23 – Pohledy na trasování kabelů ve výpočtovém modelu

10 MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI

10.1 OMEZENÍ NAPĚTÍ

Omezení napětí se sestává z posouzení:

- omezení napětí v předpínací výztuži
- omezení napětí v betonu

10.1.1 OMEZENÍ NAPĚTÍ V PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽI

Tahová napětí v předpínací výztuži nesmí překročit hodnotu $0,75 \cdot f_{pk}$.

f_{pk} ...charakteristická pevnost předpínací výztuže v tahu

Omezením napětí bude zamezeno vzniku nadměrného přetvoření výztuže a tím i celého prvku. Dále bude zamezeno vzniku širokých a trvale otevřených trhlin v betonu.

10.1.2 OMEZENÍ NAPĚTÍ V BETONU

V betonu je nutné omezit tahová i tlaková napětí, aby nedošlo ke vzniku podélných a kolmých trhlin, rozvoji mikrotrhlin a nadměrnému dotvarování. Tyto jevy by mohly snížit trvanlivost, omezit funkčnost případně zcela znemožnit užívání konstrukce.

Charakteristická kombinace

→ pro **horní vlákna** musí být splněna podmínka $\sigma_{c2} \leq 0,6 \cdot f_{ck}$, aby nevznikly podélné trhliny

→ pro **dolní vlákna** musí být splněna podmínka $\sigma_{c1} \leq f_{ctm}$, aby nevznikly kolmé trhliny

Kvazistálá kombinace

→ pro **horní i dolní vlákna** platí stejná podmínka omezení napětí $\sigma_{c1,2} \leq f_{ctm}$, pokud je tato podmínka splněna, pak lze dotvarování betonu považovat za lineární.

10.2 OMEZENÍ ŠÍŘKY TRHLIN V BETONU

Rozhodující podmínkou je častá kombinace v čase t_{∞} v polovině rozpětí pro spodní vlákna (prostý nosník) $\sigma_{c1} \leq f_{ctm}$. Pokud je tato podmínka splněna, tak trhliny nevzniknou. Pokud budou napětí na spodních vláknech menší než střední hodnota pevnosti betonu v tahu, potom tahová napětí dokáže přenést samotný beton a lze uvažovat průřez neporušený trhlinami, jejichž šířku tedy není třeba prokazovat.

V ručním výpočtu podmínek omezení napětí a omezení šířky trhlin jsou uvažovány předpínací síly odečtené z výpočtového modelu v programu SCIA Engineer, které jsou dosazeny do výše uvedených podmínek. Tyto hodnoty napětí jsou následně srovnány s hodnotami napětí z výpočtového modelu, pro ověření, že hodnoty napětí jsou počítány programem správně. Všechny číselné hodnoty a srovnání je uvedeno v příloze P3–Statické výpočet.

V obou případech **nebyla** splněna charakteristická podmínka a rozhodující častá podmínka pro spodní vlákna.

Charakteristická kombinace pro spodní vlákna:

$\sigma_{c1} = 7,659 \text{ MPa}$... ruční výpočet (prutový prvek)

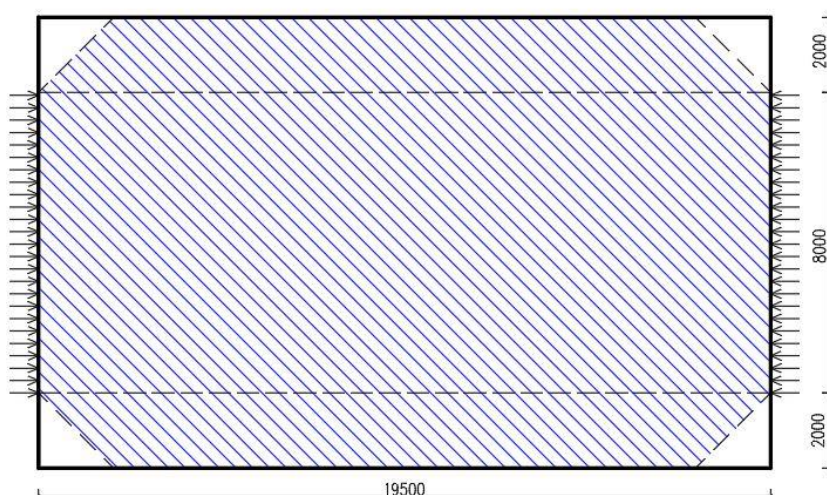
$\sigma_{c1} = 8,900 \text{ MPa}$... výpočtový model (deska)

Častá kombinace:

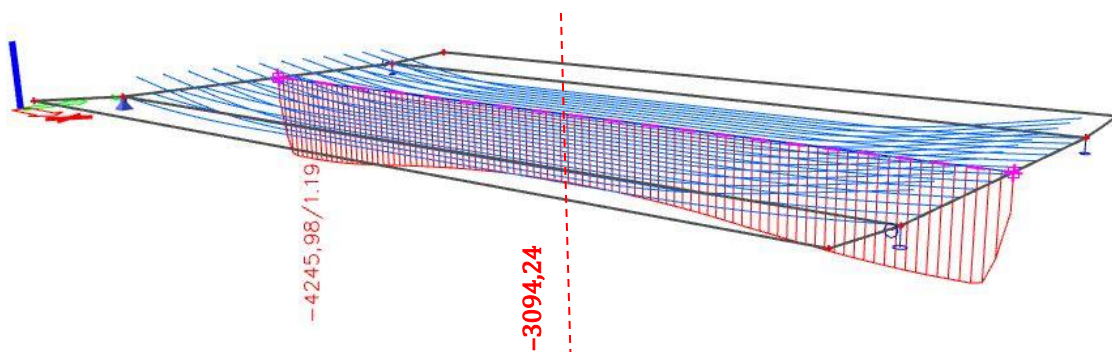
$\sigma_{c1} = 5,050 \text{ MPa}$... ruční výpočet (prutový prvek)

$\sigma_{c1} = 6,400 \text{ MPa}$... výpočtový model (deska)

Průřez je **oslaben trhlinami**, na spodních vláknech vzniká tahové napětí $5 \sim 6 \text{ MPa}$, přičemž beton dokáže přenést v tahu $3,2 \text{ MPa}$. Důvodem vzniku tahů jsou náběhy, do kterých se účinek předpětí roznese a tím se původní předpínací síla v polovině rozpětí výrazně sníží.

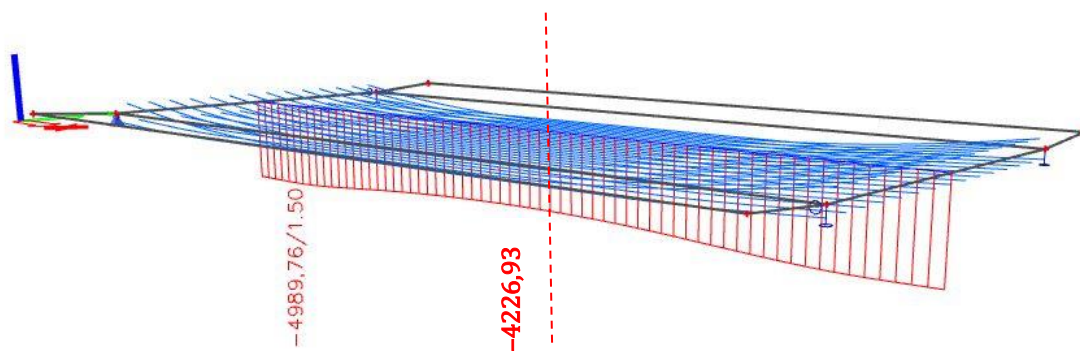


Obrázek 24 – Roznos předpětí do náběhů



Obrázek 25 – Snížení předpínací síly v polovině rozpětí [kN]

Pro další výpočet je navýšen počet kabelů z původních 25 na 29 tak, aby bylo dosaženo v polovině rozpětí přibližně stejné předpínací síly jako při prvotním návrhu. Podrobné řešení je uvedeno v příloze P3–Statický výpočet.



Obrázek 26 – Předpínací síla uprostřed rozpětí po zvětšení počtu kabelů

11 MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI

V mezním stavu únosnosti je konstrukce posouzena na ohyb a smyk. Posouzení je pro zjednodušení provedeno na prutovém prvku šířky 1,00 m oslabeném kabelovými kanálky, i když ve skutečnosti je těžiště celého průřezu desky jiné než těžiště prutového prvku.

11.1 OHYB

Pro posouzení jsou uvažovány hodnoty vnitřních sil z výpočtového modelu. Při posouzení konstrukce na ohyb je stanoveno základní napětí v předpínací výztuži $\sigma_{p,\infty}^0$, při kterém je napětí v přilehlých vláknech betonu nulové.

Tohoto stavu dosáhneme, pokud vneseme do přilehlých vláken betonu přírůstek poměrného přetvoření $\Delta \varepsilon_{cp}$ odpovídající skutečnému napětí v betonu, ale s opačným znaménkem.

Základní napětí lze určit z podmínky dokonalé soudržnosti betonu a předpínací výztuže:

$$\begin{array}{ccc} & \nearrow \Delta \varepsilon_p = \Delta \varepsilon_{cp} \nwarrow & \\ \text{poměrné přetvoření výztuže} & & \text{poměrné přetvoření betonu} \end{array}$$

$$\Delta \varepsilon_{cp} = -\sigma_{cp}/E_c$$

$$\Delta \sigma_p = \varepsilon_p \cdot E_p = -\sigma_{cp}/E_c \cdot E_p$$

Hodnota základního napětí:

$$\sigma_{p,\infty}^0 = \sigma_{p,t} - \sigma_{cp} \cdot \frac{E_p}{E_{cm}}$$

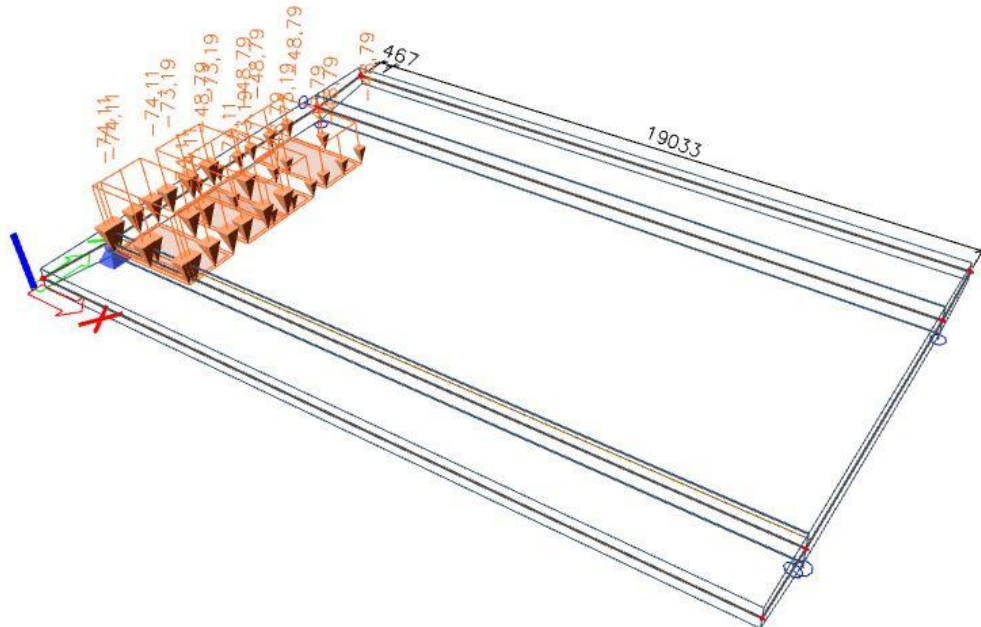
Z hodnoty základního napětí je určena základní předpínací síla $P_{t\infty}^0$, která je zároveň návrhovou předpínací silou (součinitel spolehlivosti $\gamma_p=1,0$). Dále je určena tlačaná plocha a poloha neutrálné osy z podmínky rovnováhy sil (stejným způsobem jako u železobetonu) a posouzení únosnosti v ohybu dle podmínky $M_{Rd} \geq M_{Ed}$.

11.1.1 NÁVRH VÝZTUŽE – OHYB

Moment na mezi únosnosti M_{Rd} je větší než návrhový moment od účinků zatížení, proto je v konstrukci navržena pouze konstrukční výztuž dle zásad vyztužování deskových prvků. Podrobný návrh je stanoven v příloze P3– Statický výpočet.

11.2 SMYK

Pro posouzení smyku je rozhodující zatížení (soustava gr1a) umístěno ve vzdálenosti $\sim 0,50$ m od podpory tak, aby vznikla největší posouvající síla.



Obrázek 27 – Umístění soustavy gr1a

Posouvající síly jsou odečítány z výpočtového modelu v osminách rozpětí v úrovni podpory a jsou redukovány na šířku jednoho metru. Tato redukce je zavedena z důvodu zkreslení hodnoty posouvající síly nad podporou (oblast singularity).

Z podmínek napětí je určena oblast vzniku trhlin. Konstrukce je posouzena v oblasti bez trhlin a v oblasti s trhlinami. Ve výpočtu je uvažována redukce posouvající síly vlivem předpětí, jehož svislá složka působí proti vznikajícím posouvajícím silám.

V obou oblastech dokáže beton s předpínací výztuží přenést posouvající síly bez nosné smykové výztuže, proto je navržena pouze konstrukční smyková výztuž v podobě spon tak, aby byla zajištěno provedení navržené konstrukční ohybové výztuže.

12 KOTEVNÍ OBLAST

Pro kotevní oblast jsou navrženy kotvy VSL GC po osových vzdálenost 285 mm.

Posouzení kotevní oblasti zahrnuje:

- posouzení namáhání betonu soustředěným tlakem
- posouzení roztržení oblasti štěpných sil
- posouzení roztržení líce prvku

12.1 POSOUZENÍ NAMÁHÁNÍ BETONU SOUSTŘEDĚNÝM TLAKEM

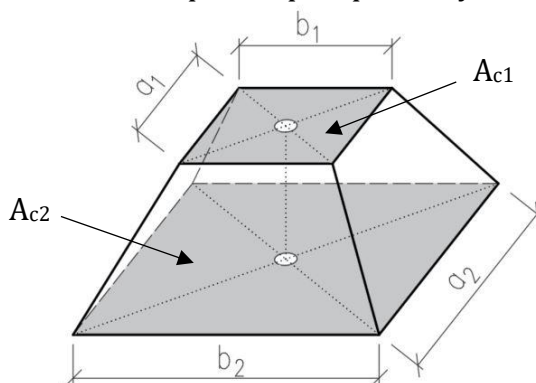
Dovolené namáhání betonu soustředěným tlakem na styku s kotvami je dáno dle vztahu:

$$F_{Rd,v} = A_{c1} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c2}}{A_{c1}}} \leq 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c1}$$

Soustředný tlak nesmí být větší než trojnásobek návrhové pevnosti betonu v tlaku.

A_{c1} ... plocha betonu na které je uložena roznášecí deska kotvy (dosedací plocha)

A_{c2} ... styčná plocha na kterou působí předpínací výztuž dostředným tlakem



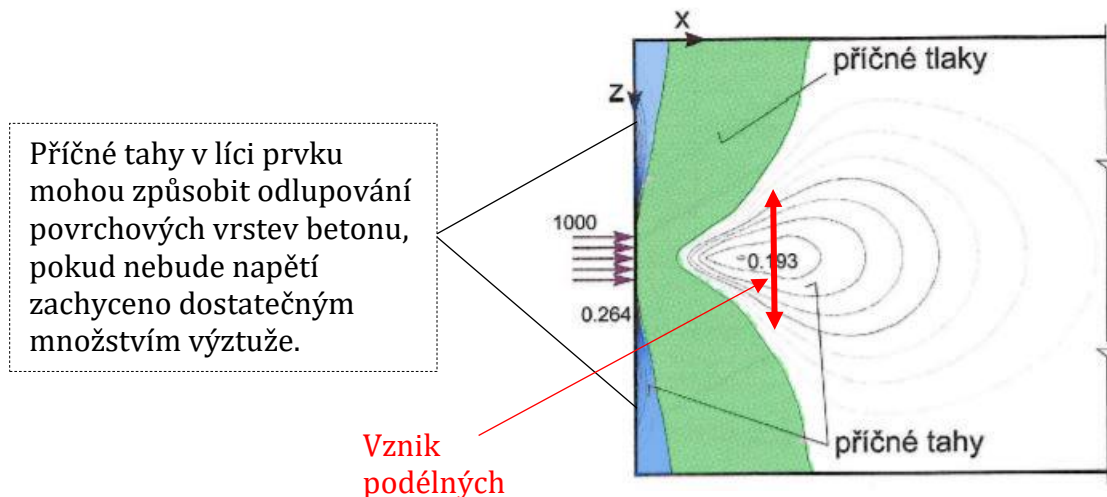
Obrázek 28 – Plochy A_{c1} a A_{c2}

Požadavky na určení plochy A_{c2} :

- těžiště ploch A_{c1} a A_{c2} musí ležet nad sebou
- rozměry plochy A_{c2} mohou být maximálně trojnásobkem rozměrů plochy A_{c1}
- plochy A_{c2} sousedních kotev se mohou překrývat, ale překrývající se části mohou být uvažovány pouze jednou (pokud se plochy překrývají neuvažuje se celá roznášecí plocha, ale pouze její část)
- plochy kabelových kanálků se do ploch neuvažují

Posouzení je provedeno v příloze P3 – Statický výpočet.

V důsledku rozptylu soustředného tlaku vznikají v kotevní oblasti příčná tahová a tlaková napětí. Tahová napětí beton nedokáže přenést, proto musí tahová napětí zachycena příčnou výztuží, aby nedošlo ke vzniku trhlin.



Obrázek 29 – Namáhání oblasti pod kotvou

12.2 POSOUZENÍ ROZTRŽENÍ OBLASTI ŠTĚPNÝCH SIL

Výpočty bylo prokázáno, že příčná napětí můžeme spočítat na tzv. přidruženém hranolu, na který tlaková síla působí centricky. Velikost příčných tahových napětí závisí na poměru výšky kotevní desky a výšky průřezu. Tahová napětí jsou tím větší, čím je tento poměr menší.

Příčná napětí vznikají ve vodorovném a příčném směru, přičemž ve vodorovném směru jsou příčná napětí menší. Ve výpočtu je velikost napětí ve vodorovném směru uvažována zjednodušeně stejná jako velikost napětí v příčném směru (je řešen pouze příčný směr).

Velikost štěpné síly ve svislém směru:

$$T_{bu} = \frac{1}{4} \cdot \frac{b-a}{b} \cdot F_{Ed,max}$$

$F_{Ed,max} = \gamma_P \cdot P_{max}$... maximální předpínací síla (beze ztrát) zvětšená o 20%

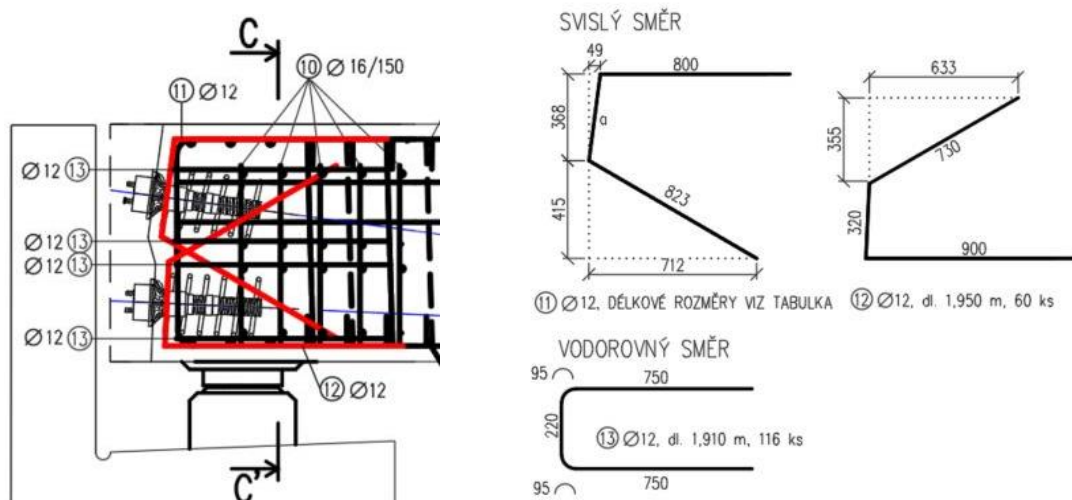
Ze známé štěpné síly a napětí (Hookův zákon) lze určit plocha nutné výztuže pro přenesení štěpných sil. Podrobný výpočet je stanoven v příloze P3– Statický výpočet. Výztuž je navržena v podobě spirál.

12.3 POSOUZENÍ ROZTRŽENÍ LÍCE PRVKU

Velikost štěpné síly v čele:

$$T_{sp} = 0,03 \cdot F_{Ed,max}$$

Postup výpočtu nutné plochy je analogický viz předcházející případ.



Obrázek 30 – Výztuž navržená v čele kotevní oblasti někdy známá pod názvem "pavouk"

Na obrázku 30 je zobrazena úprava čela desky tzv. „sklípek“ z důvodu kolmého osazení šikmých kotev na betonovanou plochu.

12.4 CELKOVÁ OBLAST PRO VŠECHNY KOTVY

Kotevní oblast je nutné vyztužit v celé její délce tzv. vyrovnávací délce l_k , kde se mění trajektorie tlakové čáry. Fotoelasticimetrickým měřením bylo zjištěno, že vyrovnávací délka se rovná přibližně výšce průřezu.

Pro řešení je stanoven sumární přídružený hranol, v němž je navržena výztuž v podobě pěti globálních mříží. Mříže jsou rozmístěny po vzdálenostech 150 mm v od konce přídruženého hranolu na vzdálenosti $0,8 \cdot h'_\Sigma$. Řešení je uvedeno v příloze P3 – Statický výpočet.

13 OMEZENÍ PŘETVOŘENÍ – PRŮHYB

Průhyb je pro zjednodušení stanoven na prutovém prvku šířky 1,00 m. Jsou stanoveny průhyby od krátkodobých a dlouhodobých účinků zatížení, jejichž superpozicí je získán celkový průhyb. Stanovení průhybu je provedeno pro častou kombinaci.

Krátkodobé účinky:

- průhyb od vlastní tíhy
- průhyb od ostatního stálého zatížení
- průhyb od UDL a zatížení říms
- průhyb od TS
- průhyb od předpětí po krátkodobých ztrátách

Dlouhodobé účinky:

- průhyb od smršťování
- průhyb od dotvarování vlivem vlastní tíhy
- průhyb od dotvarování vlivem ostatního stálého zatížení
- průhyb od dotvarování vlivem předpětí

Výpočet průhybu je proveden pomocí křivostí a krátkodobé složky průhybu jsou porovnány s hodnotami průhybu z výpočtového modelu v programu SCIA Engineer, které jsou poté použity pro výpočet dlouhodobých složek. Je možné, že celkový průhyb bude ve výsledku menší než výpočtem stanovený, jelikož ve výpočtovém modelu není zadána betonářská výztuž, která má na celkový průhyb také vliv.

ZÁVĚR

Cílem bakalářské práce bylo navrhnout a posoudit předpjatou deskovou mostní konstrukci o jednom poli. Výpočet účinků zatížení – ohybové momenty a posouvající síly byly spočítány ručním výpočtem metodou spolupůsobící šířky, kdy je skutečné deskové působení převedeno na prutové a zatížení je roznášeno po spodní okraj desky. Zároveň byl vytvořen výpočetní model desky v programu SCIA Engineer, kde je zatížení roznášeno po střednicovou rovinu. Vnitřní síly byly stanoveny pro zatěžovací soustavu gr1a a gr5.

Prvotním předpokladem bylo, že pro posouzení budou rozhodující účinky od soustavy gr1a, jelikož v kombinaci pro soustavu gr5 vystupuje pouze vlastní tíha, ostatní stálé zatížení a zvláštní vozidlo, na rozdíl od soustavy gr1a, kde místo zvláštního vozidla působí zatížení tandem systému, spojitě rovnoměrné zatížení UDL a zatížení chodci/ cyklisty. Tento předpoklad byl potvrzen a soustava gr1a je tak pro posouzení rozhodující.

Další předpoklad se týkal velikosti vnitřních sil stanovených ručním výpočtem na prutovém prvku a velikostí sil odečtených z výpočtového modelu desky. Předpokládalo se, že hodnoty vnitřních sil z ručního výpočtu budou podobné hodnotám z výpočtového programu, ale budou spíše menší, jelikož je zavedena řada zjednodušení jako zanedbání zalomení střednice, zanedbání účinků příčných momentů a kroutících sil. Ve výpočtovém modelu desky jsou odečítány dimenzační veličiny, které jsou superpozicí základních vnitřních sil a kroutících momentů dle algoritmu EC.

Tento předpoklad se taktéž potvrdil, ale pouze pro ohybové momenty. Posouvající síly byly zcela odlišné. Výrazná rozdílnost je způsobena rozdílným podepřením. V ručním výpočtu je prut podepřen jako prostý nosník, což znamená, že okraje desky jsou podepřeny v každém metru její šířky, zatímco ve výpočtovém modelu je deska podepřena na čtyřech bodových podporách, které se více blíží reálnému uložení na čtyřech hrncových ložiscích.

Na základě podobnosti ohybových momentů jsou hodnoty z výpočtového modelu považovány za správné a jsou použity pro návrh předpětí.

Návrh počtu lan je nejprve proveden na prutu šířky jednoho metru. Tento postup se v průběhu výpočtu ukáže jako ne příliš vhodný, jelikož je deska vylehčena náběhy, do kterých není efektivní vkládat předpínací kabely v důsledku proměnné výšky. Proto byly náběhy zanedbány, což vedlo k nesplnění podmínek omezení napětí v betonu a omezení šířky trhlin. Předpětí se roznáší i do náběhů, což vede k relativně značnému snížení přepínací síly v posuzované polovině rozpětí.

Pro další návrh bylo nezbytné přidat více kabelů tak, aby na spodních vláknech vznikla tahová napětí menší, než je pevnost betonu v tahu.

Přidáním většího počtu kabelů byly požadované podmínky splněny. Zvažováno bylo také řešení návrhu menšího počtu kabelů o více lanech – místo původních 7-mi lanných kabelů navrhnout 12-ti lanné kabely z důvodu zmenšení počtu již poměrně značného množství kotev. Toto řešení by však vedlo ke zvětšení potřebného krytí předpínací výztuže (větší rozměry kanálků), zvětšení rozměrů kotev a tím změnou původního trasování kabelů a pravděpodobně i ztrát. Vzepětí zvedaných kabelů by bylo nutné zmenšit, protože při původním trasování by se kotvy větších rozměrů nacházely příliš blízko horního povrchu průřezu. Snahou bylo odchýlit se od původního návrhu co nejméně, proto by bylo nejspíše nejlepším řešením navržení kompaktnějších kotev menších rozměrů, které by mohly kotvit 12-ti lanné kabely při zachování původního trasování. V aktuální nabídce kotevních systémů bohužel nebyl nalezen žádný vhodný typ kotvy, i když ve starších katalozích lze nalézt kotvení typu C, které by bylo pro návrh ideální. Z důvodu žádné aktuální alternativy kompaktního kotvení byla ponechána kotva typu VSL GC a 7-mi lanné kabely.

Při návrhu předpětí u desky s náběhy by bylo vhodnější uvažovat do výpočtu celý průřez desky s jeho skutečným těžištěm a získat relativně přesný nutný počet lan (zahrnující i vliv nepředepnutých náběhů). V případě návrhu předpětí na prutovém prvku je třeba předem uvažovat vliv náběhů a nutný počet lan tomu přizpůsobit. Náběhy desky nedoporučuji v žádném případě zanedbávat.

V rámci této práce byly zhotoveny přehledné a podrobné výkresy i vizualizace. Ohybová a smyková výztuž byla navržena pouze jako konstrukční. Při

návahu ohybové výztuže bylo zohledněno rozdílné namáhání v příčném směru v poli a u podpor. Styky podélné výztuže musí být vystřídány.

Řešení deskové konstrukce pomocí prutového prvku se ukázalo jako relativně přesné s ohledem na poměrně značná zjednodušení, nicméně je nutné mít neustále na paměti, že ve skutečnosti není posuzován pouze vyjmutý prutový prvek šířky jednoho metru, ale celá desková konstrukce.

Bakalářská práce splnila nad rámec mé očekávání, jelikož rozšířila mé základní znalosti předpjatého betonu, zejména při řešení problému nevyhovujícího počtu navržených lan. Tento problém mě přiměl zabývat se tím, kde a proč se stala chyba a také jaké důsledky bude mít nový návrh. Přínosem bylo také vytvoření výpočtového modelu s čímž souviselo poznání základního fungování výpočtového programu.

SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

Literatura

- [1] ZICH, Miloš. *Příklady posouzení betonových prvků dle eurokódů*. Praha: Verlag Dashöfer, 2010, 145 s. ISBN 978-80-86897-38-7.
- [2] NEČAS, Radim, Jan KOLÁČEK a Josef PANÁČEK. *Betonové mosty 1: Zásady navrhování*. Brno, 2014, 240 s. ISBN 978-80-214-4979-4. Vydavatel: Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební.
- [3] PETŘÍČKOVÁ, Monika. *Konstrukce a architektura*. 2012. Brno: VUTIUM roku 2012, 2014, 298 s. ISBN 978-80-214-4422-5.
- [4] KLUSÁČEK, Ladislav, Petr ŠTĚPÁNEK a Josef PANÁČEK. *Betonové konstrukce: předpjatý beton podle ČSN 73 1201*. Praha: Mezinárodní organizace novinářů, 1991. Učební texty vysokých škol. ISBN 80-214-0267-9.
- [5] STUDNIČKA, Jiří a Milan HOLICKÝ. *Ocelové konstrukce 20: Zatížení staveb podle Eurokódu*. Praha: Vydavatelství ČVUT, 2005, 107 s. ISBN 80-01-02751-1.
- [6] NAVRÁTIL, Jaroslav a Miloš ZICH. *Předpjatý beton: Průvodce předmětem BL11*. Brno, 2006.

Normy

- [7] ČSN 736200. *Mosty – terminologie a třídění*. Praha: ÚNMZ, 2011.
- [8] ČSN 73 6201. *Projektování mostních objektů*. Praha: ČNI, 2008.
- [9] ČSN 73 6214. *Navrhování betonových mostních konstrukcí*. Praha: ÚNMZ, 2014.
- [10] ČSN EN 1991–1. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí: Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: ČNI, 2006.
- [11] ČSN EN 1991–2. *Zatížení konstrukcí. Zatížení mostů dopravou.: Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: ČNI a ÚNMZ, 2012.
- [12] ČSN EN 1990. *Zásady navrhování konstrukcí*. Praha: ÚNMZ, 2011. Zahrnuje přílohu A1.
- [13] ČSN 73 6110. *Projektování místních komunikací*. Praha: Český normalizační institut, 2006, 128 s.

Elektronické dokumenty

- [14] LANÍKOVÁ, Ivana. Betonové konstrukce (S) [přednáška 1]. Brno: Fakulta stavební. In: <https://www.fce.vutbr.cz/BZK/lanikova.i/> [online]. [vid. 2.5.2019]. Záznam dostupný z: https://www.fce.vutbr.cz/BZK/lanikova.i/CL001/CL001_prednaska_1.pdf
- [15] ŠIMŮNEK, Petr. Úvod do betonových konstrukcí [přednáška]. Brno: Fakulta stavební. In: <https://www.fce.vutbr.cz/BZK/simunek.p/> [online]. [vid. 2.5.2019]. Záznam dostupný z: <https://www.fce.vutbr.cz/bzk/simunek.p/al01/uvod-do-betonovych-kci.pdf>
- [16] *Asfaltové směsi a vrstvy mostních vozovek – revize ČSN 73 6242* [online]. 21.10.2009 [cit. 2019-05-02]. Dostupné z: <http://www.silnice-zeleznice.cz/clanek/asfaltove-smesi-a-vrstvy-mostnich-vozovek-revize-csn-73-6242/>
- [17] *Mechanická hrncová ložiska* [online]. 2011, s. 12 [cit. 2019-05-03]. Dostupné z: http://www.freyssinet.cz/gallery/loziska_hrncova_tetron_cd.pdf
- [18] FREYSSINET CS A.S. *Mostní závěry Freyssinet* [online]. In: . 09/2015, s. 24 [cit. 2019-05-03]. Dostupné z: http://www.freyssinet.cz/gallery/mostn%C3%ADz%C3%A1v%C4%9Bry_cz_cv_1_09_15.pdf
- [19] ŠTĚPÁNEK, Petr. *Analýza kotevní oblasti* [online]. In: . s. 23 [cit. 2019-05-19]. Dostupné z: <https://www.bzk.fce.vutbr.cz/wp-content/uploads/sites/6/2018/12/CL002-Anal%C3%BDza-kotevni-oblasti.pdf>
- [20] ŠTĚPÁNEK, Petr. *Mezní stavy únosnosti* [online]. In: . s. 37 [cit. 2019-05-19]. Dostupné z: https://www.bzk.fce.vutbr.cz/wpcontent/uploads/sites/6/2018/12/CL002_MSU.pdf
- [21] KOLÁČEK, Jan. Výkresová dokumentace. In: *Informace pro studenty* [online]. [cit. 2019-05-19]. Dostupné z: https://www.fce.vutbr.cz/BZK/kolacek.j/_podklady/BL12_podklad_06.pdf
- [22] SUCHÁNEK, Vladimír a Jiří POKORNÝ, 2012. Betonové mosty II [online]. [cit. 2015-08-25]. Dostupné z: http://vladimirsuchanek.upce.cz/files/Betonove_mosty_2.pdf
- [23] VSL SYSTÉMY. *VSL Post-tensioning solutions* [online]. In: . s. 28 [cit. 2019-05-19]. Dostupné z: <http://www.vsl.cz/brozury/>

[24] LANÍKOVÁ, Ivana. *Předpjatý beton: Přednáčka č. 7* [online]. In: . s. 28 [cit. 2019-05-19]. Dostupné z:

https://www.fce.vutbr.cz/BZK/lanikova.i/CL01/CL01_prednaska_7.pdf

[25] *Předpínací systém Freyssinet: Systém od tvůrce předpjatého betonu* [online]. In: . 2011, s. 36 [cit. 2019-05-19]. Dostupné z:

http://www.freyssinet.cz/gallery/predpinaci_system_freyssinet.pdf

Technické podmínky a vzorové listy

[26] CACH, Tomáš. *TECHNICKÉ PODMÍNKY – TP 179 Navrhování komunikací pro cyklisty* [online]. 2017, 138 s. [cit. 2019-05-02]. Dostupné z:

http://www.pjpk.cz/data/USR_001_2_8_TP/TP_179_2017.pdf. Schváleno Ministerstvem dopravy č. j. 98/2017-120-TN ze dne 17. května s účinností od 1. června 2017.

[27] VOLEK, Jan a Jaroslav DOSTÁL. *Elastický mostní závěr: Technické podmínky* [online]. In: . Praha, 2013, s. 50 [cit. 2019-05-03]. Dostupné z:

http://www.pjpk.cz/data/USR_001_2_8_TP/TP_80.pdf

[28] MIMRA, Marcel a Kamil PEJCHAL. *VL 4 – Mosty: Vzorové listy staveb pozemních komunikací* [online]. 2015 [cit. 2019-05-03]. Dostupné z:

http://www.pjpk.cz/data/USR_001_2_10_VL/VL_4_2015.pdf. Vydalo Ministerstvo dopravy.

Obrázky

[29] FREYSSINET CS a.s. Všesměrně posuvné hrncové ložisko TETRON CD®/ GL. In: *Freyssinet sustainable technology* [online]. [cit. 2019-05-03]. Dostupné z:

http://www.freyssinet.cz/203-hrncova_mostni_loziska_tetron_cd

[30] FREYSSINET CS A.S. Jednosměrně posuvné hrncové ložisko TETRON CD®/ GG. In: *Freyssinet sustainable technology* [online]. [cit. 2019-05-03]. Dostupné z:

http://www.freyssinet.cz/203-hrncova_mostni_loziska_tetron_cd

[31] FREYSSINET CS A.S. Pevné hrncové ložisko TETRON CD® / FX. In: *Freyssinet sustainable technology* [online]. [cit. 2019-05-03]. Dostupné z:

http://www.freyssinet.cz/203-hrncova_mostni_loziska_tetron_cd

[32] NÁROŽNÝ. *Kotva římsy ve vývrtu* [online]. In: . [cit. 2019-05-19]. Dostupné z:

<http://files.narozny.cz/200000383-7d2777eab3/kotva%20%C5%99%C3%ADmsy%20ve%20v%C3%BDvrtu%201ku5.JPG>

[33] *Příkopová tvárnice TBM 11-56* [online]. In: . [cit. 2019-05-19]. Dostupné z:

<https://www.kamena.cz/prikopova-tvarnice-tbm-11-56>

Bakalářské práce

[34] VÍTEK, F. Výpočet předpjatého betonového nosníku. Brno: Vysoké učení technické v Brně, Fakulta strojního inženýrství, 2013. 63s. Vedoucí bakalářské práce doc. Ing. Jiří Malášek, Ph.D..

[35] Petra Strouhalová Návrh mostní desky. Brno, 2014. 59 s., 166 s. příl. Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí práce doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc.

SEZNAM OBRÁZKŮ

Obrázek 1 – Varianta č.1	13
Obrázek 2 – Varianta č. 2	14
Obrázek 3 – Varianta č. 3	14
Obrázek 4 – Zvolená varianta řešení	15
Obrázek 5 – Schéma rozmístění hrncových ložisek.....	20
Obrázek 6 – Pevné hrncové ložisko.....	20
Obrázek 7 – Jednosměrné ložisko	21
Obrázek 8 – Všesměrné ložisko	21
Obrázek 9 – Mostní závěr.....	21
Obrázek 10 – Levá a pravá římsa	23
Obrázek 11 – Předloha k návrhu chodníku.....	23
Obrázek 12 – Návrh chodníku.....	23
Obrázek 13 – Podklad pro návrh cyklistického pásu	24
Obrázek 14 – Návrh cyklistického pásu	24
Obrázek 15 – Původní průřez a průřez s náhradní výškou	28
Obrázek 16 – Půdorys TS (2 vozidla)	30
Obrázek 17 – LM3 – zvláštní vozidlo	30
Obrázek 18 – Podle na výpočtový model v programu	31
Obrázek 19 – Zalomená střednicová plocha.....	31
Obrázek 20 – Skutečná plocha roznášení.	32
Obrázek 21 – Napětí na horních a dolních vláknech vlivem působících složek zatížení	33
Obrázek 22 – Dimenzování na prutovém prvku.	34
Obrázek 23 – Pohledy na trasování kabelů ve výpočtovém modelu.....	34

Obrázek 24 – Roznos předpětí do náběhů.....	37
Obrázek 25 – Snížení předpínací síly v polovině rozpětí [kN]	37
Obrázek 26 – Předpínací síla uprostřed rozpětí po zvětšení počtu kabelů.....	37
Obrázek 27 – Umístění soustavy gr1a.....	39
Obrázek 28 – Plochy A_{c1} a A_{c2}	40
Obrázek 29 – Namáhání oblasti pod kotvou.....	41
Obrázek 30 – Výztuž navržená v čele kotevní oblasti někdy známá pod názvem "pavouk"	42

SEZNAM PŘÍLOH

Přílohy k textové části:

P1. Podklady, varianty a vizualizace

- P1.01 Podklady
- P1.02 Varianta č.1
- P1.03 Varianta č. 2
- P1.04 Varianta č.3
- P1.05 Vizualizace

P2. Přehledné a podrobné výkresy

- P2.01 Situace
- P2.02 Podélný řez A–A'
- P2.03 Příčný řez B–B'
- P2.04 Příčný řez C–C'
- P2.05 Výkres předpínací výztuže
- P2.06 Výkres betonářské výztuže

P3. Statický výpočet