

**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
FAKULTA STAVEBNÍ**

KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ



BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

Návrh přemostění na silnici B7 u obce Calden

Calden underbridge at B7 highway

Vypracoval: Martin Plachta

Vedoucí: doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

V Praze 2024



ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: **Plachta** Jméno: **Martin** Osobní číslo: **502064**
Fakulta/ústav: **Fakulta stavební**
Zadávající katedra/ústav: **Katedra betonových a zděných konstrukcí**
Studijní program: **Stavební inženýrství**
Specializace: **Konstrukce a dopravní stavby**

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce:

Návrh přemostění na silnici B7 u obce Calden

Název bakalářské práce anglicky:

Calden underbrige at B7 highway

Pokyny pro vypracování:

- Rešerše na téma metod výstavby trémových mostů s ohledem na místní okrajové podmínky
- Konstrukční návrh, návrh předpětí vybrané varianty přemostění a ověření základních dimenzí mostu
- Výkresová dokumentace mostu

Seznam doporučené literatury:

- Stráský, J. (2001) Betonové mosty, ŠEL, Knižnice autorizovaného inženýra a technika, TK21, s.103
Navrátil, J. (2004) Předpjeté betonové konstrukce, Akademické nakladatelství CERM, s.160

Jméno a pracoviště vedoucí(ho) bakalářské práce:

doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D. katedra betonových a zděných konstrukcí FSV

Jméno a pracoviště druhé(ho) vedoucí(ho) nebo konzultanta(ky) bakalářské práce:

Datum zadání bakalářské práce: **19.02.2024**

Termín odevzdání bakalářské práce: _____

doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.
podpis vedoucí(ho) práce

doc. Ing. Lukáš Vráblik, Ph.D.
podpis vedoucí(ho) ústavu/katedry

prof. Ing. Jiří Máca, CSc.
podpis otkanařky

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Student bere na vědomí, že je povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací.
Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je třeba uvést v bakalářské práci.

19.2.2024

Datum převzetí zadání

Podpis studenta

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem svou bakalářskou práci vypracoval samostatně pod odborným vedením doc. Ing. Marka Foglara, Ph.D. Dále prohlašuji, že jsem všechny použité zdroje správně a úplně citoval a uvádím je v příloženém seznamu použité literatury.

Nemám závažný důvod proti zpřístupňování této závěrečné práce v souladu se zákonem č. 121/2000 Sb., o právu autorském, o právech souvisejících s právem autorským a o změně některých zákonů (autorský zákon) v platném znění.

V Praze dne: 20.5.2024

.....

Martin Plachta

Poděkování

Rád bych poděkoval vedoucímu své bakalářské práce doc. Ing. Marku Foglarovi, Ph.D. za konzultace, odborné vedení a cenné rady, které mi během vypracování bakalářské práce poskytl.

Abstrakt

Tématem bakalářské práce je návrh alternativního řešení přemostění na silnici B7 u obce Calden v Německu. První část práce je věnována výběru vhodné varianty a jejímu porovnání s dalšími variantami. Vítěznou variantou je extradosed most. Na téma extradosed mostů je následně zpracována rešerše. Práce obsahuje předběžný návrh konstrukce včetně návrhu předpětí. Na konci je předpětí posouzeno a současně jsou ověřeny navržené dimenze pylonu a komorového nosníku.

Součástí práce je rovněž výkresová dokumentace.

Klíčová slova

most, silniční most, trémový most, předpjatý most, extradosed most, betonový most, předpjatý beton, železobeton

Abstract

The aim of this bachelor thesis is alternative design of the Calden underbridge at B7 highway in Germany. The first part of work is devoted to the selection of suitable variant and its comparison with other alternatives. The chosen option is extradosed bridge. Afterwards, research on the topic of extradosed bridges is done. The thesis contains a preliminary design of the structure including the design of prestressing. At the end, the prestressing is assessed, and the proposed pylon and girder dimensions are verified.

The work also includes drawings.

Key words

bridge, road bridge, girder bridge, prestressed bridge, extradosed bridge, concrete bridge, prestressed concrete, reinforced concrete

Obsah

1	Úvod	13
2	Lokalita stavby	14
2.1	Poloha.....	14
2.2	Směrové a výškové vedení	15
2.3	Šířkové uspořádání	15
2.4	Okrajové podmínky	16
3	Varianty	17
3.1	Dvoutrámový most.....	17
3.1.1	Varianta I.....	18
3.1.2	Varianta II.....	18
3.1.3	Varianta III.....	18
3.2	Extradosed most.....	19
3.2.1	Varianta I.....	20
3.2.2	Varianta II.....	20
3.3	Kombinace extradosed a komorového mostu	21
3.3.1	Varianta I.....	21
3.4	Výsledná varianta	21
4	Rešerše	22
4.1	Historie	22
4.2	Charakteristika extradosed mostů	24
4.3	Pylony.....	25
4.4	Příčný řez	28
4.5	Extradosed kabely	30
4.5.1	Napětí v extradosed kabelech	30
4.5.2	Rozmístění extradosed kabelů.....	31
4.5.3	Kotvení kabelů	33
4.6	Výstavba extradosed mostů	35
4.7	Realizované extradosed mosty.....	37
4.7.1	Odawara Blueway Bridge.....	37
4.7.2	Extradosed mosty v Polsku	38
4.7.3	Puch Bridge.....	40
4.7.4	Sunniberg Bridge	41
4.7.5	Most přes Labe u Nymburka	43
5	Materiály	44
5.1	Beton	44
5.2	Předpínací výztuž	47
5.3	Betonářská výztuž	48
5.4	Krycí vrstva výztuže	48
6	Zatížení	49
6.1	Stálá zatížení.....	49
6.1.1	Vlastní tíha	49
6.1.2	Ostatní stálé.....	49
6.1.3	Poklesy podpor	49
6.2	Proměnná zatížení.....	49
6.2.1	Svislé zatížení dopravou.....	49
6.2.2	Brzdné a rozjezdové síly.....	51
6.2.3	Odstředivé síly	52
6.2.4	Zatížení Chodníků	52

6.2.5	Zatížení rovnoměrnou teplotou	52
6.2.6	Zatížení nerovnoměrnou teplotou	53
6.2.7	Montážní zatížení	53
6.3	Sestavy zatížení	54
6.4	Kombinace zatížení.....	54
6.4.1	Mezní stav únosnosti.....	54
6.4.2	Mezní stav použitelnosti.....	55
7	Etapy výstavby.....	56
7.1	Etapa 1	56
7.2	Etapa 2	57
7.3	Etapa 3	57
7.4	Etapa 4	57
7.5	Etapa 5	57
7.6	Etapa 6	58
7.7	Etapa 7	58
7.8	Etapa 8	59
8	Předběžný návrh konstrukce	60
8.1	Příčné řezy.....	60
8.1.1	Příčný sklon.....	60
8.1.2	Spolupůsobící šířka.....	62
8.2	Pylony.....	64
8.3	Průběhy vnitřních sil.....	67
8.3.1	Vlastní tíha.....	67
8.3.2	Ostatní stálé.....	68
8.3.3	Nerovnoměrná teplota (finální stav)	68
8.3.4	Pokles podpor.....	69
8.3.5	Zatížení od dopravy	70
8.4	Návrh extradosed kabelů	71
8.5	Návrh vnitřního předpětí – Varianta 1	75
8.5.1	Předpětí 1	78
8.5.2	Předpětí 2	80
8.5.3	Předběžné posouzení	82
8.6	Návrh vnitřního předpětí – Varianta 2	83
8.6.1	Předpětí 1	83
8.6.2	Předběžné posouzení	85
9	Analýza fází výstavby	87
9.1	Fáze výstavby.....	87
9.1.1	Fáze 1 (t = 0 dní)	87
9.1.2	Fáze 2 (t = 7 dní)	88
9.1.3	Fáze 3 (t = 30 dní)	88
9.1.4	Fáze 4 (t = 60 dní)	88
9.1.5	Fáze 5 (t = 36500 dní)	88
9.2	Vedení předpětí.....	89
9.3	Ztráty předpětí	90
9.3.1	Krátkodobé ztráty	90
9.3.2	Dlouhodobé ztráty.....	91
9.4	Napětí v extradosed kabelech.....	91
9.5	Posouzení MSP – omezení napětí	94
9.5.1	Čas vnesení předpětí (t = 7 dní).....	95
9.5.2	Čas vnesení ostatního stálého zatížení (t = 30 dní)	96
9.5.3	Čas uvedení do provozu (t = 60 dní).....	97

9.5.4	Čas uvedení do provozu ($t = 36500$ dní)	100
9.6	Posouzení MSP – průhyb	102
10	Návrh dalších částí mostu	104
10.1	Ověření dimenzí příčného řezu	104
10.2	Návrh a posouzení pylonu	106
10.3	Návrh kotvení předpínací výztuže	109
11	Závěr	111
12	Seznam použitých zdrojů	112
13	Seznam obrázků	114
14	Seznam tabulek	118
15	Seznam příloh	119

1 Úvod

Tématem bakalářské práce je návrh alternativního řešení přemostění na silnici B7 u obce Calden v Německu. Stavba je součástí nově budovaného obchvatu obce Calden.

První část práce se zabývá volbou vhodného konstrukčního systému. Je snahou vybrat návrh, který bude funkční, ekonomický i estetický. Zvolenou variantou, která nejlépe vyhovuje zvoleným kritériím a kterou se zabývá zbytek práce, je extradosed most. Na tuto část navazuje část řešerše, která hlouběji zkoumá zvolený konstrukční systém. Snahou je pochopit fungování tohoto typu mostů a získané znalosti následně využít při návrhu. Dále jsou popsány některé realizované konstrukce typu extradosed.

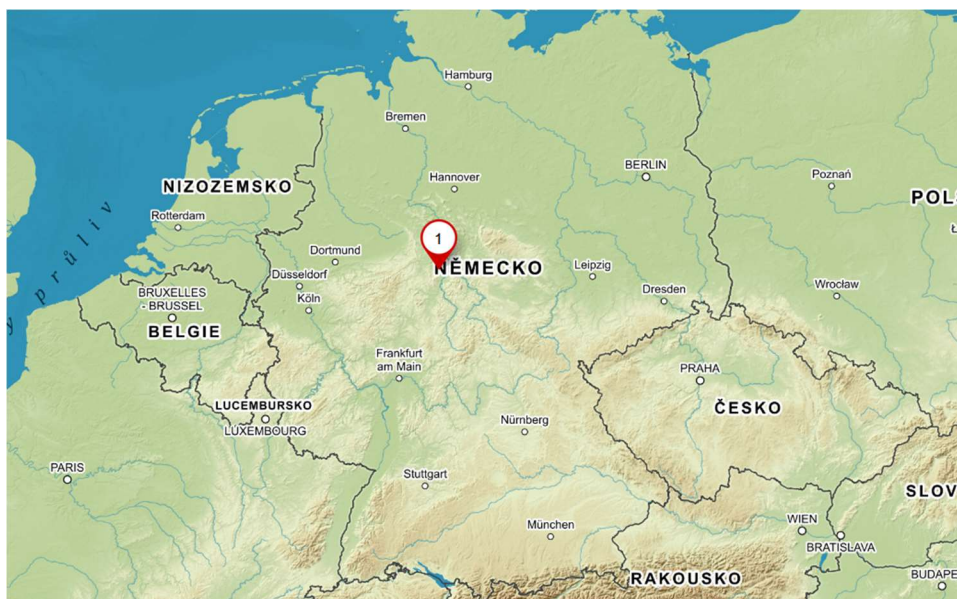
Druhou částí práce je samotný návrh mostu. Nejprve je stanoven a popsán předpokládaný způsob výstavby a navržen příčný řez. Následně je parametricky zkoumána výška pylonu a její vliv na chování konstrukce. Na základě toho je navrženo vnější extradosed předpětí, které je následně doplněno vnitřními průběžnými kabelem. Předpětí je optimalizováno, aby bylo dosaženo co nejlepšího návrhu.

Po optimalizaci předpětí je vytvořen model s vlivem postupu výstavby a dlouhodobého chování betonu na kterém je předpětí posouzeno na mezní stav použitelnosti. Součástí práce je také ověření navržených dimenzí pylonu a komorového průřezu.

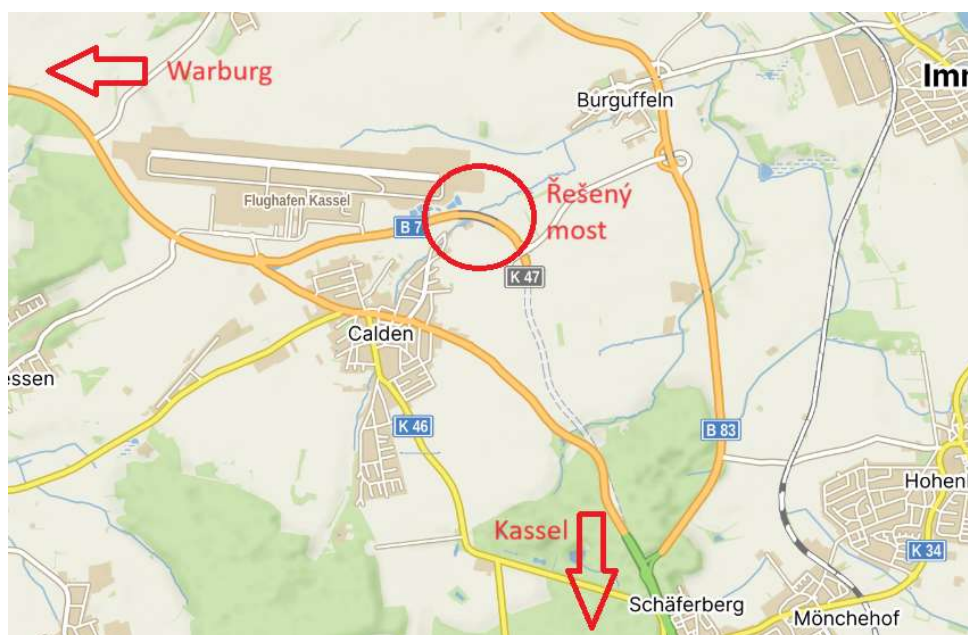
2 Lokalita stavby

2.1 Poloha

Most řešený v této práci se nachází v blízkosti města Kassel, které leží na severu německé spolkové země Hesensko. Most je součástí nově budovaného obchvatu obce Calden, skrze kterou v současnosti prochází silnice B7. Tato silnice spojuje město Kassel s mezinárodním letištěm a dále pak pokračuje na západ do města Warburg.



Obrázek 2-1: Lokalita stavby [1]



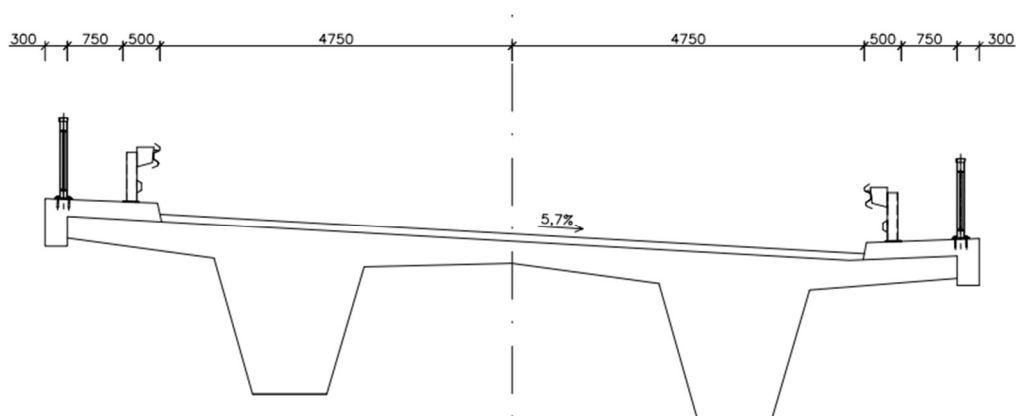
Obrázek 2-2: Okolí mostu [1]

2.2 Směrové a výškové vedení

Most je navržen v konstantním směrovém oblouku o poloměru 595 m. Vzhledem ke konstantnímu poloměru směrového oblouku, je i příčný sklon navržen jako konstantní. Hodnota dostředného příčného sklonu je v celé délce mostu 5,7 %. Z hlediska výškového vedení je most navržen v údolnicovém oblouku o poloměru 18395 m. V rámci bakalářské práce je most navržen o konstantním podélném sklonu 1,97 %.

2.3 Šířkové uspořádání

Uvažována je komunikace s kategorií šířky S/9,5, neboť se svou šířkou nejvíce blíží šířce mostu, který je zde navržen podle německých norem. Součástí navržené komunikace není žádná pěší ani cyklistická trasa, a proto jsou na mostě navrženy pouze nouzové chodníky o šířce 750 mm. Ty jsou zde nutné, neboť délka mostu bude určitě přesahovat 50 m a zároveň bude povolená rychlost na mostě přesahovat 80 km/h. Oba nouzové chodníky budou z jedné strany ohraničeny zábradlím o výšce 1100 mm a z druhé strany svodidlem.



Obrázek 2-3: Předpokládané šířkové uspořádání

2.4 Okrajové podmínky

V této části jsou shrnuty místní podmínky, které ovlivňují návrh mostu. Těmi jsou zejména tvar údolí a překážky, které most bude překračovat.

Terén v okolí je poměrně plochý a most je tedy veden relativně nízko nad terénem. Výška nivelety nad terénem se pohybuje v rozmezí 10-15 m. Zároveň se jedná o stavbu na okraji obce v nepříliš významné lokalitě. Proto je snahou nevytvářet příliš výraznou dominantní stavbu, která by zde působila spíše rušivě.

Překážky, které se v údolí nachází, také výrazně promlouvají do návrhu mostu. Na západním konci prochází pod mostem místní komunikace spojující obce Calden a Burguffeln. Na východním konci se nachází polní cesta, která je součástí místní sítě cyklotras. Nicméně vzhledem k charakteru této komunikace, lze předpokládat, že by neměl být problém tuto komunikaci přeložit a zkrátit tak délku mostu. Další překážkou nacházející se v trase mostu je vodoteč Calde, vzhledem k velikosti toku se však nejedná o významnou překážku.

Hlavní překážkou v trase mostu je čistička odpadních vod. Ta je limitující zaprvé pro umístění pilířů, neboť se nachází jak v blízkosti přilehlé vodoteče, tak i v blízkosti přilehlé místní komunikace. Proto zde nevzniká příliš mnoho prostoru pro umístění pilířů tak, aby nezasahovaly do areálu ČOV. Druhým problémem jsou technologické budovy v areálu ČOV. Ty omezují návrh zejména z hlediska stavební výšky. Při návrhu příliš velké stavební výšky by docházelo ke kolizi nosné konstrukce mostu a střech těchto dvou budov. Návrh s velkou stavební výškou by však v tomto případě byl stejně nežádoucí. Vzhledem k malé výšce mostu nad terénem by takový návrh nepůsobil esteticky, a proto je snahou držet stavební výšku co nejnižší. Jako limit, který nelze překročit kvůli kolizi s budovami ČOV, je stavební výška 2500 mm.

3 Varianty

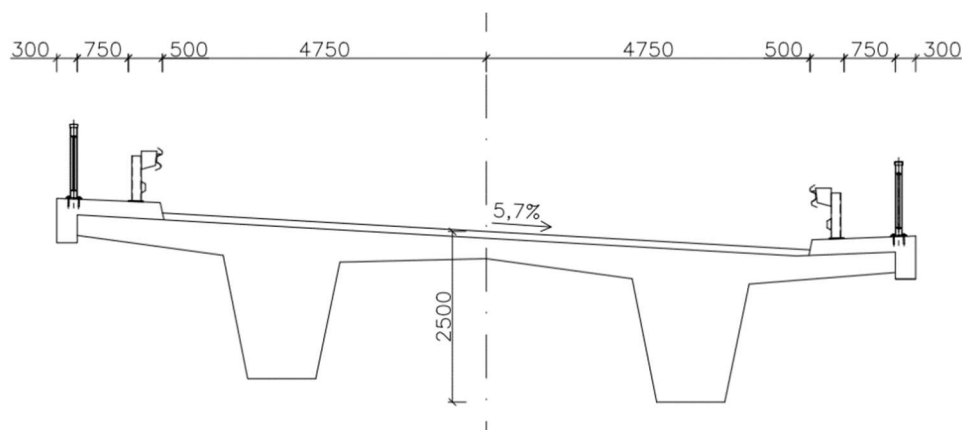
V následující kapitole jsou vybrány nejvhodnější konstrukční systémy, které by v dané lokalitě bylo možné využít tak, aby fungovaly jak staticky, tak esteticky.

Na začátku návrhu je vyloučen obloukový a zavěšený most. Obloukový most není vhodný, neboť se hodí spíše pro hluboká údolí. Druhým problémem by bylo, že celý most se nachází ve směrovém oblouku, což není pro tento typ mostů vhodné. V případě zavěšeného mostu se jedná o podobný problém. Jsou vhodné také zejména pro mosty v přímé. Zároveň vyžadují výstavbu vysokého pylonu, který následně z mostu vytváří výraznou stavbu, což v tomto případě není cílem. Dále je taky vyloučen most integrovaný. Vzhledem k délce mostu a výšce nad terénem není možné toto řešení využít.

Další možností je využít předepnuté trémové mosty. Tento konstrukční systém je pro tento typ údolí velmi vhodný. Trémové mosty umožňují půdorysné zakřivení a při vhodném návrhu předpětí je možné udržet konstrukční výšku dostatečně nízkou. Pro další návrhy je tedy zvolen tento konstrukční systémem.

3.1 Dvoutrémový most

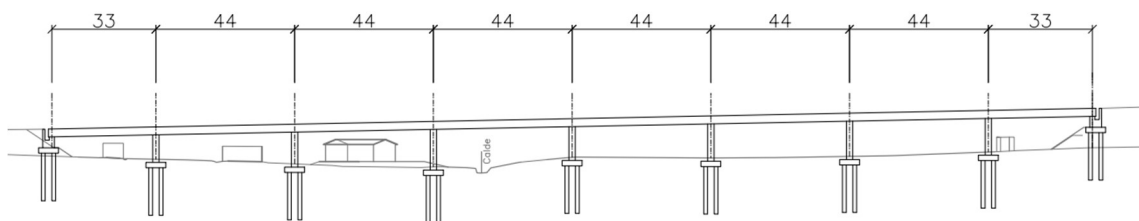
V této variantě je vytvořen dvoutrémový průřez s konstantním výškou. Vzhledem k omezené konstrukční výšce se jako ideální jeví rozpětí okolo 40-45 m. Toto rozpětí zároveň vyhovuje složitým půdorysným poměrům v okolí ČOV z hlediska umístění pilířů. Vzhledem k velikosti areálu ČOV se však nelze vyhnout jednomu pilíři umístěnému v jejím areálu.



Obrázek 3-1: Dvoutrémový most – příčný řez

3.1.1 Varianta I

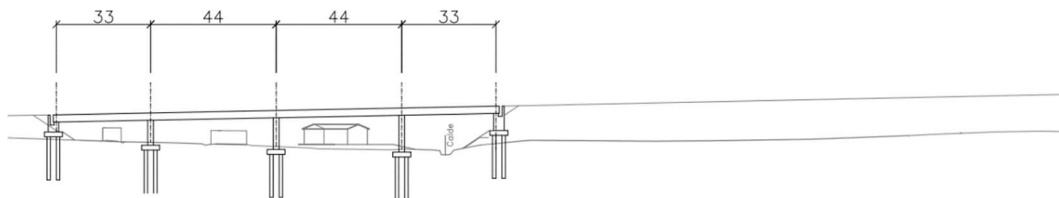
Tato varianta překlenuje údolí v celé délce 330 m. Most má 8 polí o rozpětích 33 – 6x44 – 33 m. Výhodou této varianty je, že nedochází k žádnému omezení komunikací pod mostem. Nevýhodou však je velikost stavby, tedy i výsledná cena.



Obrázek 3-2: Dvoutrámový most – podélný řez I

3.1.2 Varianta II

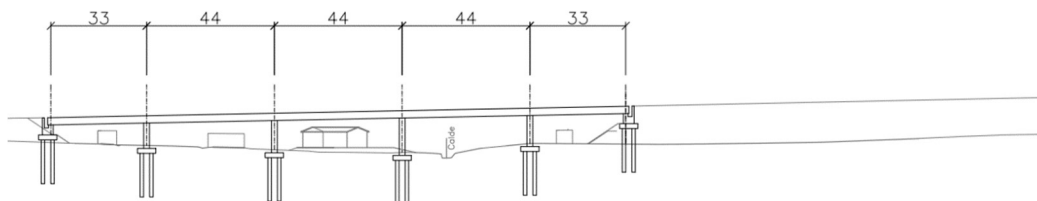
V další variantě je snahou zaměřit se na co největší ekonomičnost návrhu. Navržený most má pouze 4 pole o rozpětích 33 – 6x44 – 33 m. Zbývající část údolí bude překonána pomocí náspu namísto mostu. Problémem tohoto návrhu je zrušení polní cesty, a tedy i cyklotrasy na východním konci mostu.



Obrázek 3-3: Dvoutrámový most – podélný řez II

3.1.3 Varianta III

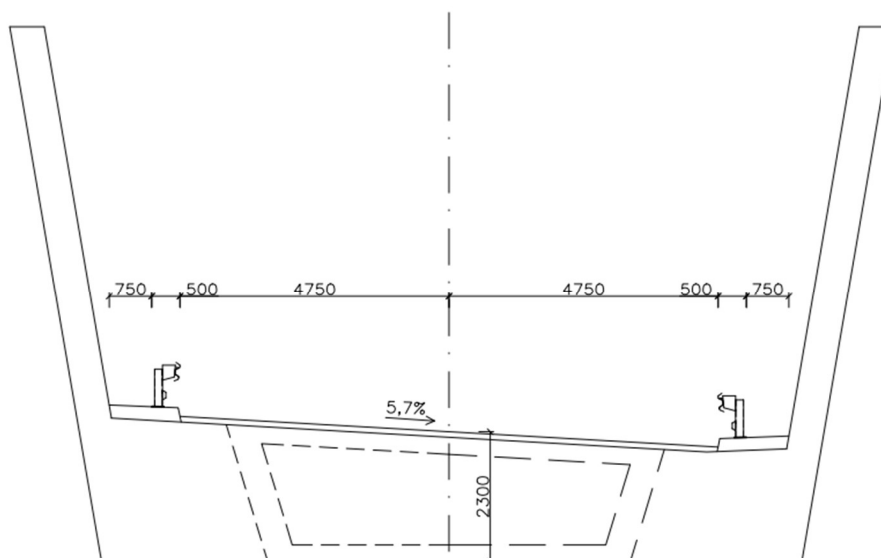
Ve třetí variantě je zvolena kombinace předchozích dvou. Přidáním pátého pole je dosaženo zachování prostoru pro polní cestu s cyklotrasou, která bude muset být sice přeložena, ale vzhledem k důležitosti komunikace se nejedná o takový problém. Zároveň se však jedná o ekonomický návrh.



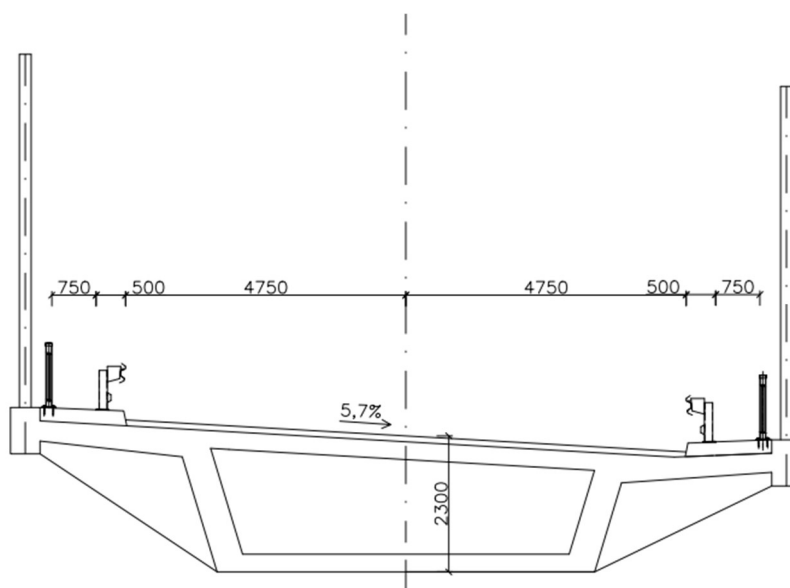
Obrázek 3-4: Dvoutrámový most – podélný řez III

3.2 Extradosed most

Extradosed most je zvolen, protože na rozdíl od zavěšeného mostu umožňuje použití nižších pylonů, které jsou pro tento typ údolí vhodnější. Tato varianta také umožňuje dosáhnout přibližně dvojnásobného rozpětí než u dvoutrámového mostu při zachování stejné konstrukční výšky. Důsledkem toho je možné eliminovat pilíř zasahující do areálu ČOV, díky čemuž konstrukce působí lépe. Průřez mostu je zde navržen jako komorový, protože se jedná o typický průřez pro extradosed mosty a zároveň se jedná o uzavřený průřez, což je vhodné z hlediska kroucení.



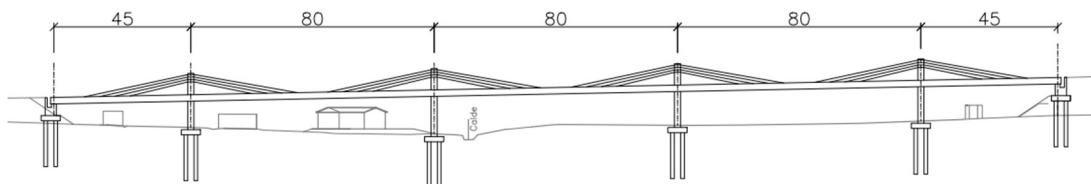
Obrázek 3-5: Extradosed most – příčný řez nad podporou



Obrázek 3-6: Extradosed most – příčný řez v poli

3.2.1 Varianta I

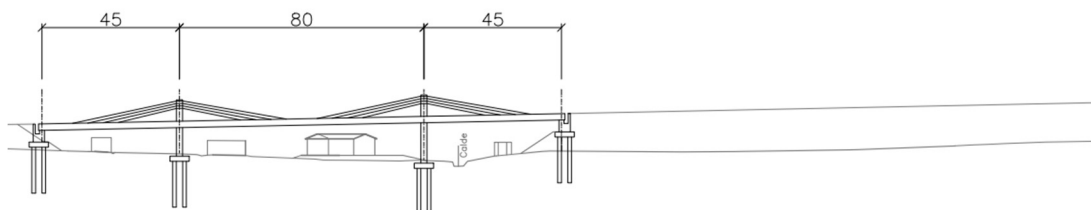
Toto řešení přechází celou délku údolí podobně jako varianta I u dvoutrámového mostu a přináší s sebou tedy stejné výhody i nevýhody. Tedy minimální zásah do oblasti pod mostem a zachování všech komunikací, ale za cenu vyšších stavebních nákladů. Jedná se o pětipolový most s rozpětími 45 – 3x80 – 45 m.



Obrázek 3-7: Extradosed most – podélný řez I

3.2.2 Varianta II

Ve druhé variantě je opět snahou snížit náklady na minimum. Most je navržen jako třípolový s rozpětími 45 – 80 – 45 m. Toto řešení umožňuje za použití pouze dvou pilířů překonat všechny překážky v údolí, včetně zachování polní cesty s cyklotrasou. Tato cesta však musí být přeložena, neboť zbytek údolí je opět překonán pomocí náspu.

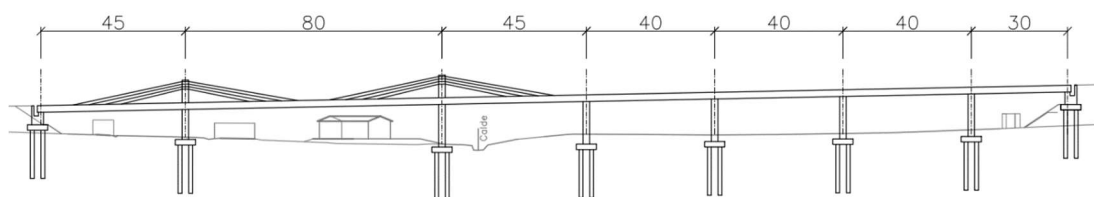


Obrázek 3-8: Extradosed most – podélný řez II

3.3 Kombinace extradosed a komorového mostu

3.3.1 Varianta I

Poslední navrženou variantou je kombinace extradosed mostu s předpjatým komorovým mostem. Most opět přechází celé údolí a není tak nutno vytvářet bariéru v podobě náspu. První tři pole nad ČOV jsou navržena jako extradosed, díky čemuž není nutné budovat pilíř v areálu ČOV. Zbývající pole už lze postavit s kratším rozpětím, a proto zde stačí komorový průřez bez extradosed kabelů. Tento most má tedy 7 polí o rozpětích 45 – 80 – 45 – 40 – 40 – 40 – 30m.



Obrázek 3-9: Kombinace variant – podélný řez

3.4 Výsledná varianta

Za výslednou variantu je zvolena varianta II extradosed mostu. Tato varianta je zvolena, protože významně redukuje délku mostu, a tedy i náklady na něj. Zároveň umožňuje zachování všech stávajících komunikací vedených pod mostem, byť za cenu přeložení některých z nich. Díky volbě extradosed varianty je eliminován pilíř zasahující do areálu ČOV a zároveň je dodržena požadovaná stavební výška. Při použití standardního trámového mostu by nebylo možné na takové rozpětí dosáhnout omezené stavební výšky. Další výhodou této varianty je komorový průřez, který podstatně lépe odolává kroucení na rozdíl od dvoutrámu. Jelikož se most nachází ve směrovém oblouku, tak je průřez odolný proti kroucení vhodná volba. Most je také zajímavý z estetického hlediska, ale zároveň díky nízkým pylonům zapadne do okolní ploché krajiny.

V následné rešerši je tedy blíže zkoumána extradosed varianta trámových mostů.

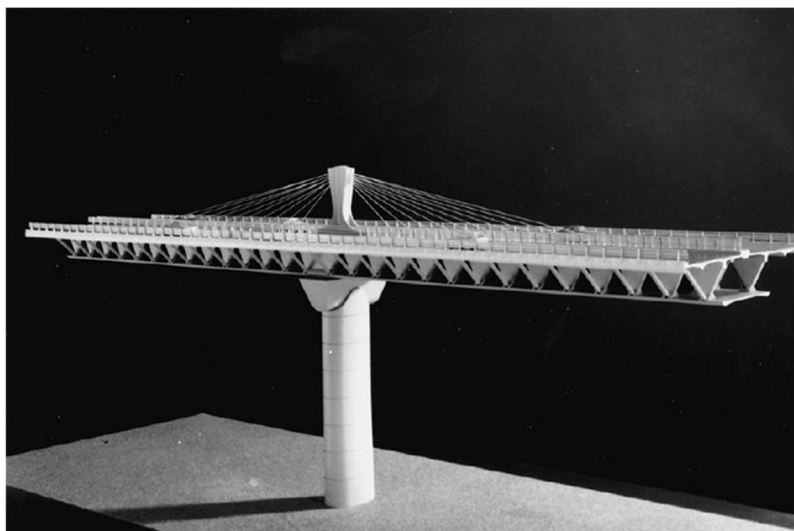
4 Rešerše

4.1 Historie

Extradosed mosty jsou relativně nový typ mostu, který tvoří přechod mezi předepjatými trémovými mosty a mosty zavěšenými. Trémové mosty jsou obvykle efektivní do rozpětí okolo 100 m, poté už začíná být jejich stavební výška příliš vysoká, což není estetické, ani cenově výhodné. Naopak zavěšené mosty začínají být efektivní až od rozpětí okolo 250 m. Vznik extradosed mostu tedy umožnil efektivněji stavět mosty s rozpětím 100-250 m [3].

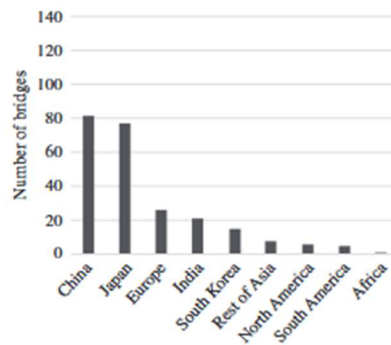
Vzhledem k faktu, že nepanuje obecná shoda na tom, co vše lze ještě považovat za extradosed most, nelze stoprocentně říct, kdy a kde tento typ mostů vznikl.

Francouzský inženýr Jacques Mathivat je nejčastěji uváděn jako autor extradosed mostů. Právě termín „extradosed“ pochází z jeho článku z roku 1988 [2], kde přišel s konceptem, kdy jsou předpínací kabely vyvedeny nad konstrukci mostovky a kotveny na nízké pylony. Tento koncept využil při návrhu mostu Arrêt-Darré, který ale nakonec nebyl postaven.



Obrázek 4-1: most Arrêt-Darré [7]

Za první postavený extradosed most je pak považován Odawara Bridge, postavený v roce 1994 v Japonsku. Právě Japonsko se stalo zemí, kde začaly extradosed mosty vznikat v 90. letech minulého století ve větším počtu, a z 13 postavených v 90. letech jich 9 vzniklo právě v Japonsku [4]. Okolo roku 2000 se použití extradosed mostů rozšířilo i do Evropy, Číny a dalších oblastí. Jak je patrné z obrázku 4-1, tak v současné době se s nejvíce extradosed mosty lze setkat v Japonsku a Číně. Právě v Číně, ale například také v Indii, se v posledních letech staví nejvíce mostů tohoto typu [3].



Obrázek 4-2: Počet extradosed mostů v jednotlivých zemích (k roku 2018) [3]

Druhou osobou, považovanou za autora extradosed mostů je Christian Menn, který je autorem mostu Ganter Bridge, jenž byl postaven v roce 1980 ve Švýcarsku. Tento most je však častěji, než do kategorie extradosed mostů, zařazován do kategorie „Fin Bridge“ nebo „Cable Panel Bridge“. [3][4] Tyto typy mostů jsou specifické tím, že předpínací kabely jsou sice vytaženy nad úroveň mostovky, ale jsou chráněny betonovými stěnami. Tyto betonové stěny však zvyšují cenu konstrukce, dále zvyšují vlastní tíhu konstrukce a znemožňují výměnu kabelů v průběhu životnosti mostu. Po Ganter Bridge bylo postaveno několik mostů stejného typu, například Barton Creek v USA nebo Papagayo Bridge v Mexiku. Vzhledem k výše zmíněným nevýhodám se však tento typ mostu příliš neuchytil a v drtivé většině případů je využíván způsob vedení kabelů mimo betonovou konstrukci navržený Mathivatem [6].



Obrázek 4-3: Ganter Bridge [7]

4.2 Charakteristika extradosed mostů

Jak je již zmíněno výše, tak extradosed mosty kombinují vlastnosti předpjatých trémových mostů, kde hlavní nosnou funkci plní ohybová tuhost trámů v kombinaci s předpínací silou vnášenou pomocí předpínacích kabelů, a zavěšených mostů, kde většinu zatížení přenáší závěsy. Níže jsou uvedeny základní charakteristiky extradosed mostů dle [3], které jsou podrobněji rozebrány v dalších kapitolách této práce.

Prvním rozdílem oproti zavěšeným mostům je výška pylonů. Ty jsou zhruba poloviční oproti pylonům využívaných u zavěšených mostů. V důsledku toho klesají náklady na stavbu pylonu a most lze také lépe zasadit do okolního prostředí, vzhledem k jeho menší výšce. Často je také využito monolitického spojení pylonu se zbytkem nosné konstrukce, což umožňuje návrh štíhlejšího pylonu a zvyšuje tuhost konstrukce. Pokud má most dostatečně vysoké a štíhlé pilíře, pak lze extradosed mosty navrhnout i jako integrované, kdy dochází k monolitickému spojení pylonu, trémové nosné konstrukce i spodní stavby. Dilatace v podélném směru pak probíhá díky vodorovným deformacím ve sloupech.

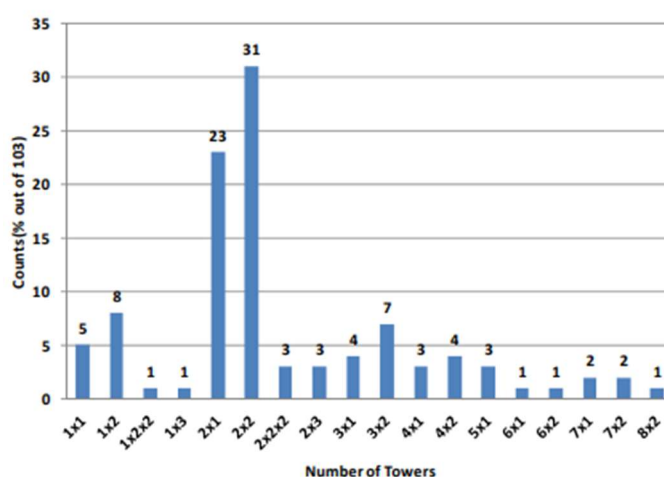
Dalším rozdílem, který je úzce spojen s výškou pylonů, je úhel, který svírají kabely s trémou. Tento úhel je menší než u zavěšených mostů, a proto kabely nepůsobí jako závěsy, ale do konstrukce vnášejí spíše vodorovné síly a působí tak jako předpínací kabely. Tyto kabely pak nesou zejména vlastní tíhu mostu a větší část užitečného zatížení je přenášena ohybovou tuhostí trému. Toto má za důsledek výrazné snížení rozkmitu napětí v kabelech oproti zavěšeným mostům, díky čemuž je možné tyto kabely navrhovat na větší zatížení. Další výhodou je fakt, že nedochází k nerovnoměrnému namáhání pylonů od proměnných zatížení a není tak nutné vršky pylonů kotvit proti nadměrným deformacím. Extradosed mosty jsou tak vhodné pro mosty o více polích.

Způsob působení kabelů má samozřejmě vliv i na návrh samotné trémové nosné konstrukce. Opět se zde pohybujeme někde mezi trémovým a zavěšeným mostem. Konstrukce musí být podstatně tužší než u zavěšeného mostu, neboť musí být schopna přenášet užitečná zatížení působící na most. Nemusí však být tak tuhá jako u trémového mostu, neboť extradosed kabely částečně odlehčují most ve svislém směru, ale zejména umožňují efektivnější vnesení předpětí do mostu, než je tomu u obyčejných trémových mostů.

4.3 Pylony

Pylony umožňují vedení kabelů mimo nosnou konstrukci a jejich návrh zásadně ovlivňuje výsledné statické působení mostu, proto je třeba jejich návrhu věnovat dostatečnou pozornost. U extradosed mostů jsou pylony monoliticky spojeny se zbytkem nosné konstrukce. To je jeden ze zásadních rozdílů oproti zavěšeným mostům, kde je obvykle mostovka podporována pouze závěsy a veškeré zatížení do spodní stavby je tedy přenášeno skrze kabely a pylony. U extradosed mostů se díky tuhému spojení pylonů a trámů nad podporou část zatížení přenáší skrze kabely a pylony a zbytek zatížení jsou schopny přenést trámy přímo do podpor.

Z hlediska rozmístění pylonů v příčném řezu máme dvě základní možnosti. Tou první je pouze jeden centrální pylon, tou druhou je pak dvojice pylonů, kdy se každý nachází na jednom okraji nosné konstrukce. Každá z možností má své výhody a nevýhody. V případě pouze jednoho centrálního pylonu je nutné použít torzně tuhý příčný řez mostu, sníží se tím však spotřeba kabelů a dosáhneme vizuálně čistšího návrhu. Tento způsob nelze použít pro směrově nerozdělené komunikace. Při návrhu dvou pylonů po okrajích pak není nutné používat příčný řez odolný proti kroucení a u mostů ve směrovém oblouku o malém poloměru lze v případě nutnosti spojit pylony příčnicí a vytvořit tak rám pro zvýšení tuhosti. Vzhledem k výrazně menším rozměrům, a tedy i menší ceně pylonů oproti zavěšeným mostům, nehraje jejich cena takovou roli a nelze obecně říci, které z těchto dvou řešení je vhodnější [3]. To dokládá i následující graf, na kterém je vidět, že obě řešení jsou využívána v podobné míře.



Obrázek 4-4: Počet mostů dle rozmístění pylonů [4]

Pylony mohou být buď svislé, nebo pokud se nachází na krajích, tak bývají často vykloněny směrem ven. Toto vyklonění zvyšuje bezpečnost z hlediska nárazu vozidel do nosných lan či pylonů a zlepšuje estetičnost návrhu.

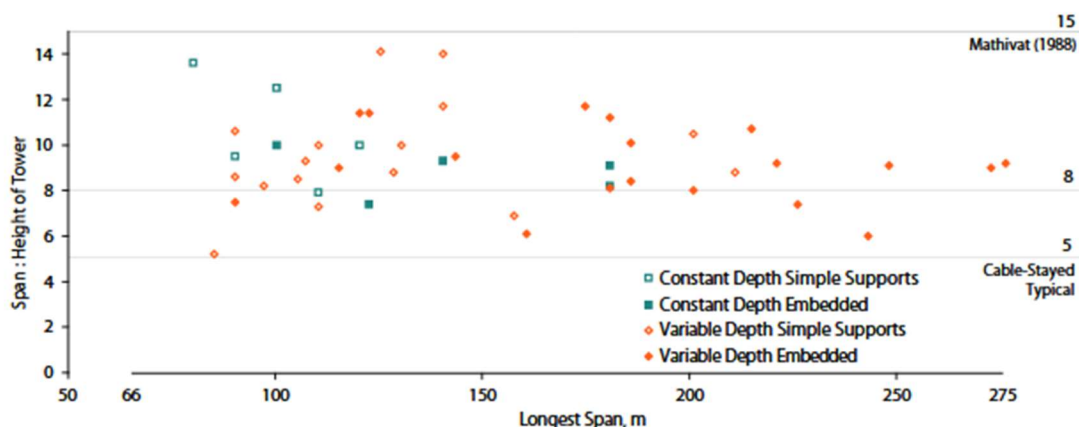
Často je tomu také přizpůsobena spodní stavba, kdy tvar pylonu plynule navazuje na tvar pilíře. Pokud je most ve směrovém oblouku, pak je toto řešení nutnost. V případě svislých pylonů by totiž kabely zasahovaly do průjezdného či průchozího prostoru.



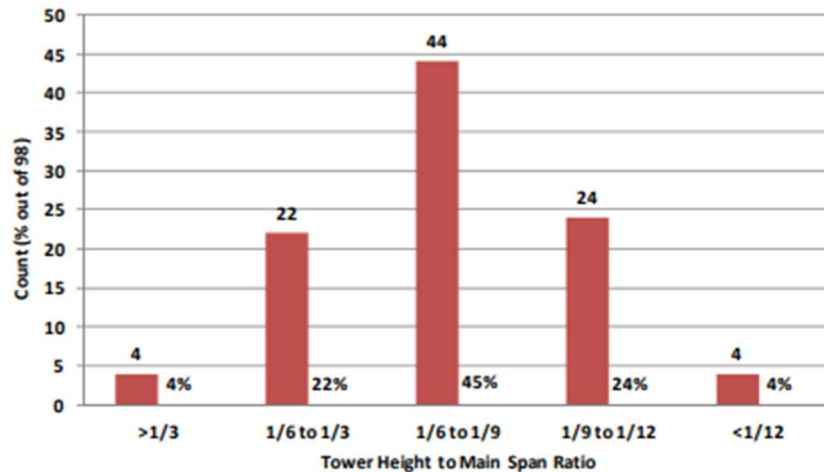
Obrázek 4-5: Příklad pylonů na mostu Kwidzyn v Polsku [9]

Jelikož jsou pylony namáhány zejména tlakem, jsou zpravidla betonové. Existují však i mosty s ocelovými nebo ocelobetonovými pylony, ale jejich použití není příliš časté. Výhodou ocelových pylonů je jejich malá vlastní tíha, a tedy možnost prefabrikace a následného osazení na místě [3].

Důležitými parametry pro samotný návrh mostu jsou rozměry pylonu. Zejména pak výška pylonu, která ovlivňuje sklon kabelů. Doporučený poměr výšky pylonu ku rozpětí mostu se velmi liší, dle zvolené literatury. Mathivat ve svém článku z roku 1988 [2] uvádí hodnotu $L/15$. Tato hodnota se však neukázala být příliš vhodná a jen velmi málo postavených mostů se okolo ní pohybuje. Komiya v roce 1999 přišel s hodnotou $L/8-L/12$ [5].



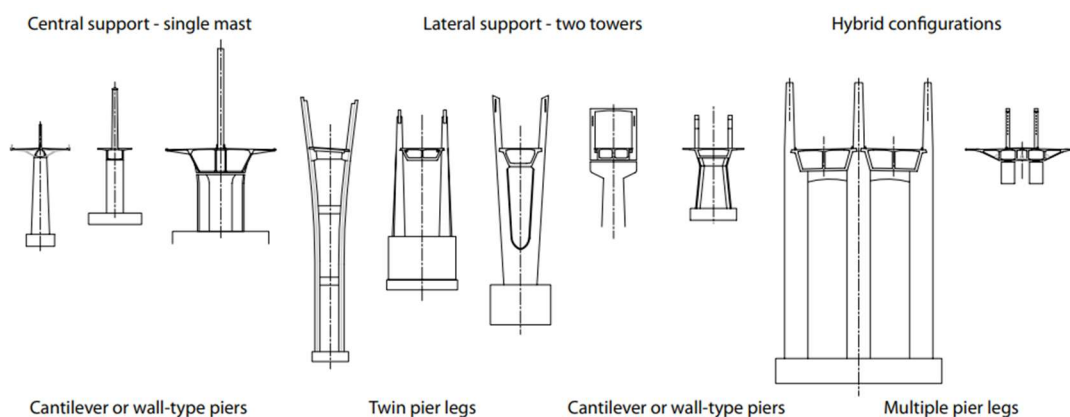
Obrázek 4-6: Poměr rozpětí mostu/výška pylonu v závislosti na rozpětí [5]



Obrázek 4-7: Poměr výška pylonu/rozpětí mostu [4]

Jak lze vidět v předchozích grafech, které oba vznikly analýzou již postavených či navržených mostů, tak rozmezí hodnot $L/8$ - $L/12$ lze považovat za optimální poměr výšky pylonu ku rozpětí mostu.

Co se týče samotného průřezu pylonu, tak ten je ovlivněn zejména způsobem vedení extradosed kabelů a jejich kotvením do pylonu. Rozměry pylonu musí umožnit kotvení kabelů, či jejich převedení přes pylon pomocí sedel, kde musí být dodržen minimální poloměr kabelu. Zároveň také musí být pylony schopny odolat namáhání od extradosed kabelů. Zejména pokud je most půdorysně zakřiven, tak na pylony mohou působit velké příčné síly, se kterými je třeba počítat. Důležité je také myslet na možnou výměnu extradosed kabelů a navrhnout pylon tak, aby byly kabely v průběhu životnosti mostu co nejnáze vyměnit [3].

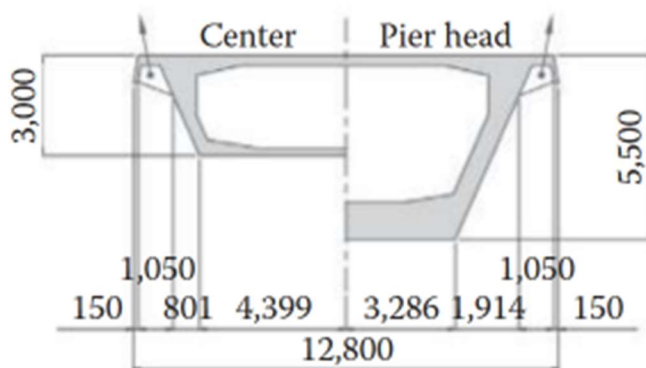


Obrázek 4-8: Možné tvary pylonů [5]

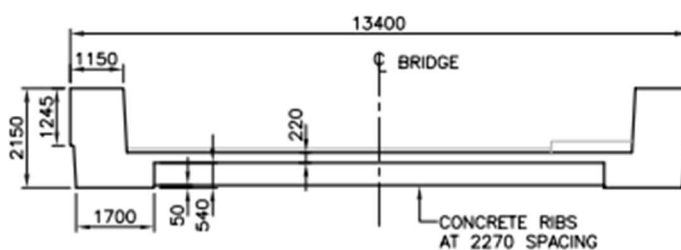
4.4 Příčný řez

Nejčastěji používaným materiálem pro stavbu extradosed mostů je beton, ze kterého je dle [4] zhotoveno 89 % extradosed mostů. Zbývající mosty jsou zhotoveny z oceli, případně z kombinace obou materiálů. Já se ve své práci budu věnovat návrhu betonového mostu, a proto se v této rešerši budu zabývat variantami využívajícími pouze beton.

Možné tvary příčného řezu lze v zásadě rozdělit na dvě skupiny. Tou první jsou torzně netuhé průřezy, tedy desky nebo případně desky s trámy. Tyto průřezy lze využít, pokud jsou navrženy dvě řady kabelů, které brání kroucení. Pokud máme navržen pouze jeden centrální pylon, a tedy jen jednu řadu kabelů, pak je nutné zvolit komorový průřez, který dobře odolává kroucení. Komorové průřezy jsou však často využívány i pro mosty se dvěma řadami kabelů a celkově se jedná o nejvíce využívaný průřez [5]. Dalším faktorem ovlivňujícím návrh příčného řezu je také kotvení kabelů.



Obrázek 4-9: Komorový průřez – Tsukuhara Bridge [10]

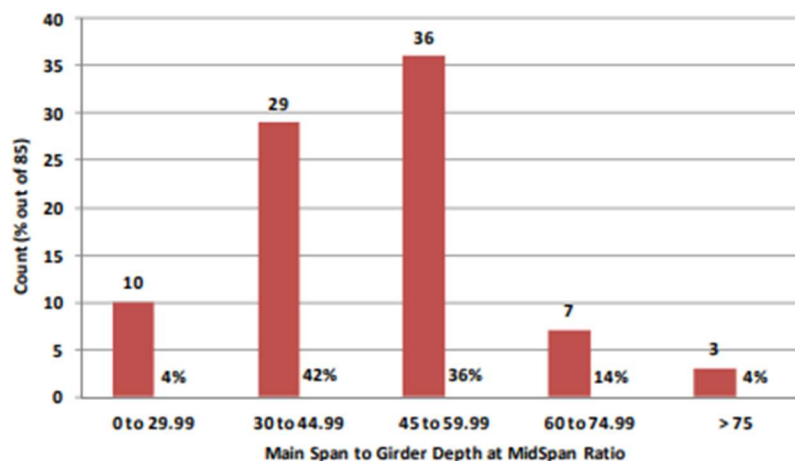


Obrázek 4-10: Deska s příčnými trámy – Saint-Rémy-de-Maurienne Bridge [5]

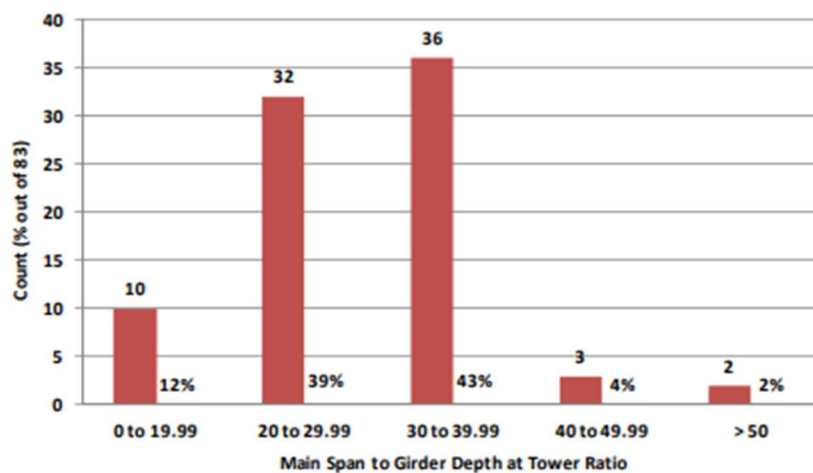
Důležitým parametrem při návrhu příčného řezu je poměr výšky ku délce rozpětí. Stejně jako v případě výšky pylonu, i zde se jednotlivé zdroje poměrně rozcházejí. Hodnoty jsou samozřejmě jiné pro trámy s konstantní výškou a pro trámy s náběhy, obě tyto varianty jsou pro extradosed mosty použitelné.

Mathivat ve svém článku [2] uvádí doporučený poměr výšky ku délce 1/30-1/35 pro průřezy s konstantní výškou. Studie mostů postavených do roku 2016 v Polsku, pak u mostů s konstantní výškou průřezu ukazuje rozpětí hodnot 1/25-1/35 [11].

U mostů s náběhy jsou doporučené hodnoty pro průřez v poli 1/45-1/55 a pro průřez nad podporou 1/30-1/35. Následující dva grafy ukazují, jaké rozměry trámů byly použity, u již realizovaných či navržených mostů.



Obrázek 4-11: Poměr rozpětí mostu/výška trámu v poli [3]



Obrázek 4-12: Poměr rozpětí mostu/výška trámu nad podporou [3]

Výška trámu je také propojena s návrhem pylonu a kabelů. Čím nižší a tedy i méně ohybově tuhý trám navrhne, tím více zatížení poté musí přenést kabely a pylony. V důsledku návrhu málo ohybově tuhého trámu lze tedy očekávat nutnost vyšších pylonů a silnějších kabelů [3].

4.5 Extradosed kabely

4.5.1 Napětí v extradosed kabelech

Hlavním rozdílem mezi extradosed kabely a závěsy používanými u zavěšených mostů, je jejich úhel, který svírají s mostovkou. Tento úhel ovlivňuje poměr vertikálních a horizontálních sil, kterými kabel působí na nosnou konstrukci. Protože se extradosed kabely nachází v oblasti mezi klasickými předpínacími kabely a závěsy, je těžké určit hranici, co lze ještě za extradosed kabel považovat a co už ne. Toto rozdělení je důležité, protože pomocí něho lze určit maximální povolené napětí v kabelech. U předpínací výztuže obvykle uvažujeme maximální napětí $0,6 f_{pk}$, zatímco u zavěšených mostů je povoleno maximální napětí v závěsech $0,45 f_{pk}$. Tento rozdíl je způsoben rozdílným namáháním kabelů, kdy u zavěšených mostů dochází v důsledku působení proměnného zatížení k většímu rozkmitu napětí v závěsech, a proto musí být kvůli nižší únavové pevnosti napětí v kabelech více omezeno.

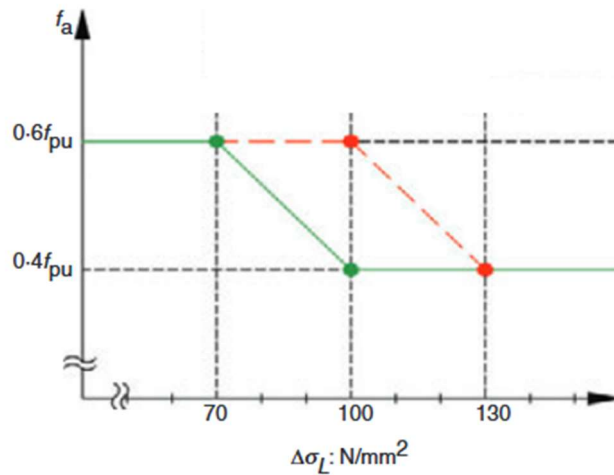
Mathivat původně hodnotu maximálního napětí omezil na $0,6 f_{pk}$, čehož bylo využito při stavbě prvních extradosed mostů. Se stavbou štíhlejších mostů případně mostů s většími rozpětími se však ukázalo, že hodnoty rozkmitu napětí mohou v těchto případech dosahovat vyšších hodnot a použití hodnoty $0,6 f_{pk}$ by mohlo být nebezpečné [6].

Ogawa a Kasuga představili v roce 1998 svou definici extradosed mostu, která využívá indexu β . Ten je definován takto a vyjadřuje také poměr tuhosti kabelů vůči tuhosti nosníku [5].

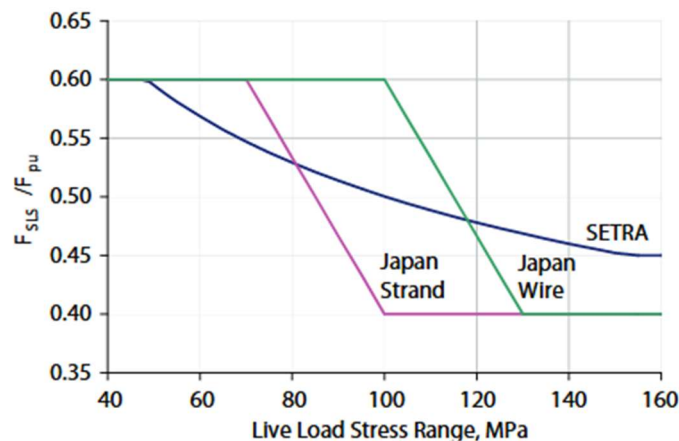
$$\beta = \frac{\text{proměnné zatížení přenášené kabely}}{\text{celkové proměnné zatížení}} \quad (4.1)$$

Za mezní hodnotu pro extradosed mosty bylo zvoleno $\beta = 0,3$. Tato hodnota by měla odpovídat rozkmitu napětí od proměnného zatížení okolo 50 MPa. Ve skutečnosti nelze tuto hodnotu jednoznačně určit, protože velmi závisí na zvoleném modelu zatížení a také na jeho poloze [5].

Kasuga dále představil následující graf, který ukazuje maximální přípustné napětí v závislosti na rozkmitu napětí. Při návrhu kabelů je pro efektivní návrh vhodné neuvažovat konstantní hodnotu napětí pro všechny kabely, ale navrhnout ji pro každý zvlášť, neboť hodnoty rozkmitu se budou u jednotlivých kabelů lišit. Zároveň však uvádí, že pro většinu mostů lze bezpečně uvažovat hodnotu $0,6 f_{pk}$, neboť hodnota rozkmitu napětí se obvykle pohybuje v rozmezí 20-50 N/mm² [12].



Obrázek 4-13: Maximální napětí v kabelu v závislosti na rozkmitu napětí pro klasickou předpínací výztuž tvořenou jednotlivými lany platí plná zelená čára [12].



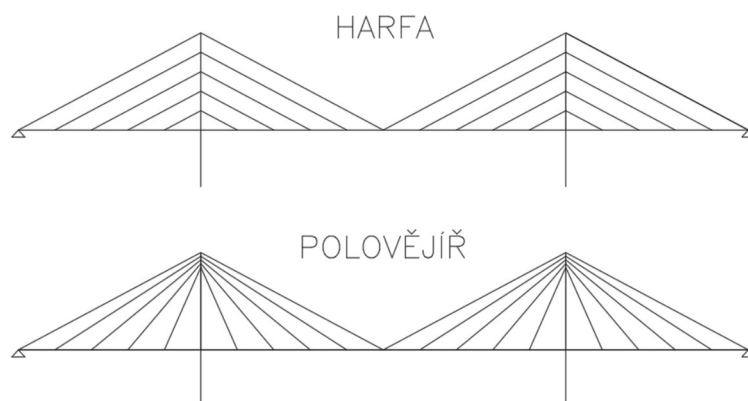
Obrázek 4-14: Maximální napětí v kabelu v závislosti na rozkmitu napětí [5]

Na Obrázku 4-14 je současně zobrazeno doporučené napětí dle Kasugy a dle francouzské organizace SETRA. Napětí dle SETRA lze popsat následujícím vztahem.

$$f_{SLs} \leq 0,46 * \left(\frac{\Delta\sigma}{140}\right)^{-0,25} * f_{pu} \leq 0,6f_{pu} \quad (4.2)$$

4.5.2 Rozmístění extradosed kabelů

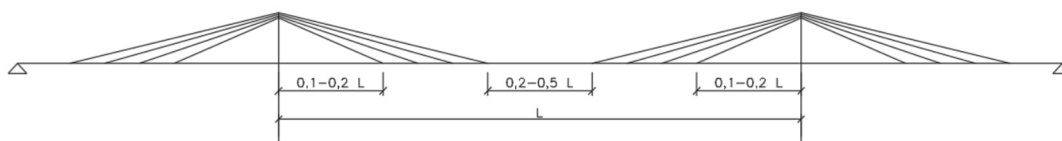
Základní dva druhy rozmístění kabelů jsou rozmístění do tvaru polovějříře a harfy. Výhodou polovějříře oproti harfě je lepší využití kabelů ve vertikálním směru, a tedy menší spotřeba oceli a finanční úspora. Tato úspora je však částečně vyvážena náklady na kotvení do nosníku, protože v důsledku polovějříře je v každé kotevní oblasti jiný úhel mezi kabelem a mostovkou, a proto je nutno každý detail řešit zvlášť, což zvyšuje pracnost, a tedy i náklady. Harfa díky konstantnímu sklonu kabelů poskytuje konstantní hodnotu horizontální síly, čehož lze využít oblasti nad podporou, kde lze extradosed kabely nahradit vnitřní předpětí. [5]



Obrázek 4-15: Možné rozmístění extradosed kabelů

Rozmístění kabelů na pylonu je v případě polovějříře limitováno možností zakotvení, případně rozměry sedla. Zpravidla se kabely snažíme umístit co nejblíže k sobě, tak abychom dosáhli co nejvyšší excentricity u všech kabelů. Vzdálenost mezi nimi je obvykle 0,5-1 m [3].

Rozmístění kabelů na nosníku se obvykle pohybuje v rozmezí 4-7 m [3], ale tato hodnota je ovlivněna mnoha faktory. Jedním z nich je často využívaný způsob výstavby po segmentech, kdy velikost těchto segmentů určuje vzdálenost jednotlivých kabelů. Kabely také obvykle nepokrývají celou délku rozpětí, ale maximálně okolo 60 % rozpětí mostu. Větší pokrytí kabely už není ekonomicky příliš výhodné. Pokud totiž pokryjeme extradosed kabely pouze 60 % rozpětí, dosáhneme 80% účinku, kterého bychom dosáhli se 100% pokrytím [5]. Vzdálenost prvního kabelu od podpory je doporučována 10-20 % hlavního rozpětí, vzdálenost kabelů uprostřed rozpětí je pak obvykle okolo 20 % (maximálně 50 %) [3].



Obrázek 4-16: Vhodné rozmístění kabelů v podélném směru

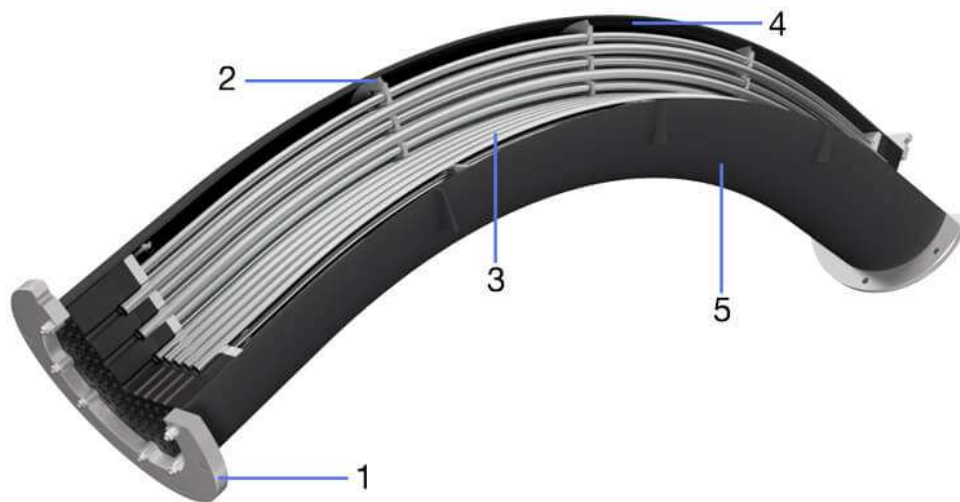
4.5.3 Kotvení kabelů

Pro kotvení kabelů do nosníků lze díky omezenému rozkmitu napětí v kabelech používat standardně používané kotvy pro dodatečně předpínané konstrukce. Není tedy nutné používat kotvení využívané u zavěšených mostů, které je navrženo na větší namáhání a zvyšuje náklady na konstrukci. Na tomto konci kabelu bývá téměř vždy vnášeno předpětí, na což je třeba myslet při návrhu detailu. V případě využití komorového průřezu je vhodné navrhnout kotevní bloky co nejbližší stěnám komory. Vzhledem k malé vertikální složce síly vnášené v tomto detailu pak není obvykle nutný návrh diafragmat [5].



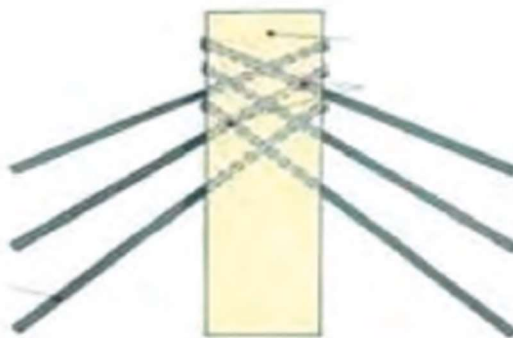
Obrázek 4-17: Kotvení kabelů a betonová diafragmata na mostu Kwidzyn [13]

Uspořádání kabelů v pylonech lze rozdělit na dva základní typy. Prvním je řešení pomocí sedel, kdy se jedná o průběžný kabel přecházející přes pylon. Toto řešení umožňuje umístit kabely blíže k sobě a přiblížit se tak co nejvíce vějířovitému uspořádání kabelů. Vzhledem k absenci kotev také není nutný přístup do vnitřku pylonu z důvodu jejich kontroly. To může umožnit návrh štíhlejších pylonů. Při návrhu je však nutné dodržet minimální poloměr zakřivení kabelu: V důsledku nerovnoměrných zatížení na obou koncích kabelu může při nedostatečném poloměru docházet k tření mezi jednotlivými lany, což je z hlediska únavy nežádoucí [3] [5].



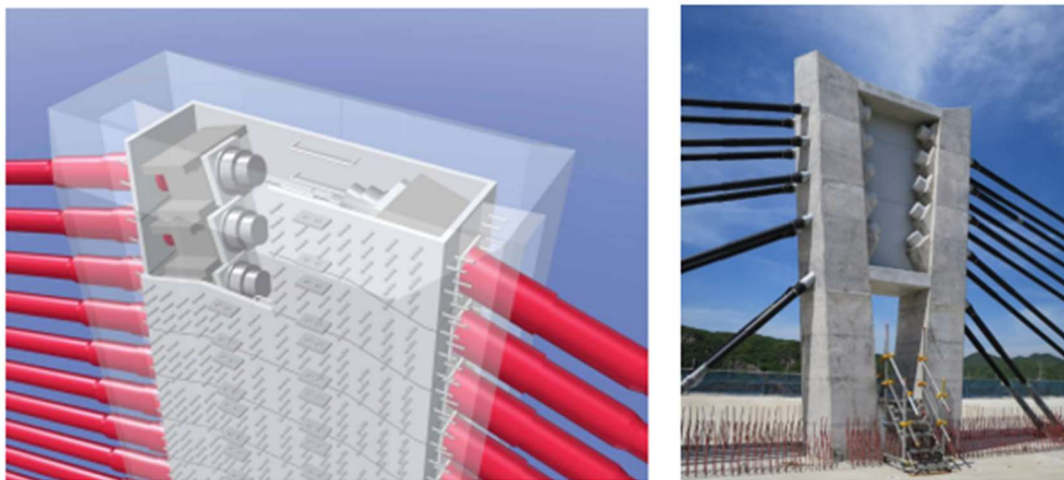
Obrázek 4-18: Příklad sedla [14]

Druhou a více využívanou možností je kabely do pylonu zakotvit, což v pylonu vytváří velké tahové síly a je nutné tyto síly zachytit. Jedním z možných řešení je kotvení kabelů křížem proti sobě. Tím lze eliminovat tahové síly, neboť kotvy proti sobě působí v tlaku. Je však nutné polohy kotev navrhnout tak, aby v pylonu nevznikaly velké kroučící síly.



Obrázek 4-19: Kotvení křížem [3]

Dalším způsobem, jak tyto tahové síly zachytit je použití oceli. Oblíbeným řešením je využití prefabrikovaných ocelových boxů, které se na konstrukci osazují buď v celku, nebo po částech a ty jsou následně svařeny. Po osazení je okolo nich většinou provedena vrstva betonu, a tudíž jsou chráněny proti korozi. Tyto boxy umožňují dobrý přístup dovnitř pylonu kvůli údržbě. V případě potřeby užšího pylonu je možné kotvy propojit pouze pomocí ocelového plechu [15].



Obrázek 4-20: Příklady kotvení na pylonu s využitím ocelových prvků [15]

4.6 Výstavba extradosed mostů

Pro výstavbu extradosed mostů je vzhledem k jejich charakteru výhodné využívat výstavbu s využitím vahadel, kdy jsou jednotlivé části mostu postupně vyvěšovány na již zhotovený pylon. Z tohoto důvodu jsou dvě nejčastější využívané technologie letmá betonáž případně montáž s využitím prefabrikovaných segmentů [3]. Nicméně využít lze veškeré ostatní technologie výstavby, které lze použít pro běžné trémové mosty.

Jednou z možností pro výstavbu je využití pevné skruže. Ta je výhodná zejména pro mosty nízko nad terénem. Ve světě je tento způsob výstavby extradosed mostů využíván hlavně pro segmentové konstrukce. Segmenty jsou postupně poskládány na bednění a po vnesení předpětí je možné skruž odstranit. V České republice však není technologie segmentových mostů populární. V úvahu pak také připadá využití monolitického betonu na pevné skruži. Toto řešení již bylo také využito, ale problémem při předpínání extradosed kabelů je nutné sledovat interakci s bedněním, kdy může být problém rozlišit, zda je konstrukce stále podpírána bedněním, nebo už je nadlehčována pouze předpětím [3].



Obrázek 4-21: Stavba segmentového mostu na skruži [3]

Extradosed mosty už byly postaveny také s využitím výsuvu či výsuvné skruže. Tyto postupy výstavby však v tomto případě často potřebují řadu pomocných konstrukcí a nejedná se tedy o často využívané řešení.

Řešení pomocí letmé betonáže či montáže je tedy nejčastěji využíváno. Tato technologie obvykle funguje na principu vahadla, kdy je most budován z pilíře symetricky na obě strany. Toto řešení tedy vyžaduje tuhý pilíř, který funguje jako vetknutí. Aby mohl pilíř fungovat jako vetknutí, tak je nutné jeho monolitické spojení s mostovkou. Pokud je most navržen s ložiskem, tak je nutné vybudovat dočasné podpěrné konstrukce, které most během výstavby podpírají. Pokud je však spojení mostovky a pilíře tuhé, pak je z důvodu dilatačních změn obvykle nutné navrhovat pilíř štíhlý. Z toho důvodu bývá využito dočasného ztužení pilíře pouze po dobu výstavby. Výhodou tohoto způsobu výstavby je, že nezasahuje do prostoru pod mostem, což je výhodné v chráněných územích, nad vodními plochami nebo u mostů vysoko nad terénem.

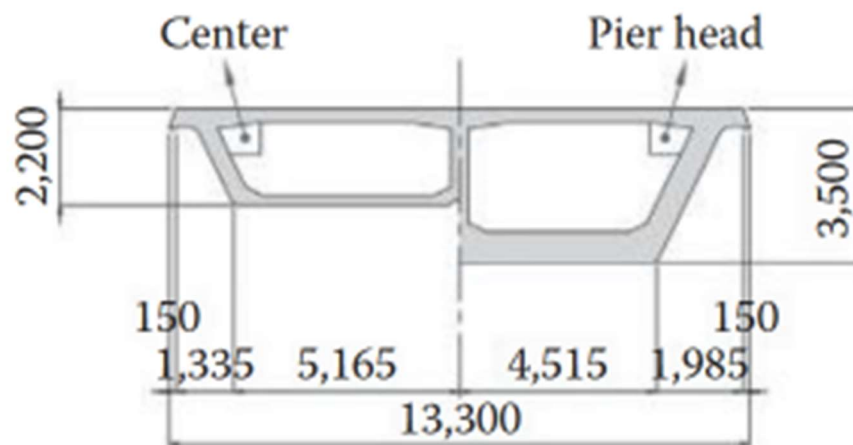


Obrázek 4-22: Letmí betonáž mostu Puch v Ptuji [19]

4.7 Realizované extradosed mosty

4.7.1 Odawara Blueway Bridge

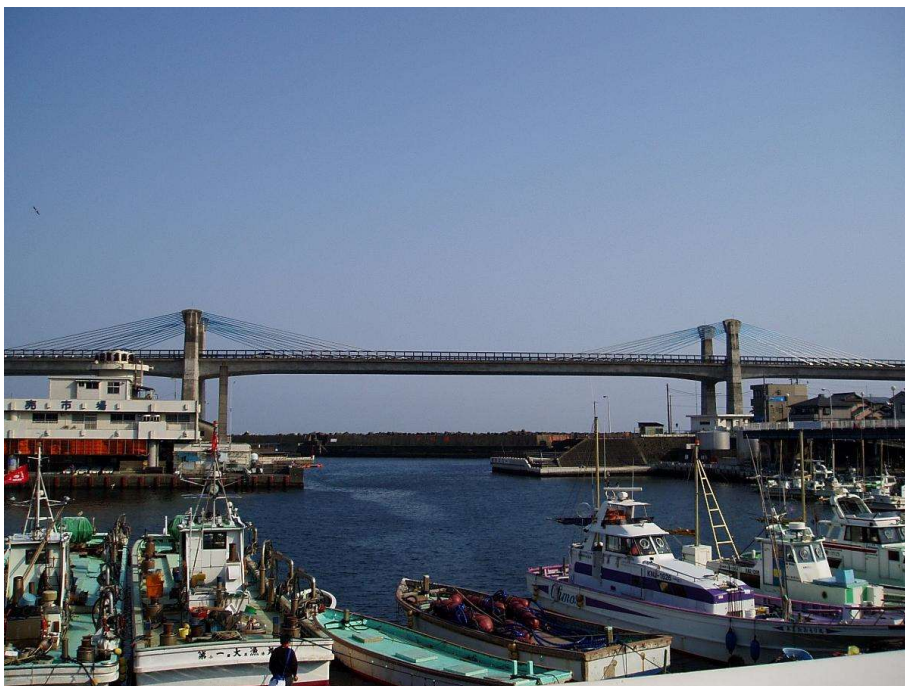
Odawara Blueway Bridge byl postaven v roce 1994 v Japonsku a je považován za první realizovaný most typu extradosed na světě. Jedná se o třípolový most o celkové délce 270 m s hlavním rozpětím délky 122 m. Příčný řez je tvořen dvoukomorovým betonovým nosníkem s náběhy, který je monoliticky spojen s pilíři. Zajímavostí je využití poměrně atypického řešení, kdy kabely neprocházejí přímo skrz krátkou konzolu a nejsou kotveny pod ní. Místo toho se kabely po vstupu do desky zakřívují a jsou kotveny uvnitř komory [5].



Obrázek 4-23: Příčný řez – Odawara Blueway Bridge [10]

Při návrhu mostu byly použity principy navržené Mathivatem [2], tedy použití sedla pro převedení kabelů přes pylon a maximální napětí v kabelech o hodnotě $0,6 f_{pk}$ [15]. To bylo umožněno díky rozkmitu napětí dosahujícího maximální hodnoty 38 MPa. Využití sedla umožnilo dosáhnout v pylonu vzdálenosti mezi jednotlivými kabelem pouze 300 mm [5]. V rámci návrhu mostu byl vyvinut nový typ sedla, umožňující výměnu kabelů. Další novinkou bylo vyvinutí nového systému tlumení vibrací v kabelech, pomocí pryžových tlumičů [15].

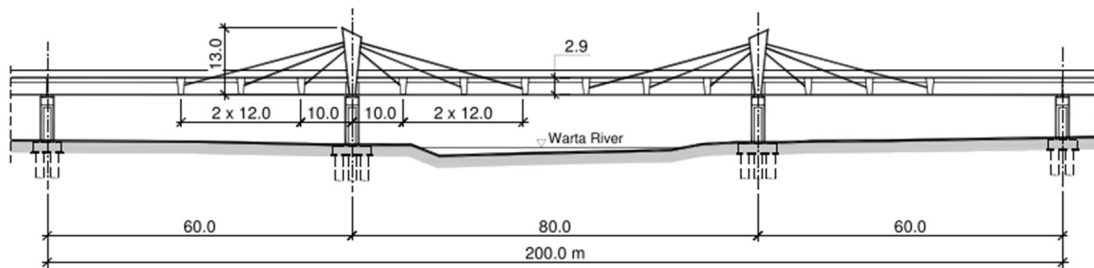
Most byl postaven s využitím letmé betonáže, při které bylo využito vnitřních předpínacích kabelů, až do úrovně prvního extradosed kabelu. Vyjma těchto kabelů zajišťují únosnost mostu pouze extradosed kabely a vlastní ohybová tuhost komorového nosného trámu.



Obrázek 4-24: Odawara Blueway Bridge [16]

4.7.2 Extradosed mosty v Polsku

Prvním extradosed mostem v Polsku se stal v roce 2007 most přes řeku Warta u města Konin. Jedná se o most o délce 200 m s jednotlivými rozpětími 60-80-60 m. Most je tvořen třemi betonovými trámy spojenými betonovými příčnicí nad podporami a ocelovými příčnicí v poli. Most byl realizován postupným vysouváním jednotlivých trámů a jejich následným spojení pomocí příčnicí a následnou instalací extradosed kabelů.



Obrázek 4-25: Most u města Konin [11]

Zajímavým extradosed mostem je most přes řeku Vislu u města Kwidzyn, který byl otevřen v roce 2013. Most o délce 808 m má celkem 6 polí a nejdelší rozpětí 204 m a ve své době se jednalo o nejdelší extradosed v Evropě [9]. Příčný řez je tvořen komorovým trámem o konstantní výšce 3,5 m, což je pro most o takovém rozpětí poměrně netypické. Z důvodu zvoleného průřezu musel být poprvé v historii polského mostního stavitelství použit vysokopevnostní beton (C70/80) [11]. Most využívá jak vnitřního, tak i vnějšího předpětí. Extradosed kabely jsou kotveny do betonových bloků pod konzolou komory. Vzhledem k velké vzdálenosti kotevních bloků od stěn komory bylo nutné navrhnout předpjatá betonová diafragmata, pro přenos sil z kotevních bloků do zbytku konstrukce [3]. Most byl stavěn pomocí technologie výsuvné skruže, což si vyžádalo stavbu 13 dočasných podpor.



Obrázek 4-26: Detail kotvení na mostu Kwidzyn [17]

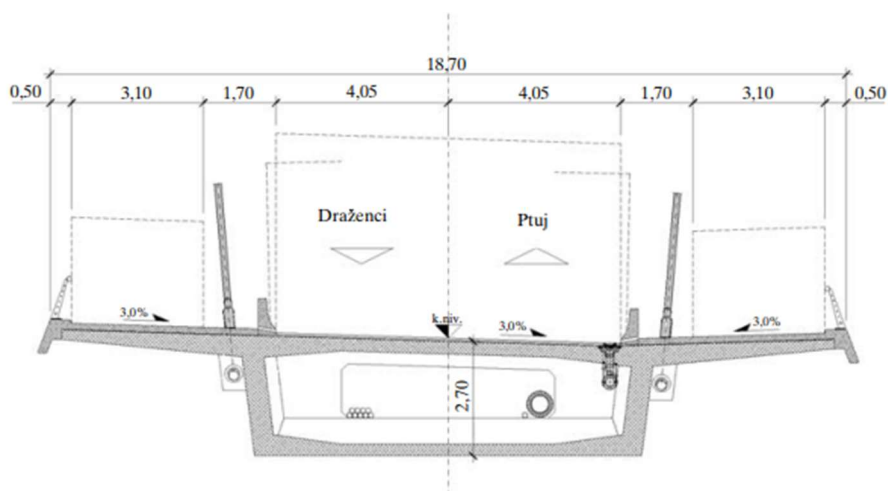


Obrázek 4-27: Pohled na most Kwidzyn [9]

4.7.3 Puch Bridge

Tento most spojující město Ptuj ve Slovinsku s dálnicí A4 spojující města Maribor a Záhřeb byl otevřen v roce 2007. Most o celkové délce 430 m má 5 polí o rozpětích 60-100-100-100-60 m a překonává řeku Drávu. Varianta extradosed mostu zde byla zvolena z důvodu požadované nízké stavební výšky v kombinaci s maximální možnou výškou pylonu 10 m, která znemožňovala návrh klasického zavěšeného mostu.

Příčný řez mostu je tvořen komorovým nosníkem o výšce 2,7 m. Nad podporami se nachází vždy dvojice pylonů výšky 9,1 m vybavená ocelovými sedly pro převedení extradosed kabelů. Most se nachází ve směrovém oblouku o poloměru 460 m, což znamená zvýšená příčná namáhání na pylonu. Z toho důvodu musí být pylony doplněny předpínacími tyčemi ve svislém směru.



Obrázek 4-28: Příčný řez mostu Ptuj [18]

V mostu je realizováno vnitřní předpětí pomocí průběžných kabelů v kombinaci s extradosed kabely. Extradosed kabely jsou na obou svých koncích kotveny do betonových bloků v těsné vzdálenosti stěn komory. Přes pylon jsou převedeny pomocí sedla, které je navrženo tak, aby umožnilo výměnu kabelů. Výstavba mostu probíhala téměř dva roky a hlavní použitou technologií výstavby byla letmá betonáž [18].



Obrázek 4-29: Puch Bridge [19]

4.7.4 Sunniberg Bridge

Most Sunniberg byl postaven v roce 1998 ve Švýcarsku a otevřen v roce 2005 po dokončení navazujících úseků. Jeho autorem je Christian Menn. Tento most je velmi specifický hned v několika ohledech.

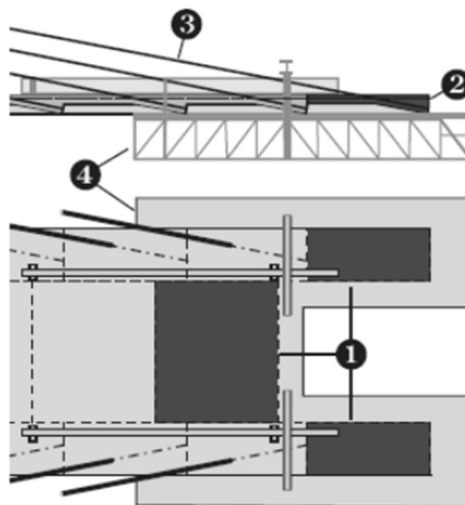
Na svou délku, která činí 526 m s nejdelším rozpětím 140 m je navržen jako integrovaný. Toto je umožněno kombinací půdorysného tvaru mostu, který je navržen ve směrovém oblouku o poloměru 503 m, a návrhem štíhlých pilířů v příčném směru. To umožňuje dilataci od teploty, která díky kombinaci těchto dvou faktorů může být realizována v příčném směru. Takovéto řešení, které eliminuje ložiska, samozřejmě výrazně snižuje nároky na údržbu mostu.



Obrázek 4-30: Sunniberg Bridge [36]

Most má dvě řady extradosed kabelů, které jsou kotveny do podélných trámů výšky pouze 1,9 m, které jsou spojeny deskou výšky 400 mm. Příčný řez mostu je tedy na navrhované rozpětí extrémně štíhlý. Výška pylonu se blíží 1/10 hlavního rozpětí, což je poměrně obvyklá hodnota pro extradosed mosty [35].

Výstavba mostu probíhala pomocí letmé betonáže, která byly netypicky rozdělena. V jednom záběru byly vždy betonovány pouze trámy a současně s tím deska z předchozího záběru. Následně bylo do trámu vneseno předpětí pomocí předpínacích tyčí a extradosed kabelů a poté mohl být betonážní vozík přesunut do dalšího záběru. Tam byly opět vybetonovány trámy a deska z předchozího záběru. Délka jednoho záběru byla 6 m, tak aby odpovídala rozestupu kabelů [35].



Obrázek 4-31: Schéma výstavby mostu Sunniberg [35]

4.7.5 Most přes Labe u Nymburka

Tento most je součástí obchvatu Nymburka a byl otevřen v roce 2007. Délka hlavního rozpětí je 132 m a stavební výška pouze 2,3 m. Délka celého přemostění je 530 m. Krajní části mostu vedoucí po břehu jsou tvořeny přepjatým betonovým dvoutrámem. Konstrukce je navržena jako spojitý nosník o rozpětí 41 m. V místě, kde most překonává řeku, pak musela být použita technologie extradosed mostu, aby bylo možné dosáhnout tak nízké stavební výška pro dané rozpětí.

Obě podpory na koncích hlavního pole jsou doplněny o dvojici pylonů, které jsou monoliticky spojeny s betonovou mostovkou. Z každého pylonu je na obě strany vedena trojice lan, kotvená do betonových příčníků. Ty ztužují dvoutrámovou konstrukci v místě kotvení. Střed hlavního pole tvoří ocelová dvoutrámová konstrukce délky 52 m, která zde byla zvolena z důvodu vylehčení hlavního pole. Na ocelové konstrukci byla následně zhotovena spřažená betonová deska.

Výstavba betonové části mostu probíhala na pevné skruži. Ocelová konstrukce byla následně osazena na již hotovou betonovou část mostu. Vzhledem k rozměrům ocelových trámů, musely být trámy dopraveny na místo stavby na říčních člunech a následně z nich byly vyzvednuty a osazeny most [20].



Obrázek 4-32: Most přes Labe u Nymburka [21]

5 Materiály

5.1 Beton

Pevnostní třída betonu je zvolena dle [22] v závislosti na stupních vlivu prostředí.

Pro hlavní nosnou konstrukci jsou zvoleny následující třídy: XC4 – střídavě mokré a suché, XD1 – středně vlhké a XF4 – značně nasycené vodou s rozmrazovacími prostředky, nebo mořskou vodou.

Pro spodní stavbu je uvažována třída: XC4 – střídavě mokré a suché, XD3 – střídavě mokré a suché a XF2 – středně nasycené vodou s rozmrazovacími prostředky.

Navržené třídy betonu:

- Nosná konstrukce: C35/45 – XC4, XD1, XF4
- Spodní stavba: C35/45 – XC4, XD3, XF2

V následující tabulce jsou uvedeny základní materiálové parametry zvoleného betonu. Návrhová pevnost betonu v tlaku je vypočtena podle vztahu (5.1).

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (5.1)$$

Charakteristika		Beton C35/45	Jednotky
Charakteristická válcová pevnost v tlaku	f_{ck}	35,0	MPa
Průměrná válcová pevnost v tlaku	f_{cm}	43,0	MPa
Součinitel materiálu	γ_c	1,5	-
Součinitel dlouhodobých účinků a vlivu zatížení	α_{cc}	0,9	-
Návrhová pevnost v tlaku	f_{cd}	21,0	MPa
Průměrná pevnost v tahu	f_{ctm}	3,2	MPa
Sečnový modul pružnosti	E_{cm}	34,0	GPa
Tečnový modul pružnosti	E_c	35,7	GPa

Tabulka 5.1: Materiálové parametry betonu C35/45

Charakteristika		Beton C40/50	Jednotky
Charakteristická válcová pevnost v tlaku	f_{ck}	40,0	MPa
Průměrná válcová pevnost v tlaku	f_{cm}	48,0	MPa
Součinitel materiálu	γ_c	1,5	-
Součinitel dlouhodobých účinků a vlivu zatížení	α_{cc}	0,9	-
Návrhová pevnost v tlaku	f_{cd}	24,0	MPa
Průměrná pevnost v tahu	f_{ctm}	3,5	MPa
Sečnový modul pružnosti	E_{cm}	35,0	GPa
Tečnový modul pružnosti	E_c	36,8	GPa

Tabulka 5.2: Materiálové parametry betonu C40/50

Vlastnosti betonu v čase vnesení předpětí dle [22]

Vlastnosti betonu uvedené v Tabulce 5.1 platí pro beton v čase $t = 28$ dní. Vnesení předpětí do konstrukce však proběhne dříve, a proto je třeba určit vlastnosti betonu v čase vnesení předpětí. Předpokládaný čas vnesení předpětí je $t = 7$ dní.

Nejprve je třeba stanovit součinitel závisící na stáří betonu β_{cc} , který se stanoví dle vztahu (5.2).

$$\beta_{cc}(t) = e^{s(1-\sqrt{\frac{28}{t}})} \quad (5.2)$$

Koeficient s závisí na druhu cementu. V mém případě předpokládám použití cementu třídy R, proto $s = 0,2$.

Následně lze stanovit průměrnou hodnotu tlakové pevnosti betonu pro daný čas dle vztahu (5.3). Nakonec ze vztahu (5.4) dostaneme hodnotu charakteristické pevnosti v daném čase.

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) * f_{cm} \quad (5.3)$$

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \text{ MPa} \quad (5.4)$$

Vypočtené hodnoty jsou shrnuty v následujících tabulkách.

Charakteristika		Beton C35/45 čas t = 7 dní	Jednotky
Charakteristická válcová pevnost v tlaku	f_{ck}	35,0	MPa
Průměrná válcová pevnost v tlaku	f_{cm}	43,0	MPa
Součinitel stárí betonu	$\beta_{cc}(t)$	0,819	-
Průměrná válcová pevnost v tlaku v čase t	$f_{cm}(t)$	35,21	MPa
Charakteristická válcová pevnost v tlaku v čase t	$f_{ck}(t)$	27,21	MPa

Tabulka 5.3: Pevnost betonu C35/45 v tlaku v čase t

Charakteristika		Beton C40/50 čas t = 7 dní	Jednotky
Charakteristická válcová pevnost v tlaku	f_{ck}	40,0	MPa
Průměrná válcová pevnost v tlaku	f_{cm}	48,0	MPa
Součinitel stárí betonu	$\beta_{cc}(t)$	0,819	-
Průměrná válcová pevnost v tlaku v čase t	$f_{cm}(t)$	39,30	MPa
Charakteristická válcová pevnost v tlaku v čase t	$f_{ck}(t)$	31,30	MPa

Tabulka 5.4: Pevnost betonu C40/50 v tlaku v čase t

5.2 Předpínací výztuž

Pro návrh mostu je počítáno s použitím předpínací výztuže Y1860S7-15,7 tvořené z lan průměru 15,7 mm. Plocha jednoho sedmidrátového lana $A_p = 150 \text{ mm}^2$. Pevnost této výztuže v tahu $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$.

Dle vztahu (5.5) se nejprve určí charakteristická smluvní mez kluzu a následně dle vztahu (5.6) návrhová hodnota napětí v předpínací výztuži.

$$f_{p0,1k} = 0,88 * f_{pk} \quad (5.5)$$

$$f_{pd} = f_{p0,1k} / 1,15 \quad (5.6)$$

Následně je třeba určit maximální napětí při napínání (5.7) a maximální napětí po vnesení předpětí (5.8)

$$\sigma_{p,max} = \min (0,8 * f_{pk}; 0,9 * f_{p0,1k}) \quad (5.7)$$

$$\sigma_{pm0} = \min (0,75 * f_{pk}; 0,85 * f_{p0,1k}) \quad (5.8)$$

Vypočtené parametry předpínací výztuže jsou shrnuty v Tabulce 5.3

Charakteristika		Předpínací výztuž Y1860S7-15.7	Jednotky
Charakteristická pevnost v tahu	f_{pk}	1860	MPa
Charakteristická smluvní mez kluzu	$f_{p0,1k}$	1636,8	MPa
Součinitel materiálu	γ_p	1,15	[-]
Návrhové napětí	f_{pd}	1423,3	MPa
Maximální napětí při napínání	$\sigma_{p,max}$	1473,12	MPa
Maximální napětí po vnesení předpětí	σ_{pm0}	1391,28	MPa
Modul pružnosti	E_p	195000	MPa

Tabulka 5.5: Vlastnosti předpínací výztuže

5.3 Betonářská výztuž

Charakteristika		Betonářská výztuž B500B	Jednotky
Charakteristická mez kluzu	f_{yk}	500	[MPa]
Součinitel materiálu	γ_s	1,15	[-]
Návrhová mez kluzu	f_{yd}	434,78	[MPa]
Modul pružnosti	E_s	200000	[MPa]

Tabulka 5.6: Vlastnosti betonářské výztuže

5.4 Krycí vrstva výztuže

Krycí vrstvu lze dle [22] stanovit vztahem:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (5.9)$$

Kde c_{min} reprezentuje minimální krycí vrstvu výztuže stanovenou dle (5.10) a Δc_{dev} je přídavek na návrhovou odchylku, který je uvažován 10 mm.

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; \Delta c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - c_{dur,add}; 10 \text{ mm}) \quad (5.10)$$

Krytí	Jednotky	Betonářská výztuž – nosná konstrukce	Betonářská výztuž – spodní stavba	Předpínací výztuž – nosná konstrukce
$c_{min,b}$	mm	32	32	80
$c_{min,dur}$	mm	40	50	50
$\Delta c_{dur,\gamma}$	mm	0	0	0
$\Delta c_{dur,st}$	mm	0	0	0
$\Delta c_{dur,add}$	mm	0	0	0
c_{min}	mm	40	50	80
Δc_{dev}	mm	10	10	10
c_{nom}	mm	50	60	90

Tabulka 5.7: Velikost krycí vrstvy dle typu výztuže

6 Zatížení

6.1 Stálá zatížení

6.1.1 Vlastní tíha

Stálá zatížení jsou určena automaticky v programu Scia Engineer. Vlastní tíha betonu je uvažována 25 kN/m³.

6.1.2 Ostatní stálé

Mezi ostatní stálá zatížení se počítají římsy, vozovka, zábradlí a svodidla. Tíha vozovky a říms je určena z předpokládaného příčného řezu. Skladba vozovky se uvažuje zjednodušeně tloušťky 100 mm s objemovou tíhou 25 kN/m³.

Zatížení	Plocha	Objemová hmotnost	Char. liniové zatížení	Počet	Celkové char. liniové zatížení
	[m ²]	[kg/m ³]	[kN/m]	[ks]	[kN/m]
Vozovka	0,95	2500	23,75	1	23,75
Římsa	0,69	2500	17,25	2	34,5
Zábradlí	-	-	0,5	2	1
Svodidla	-	-	0,8	2	1,5
Celkové ostatní stálé zatížení [kN/m]					60,75

Tabulka 6.1: Ostatní stálé zatížení

6.1.3 Poklesy podpor

Pro výpočet zatížení od poklesu podpor předpokládám pokles jednotlivých podpor o velikosti $w = 5$ mm. Možné kombinace poklesu jednotlivých podpor jsou kombinovány automaticky pomocí softwaru.

6.2 Proměnná zatížení

6.2.1 Svislé zatížení dopravou

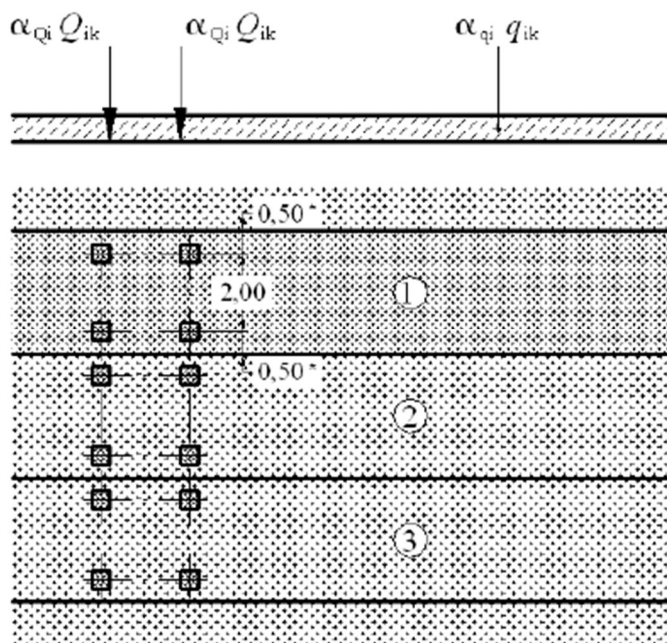
Pro stanovení zatížení dopravou je použit postup dle [24]. Uvažován je model zatížení LM1. Ostatní modely zatížení od dopravy nejsou v rámci zjednodušení uvažovány.

Nejprve je třeba určit počet a šířku zatěžovacích pruhů. Dle Tabulky 6.2 v mém případě vychází 3 zatěžovací pruhy šířky 3 m a zbývající plocha šířky 0,5 m.

Šířka vozovky w	Počet zatěžovacích pruhů	Šířka zatěžovacího pruhu w_i	Šířka zbývající plochy
$w < 5,4$ m	$n_i = 1$	3 m	$w - 3$ m
$5,4$ m $\leq w < 6$ m	$n_i = 2$	$\frac{w}{2}$	0
6 m $\leq w$	$n_i = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_i$
POZNÁMKA Např. pro šířku vozovky 11 m, $n_i = \text{Int}\left(\frac{11}{3}\right) = 3$, šířka zbývající plochy je $11 - 3 \times 3 = 2$ m.			

Tabulka 6.2: Počet a šířka zatěžovacích pruhů dle [24]

Do jednotlivých zatěžovacích pruhů se následně umístí plošné zatížení (UDL) a nápravové zatížení (TS). Do zbývající plochy se umístí pouze zatížení plošné (UDL). Schéma rozmístění sil pro model LM1 lze vidět na Obrázku 6.1.



Obrázek 6-1: Schéma zatížení LM1 [24]

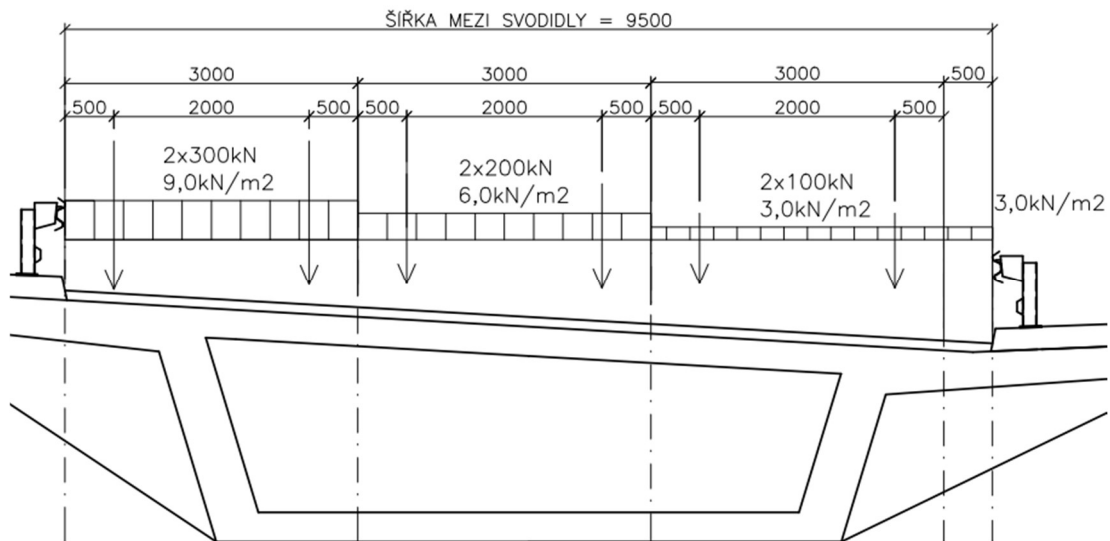
Dle [24] lze při rozpětí větším než 10 m každou dvounápravu v každém pruhu nahradit jednou nápravou se zatížením rovným tíže obou náprav.

Charakteristické hodnoty nápravových sil (TS) a rovnoměrného zatížení (UDL) jsou stanoveny dle Tabulky 4.2 v ČSN EN 1991-2 [24]. Hodnoty regulačních součinitelů α_Q a α_q pro platné v ČR pro skupinu 1 jsou stanoveny dle Tabulky NA.1 v národní příloze normy ČSN EN 1991-2 [24]. Všechny použité hodnoty jsou shrnuty v Tabulce 6.3.

Umístění	Nápravové síly (TS)			Rovnoměrné zatížení UDL		
	Q_{ik} [kN]	α_{Qi} [-]	$\alpha_{Qi} * Q_{ik}$ [kN]	q_{ik} [kN]	α_{qi} [-]	$\alpha_{qi} * q_{ik}$ [kN]
Pruh č.1	300	1,0	300	9,0	1,0	9,0
Pruh č.2	200	1,0	200	2,5	2,4	6,0
Pruh č.3	100	1,0	100	2,5	1,2	3,0
Zbývající plocha	0	0,0	0	2,5	1,2	3,0

Tabulka 6.3: Hodnoty zatížení modelu LM1 dle [24]

Výsledné zatěžovací schéma vypadá následovně:



Obrázek 6-2: Výsledné zatěžovací schéma

6.2.2 Brzdné a rozjezdové síly

Vliv brzdných a rozjezdových sil se dle [24] uvažuje jako podélná síla Q_{lk} působící v úrovni povrchu vozovky. Hodnota této síly je omezena dle vztahu (6.1)

$$180 \alpha_{Q1} (kN) \leq Q_{lk} \leq 900 (kN) \quad (6.1)$$

Pro šířku pruhu č.1 rovnou 3 m a pro zatěžovací délku $L > 1,2$ m lze použít vztah:

$$Q_{lk} = 360 + 2,7L = 360 + 2,7 * 175 = 832,5 kN \quad (6.2)$$

Výsledná síla vyhovuje podmínce (6.1). Lze tedy uvažovat $Q_{lk} = 832,5 kN$.

6.2.3 Odstředivé síly

Most se nachází ve směrovém oblouku o poloměru 595 m, a proto na něj budou působit také odstředivé síly od dopravy. Pro jejich stanovení lze využít tento vztah:

$$Q_{tk} = \frac{40 * Q_v}{r} = \frac{40 * 2 * (300 + 200 + 100)}{595} = 80,7 \text{ kN} \quad (6.3)$$

Současně s touto silou se má uvažovat také síla Q_{trk} vznikající při šikmém brždění nebo smyku. Ta je definována jako 25 % podélné brzděné nebo rozjezdové síly.

$$Q_{trk} = 0,25 * Q_{lk} = 0,25 * 832,5 = 208 \text{ kN} \quad (6.4)$$

Obě síly se uvažují působící v úrovni dokončeného povrchu vozovky radiálně k ose vozovky. [24]

6.2.4 Zatížení Chodníků

Na mostě jsou po obou stranách navrženy nouzové chodníky šířky 0,75 m, proto je třeba stanovit zatížení, které na ně působí. Vzhledem k použitým sestavám zatížení stačí určit kombinační hodnotu zatížení, kterou specifikuje národní příloha normy ČSN EN 1991-2 [24]. Hodnota rovnoměrného svislého zatížení působící na chodníky je tedy uvažována $q_{rk} = 3 \text{ kN/m}^2$. Liniové zatížení působící na most lze tedy určit vztahem (6.3).

$$f_{ch} = 2 * 0,75 * 3 = 4,5 \text{ kN/m} \quad (6.5)$$

6.2.5 Zatížení rovnoměrnou teplotou

Pro stanovení teplotních zatížení je použit postup dle ČSN EN 1991-1-5 [25]. Konstrukce betonového komorového nosníku se dle typu nosné konstrukce řadí do typu 3.

Nejprve je třeba určit teploty T_{min} a T_{max} z teplotní mapy ČR. Vzhledem k tomu, že se most nachází v Německu, jsou použity pro výpočet zatížení od teploty průměrné hodnoty uvedené v teplotní mapě ČR. Uvažuje se tedy maximální teplota vzduchu ve stínu $T_{max} = 37,4 \text{ °C}$ a minimální teplotu vzduchu ve stínu $T_{min} = -31,3 \text{ °C}$.

Následně se stanoví hodnoty $T_{e,max}$ a $T_{e,min}$ dle národní přílohy NA.2.4. Pro nosné konstrukce typu 3 platí následující vztahy:

$$T_{e,max} = T_{max} + 1,5 \text{ °C} = 38,9 \text{ °C} \quad (6.6)$$

$$T_{e,min} = T_{min} + 8 \text{ °C} = -23,3 \text{ °C} \quad (6.7)$$

Nakonec se spočtené teploty vztáhnou k referenční teplotě předpokládané během výstavby mostu. Běžně se uvažuje hodnota $T_0 = 10\text{ °C}$.

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 28,9\text{ °C} \quad (6.8)$$

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 33,3\text{ °C} \quad (6.9)$$

6.2.6 Zatížení nerovnoměrnou teplotou

Pro stanovení zatížení od nerovnoměrné teploty je uvažován lineární průběh změny teploty po výšce průřezu, dle postupu 1 uvedeného v ČSN EN 1991-1-5 [25]. V ČR se běžně využívá postupu 2, ale pro konstrukce 1. a 3. typu, mezi které spadá i betonový komorový nosník lze ve specifických případech využít postupu 1. Proto je v rámci zjednodušení využito postupu 1.

Uvažovány jsou dva zatěžovací stavy. První je v montážní fázi, kdy je bezpečně uvažována nosná konstrukce pokrytá tmavou vodotěsnou izolací. Ve druhém stavu se uvažuje s tloušťkou mostního svršku 100 mm. Na základě těchto předpokladů jsou určeny součinitele k_{sur} , které ovlivňují výsledný teplotní rozdíl jednotlivých povrchů.

		Montážní stav	Finální stav
Horní povrch teplejší než dolní	$\Delta T_{M,heat}$	10	10
	k_{sur}	1,5	0,7
	$\Delta T_{M,heat} * k_{sur}$	15	7
Dolní povrch teplejší než horní	$\Delta T_{M,cool}$	5	5
	k_{sur}	1	1
	$\Delta T_{M,cool} * k_{sur}$	5	5

Tabulka 6.4: Zatížení od nerovnoměrné teploty

6.2.7 Montážní zatížení

Před uvedením mostu do provozu je nutné uvažovat také montážní zatížení. V tomto případě je uvažováno hodnotou 1 kN/m^2 . Tato hodnota je následně vynásobena šířkou mostu a převedena na liniové zatížení.

$$f = 1 * 12 = 12\text{ kN/m} \quad (6.10)$$

6.3 Sestavy zatížení

		VOZOVKA					CHODNÍKY A CYKLISTICKÉ PRUHY	
Typ zatížení		Svislé síly			Vodorovné síly		Pouze svislé zatížení	
Odkaz		4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2	5.3.2.1
Zatěžovací systém		LM1 (dvojnáprava a rovnoměrné zatížení)	LM2 (jednotlivá náprava)	LM3 (zvláštní vozidla)	LM4 (zatížení davem lidi)	brzděné a rozjezdové síly ^a	odstředivé síly a příčné síly ^a	rovnoměrné zatížení
Sestavy zatížení	gr1a	charakteristické hodnoty				NP21)	NP21)	kombinační hodnota ^b
	gr1b		charakteristická hodnota					
	gr2	časté hodnoty				charakteristická hodnota	charakteristická hodnota	
	gr3 ^d							charakteristická hodnota ^c
	gr4				charakteristická hodnota			charakteristická hodnota
	gr5	viz příloha A ^{NP16)}		charakteristická hodnota ^{NP16)}		NP18)	NP20)	
Hlavní složka zatížení (označena jako složka příslušející k sestavě)								
^a Lze definovat v národní příloze (pro uvedené případy). ^b Lze definovat v národní příloze. Doporučená hodnota je 3 kN/m ² . NP21) ^c Viz 5.3.2.1(2). Pokud je účinek od zatížení pouze jednoho chodníku nepřiznivější než při zatížení obou dvou, má se uvažovat zatížení pouze na jednom chodníku. ^d Tato sestava nemá praktický význam, pokud se uvažuje sestava gr4.								

Obrázek 6-3: Sestavy zatížení dle ČSN EN 1991-2 [24]

Sestavy zatížení se využívají pro vyjádření současného působení svislého a vodorovného zatížení. Jelikož je pro zatížení od dopravy využito pouze model zatížení LM1, tak v úvahu připadá použití sestav gr1a a gr2.

6.4 Kombinace zatížení

6.4.1 Mezní stav únosnosti

Pro posouzení v mezním stavu únosnosti je využito kombinace 6.10 (6.11) dle [26]. Alternativně lze použít kombinace 6.10a a 6.10b, které mohou umožnit méně konzervativní návrh. Pro bakalářskou práci je však kombinace 6.10 plně dostačující.

MSÚ – kombinace 6.10

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.11)$$

6.4.2 Mezní stav použitelnosti

Pro posouzení v mezním stavu použitelnosti je využito charakteristické kombinace, časté kombinace a kvazistálé kombinace dle [26].

MSP – charakteristická kombinace

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.12)$$

MSP – častá kombinace

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.13)$$

MSP – kvazistálá kombinace

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.14)$$

	Kombinace	Stálé	Předpětí	TS	UDL	Chodci	Teplota
MSÚ	6.10	1,35	1,00	1,125	0,60	0,60	0,90
MSP	CHAR.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60
	ČÁST.	1,00	1,00	0,75	0,40	0,60	0,50
	KVAZI.	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,50

Tabulka 6.5: Součinitele zatížení – dominantní zatížení od dopravy

	Kombinace	Stálé	Předpětí	TS	UDL	Chodci	Teplota
MSÚ	6.10	1,35	1,00	1,125	0,60	0,60	0,90
MSP	CHAR.	1,00	1,00	0,75	0,40	0,40	1,00
	ČÁST.	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,60
	KVAZI.	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,50

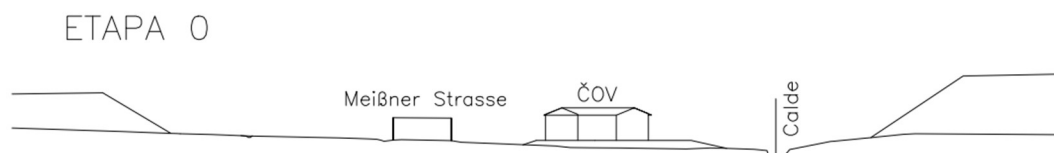
Tabulka 6.6: Součinitele zatížení – dominantní zatížení od teploty

7 Etapy výstavby

V následující kapitole je blíže popsán postup a jednotlivé etapy výstavby mostu. Ačkoliv je pro extradosed mosty typickým znakem výstavba letmou betonáží, tak v tomto případě nebude tato technologie využita. Letmá betonáž je poměrně drahá technologie, která se vyplatí používat pro mosty vysoko nad terénem, případně v terénech, kde není možná stavba skruže.

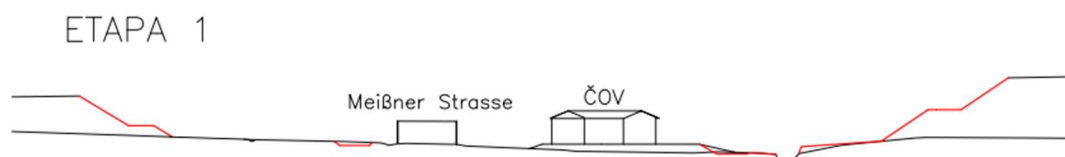
V tomto případě je využito technologie pevné skruže. Tato technologie je vhodná pro mosty nízko nad terénem bez velkých půdorysných překážek, které by znemožňovaly výstavbu skruže. Výška mostu nad terénem se pohybuje v rozmezí 8-12 m, což je výška, pro kterou se pevné skruže běžně používají. Z hlediska prostorových podmínek pro výstavbu pevné skruže je problémem silnice, která křížuje trasu mostu. Skruž bude tedy muset být uzpůsobena tak, aby mohl být zachován průjezd pro komunikaci. Další překážkou je vjezd do ČOV, kam bude muset být během výstavby umožněn vjezd. Poslední překážkou, kde bude nutné skruž modifikovat je vodoteč Calde.

Podpěření skruží je uvažováno po celé délce mostu až do času vnesení předpětí, kdy bude skruž demontována. Vzhledem k délce mostu bude na výstavbu spotřebováno značné množství skruže, ale stále se jedná o realizovatelný návrh.



7.1 Etapa 1

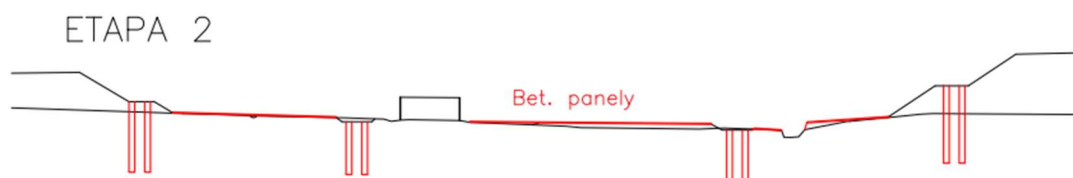
Během první etapy budou probíhat přípravné práce. Bude vytyčeno a zřízeno staveniště. Na stavbu budou dopraveny a smontovány věžové jeřáby, které budou využívány po celou dobu výstavby. Toto řešení je významně levnější, než použití autojeřábů. Dojde k sejmutí ornice a případným dalším terénním úpravám, tak aby se v další etapě mohlo začít připravovat založení pevné skruže. Zároveň budou připraveny plochy pro vrtné soupravy v oblastech základů opěr a pilířů.



Obrázek 7-1. Etapa 1

7.2 Etapa 2

Následuje vrtání pilot a jejich betonáž. Současně s tím bude probíhat příprava založení pevných skruží. Tedy doprava a instalace betonových panelů, které budou sloužit jako základy pro pevnou skruž.



Obrázek 7-2: Etapa 2

7.3 Etapa 3

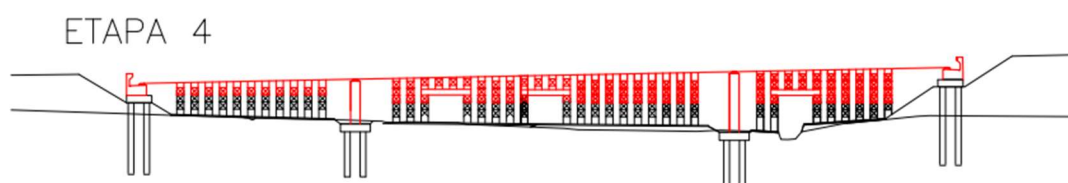
Dále budou zhotoveny základy pilířů a opěr. Současně s tím začne výstavba pevné skruže.



Obrázek 7-3: Etapa 3

7.4 Etapa 4

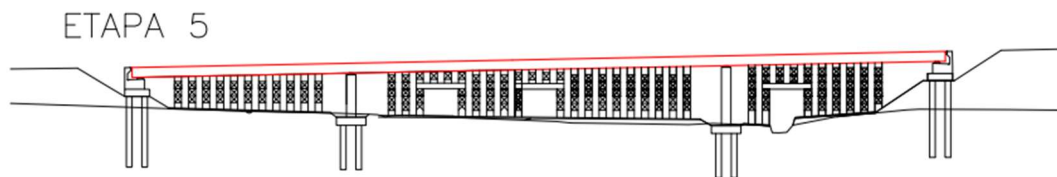
Ve čtvrté etapě dojde ke zhotovení opěr a pilířů. Také budou osazena ložiska. Současně bude dokončena skruž. Na skruži bude následně připraveno bednění a provedeno armování včetně osazení předpínací výztuže.



Obrázek 7-4: Etapa 3

7.5 Etapa 5

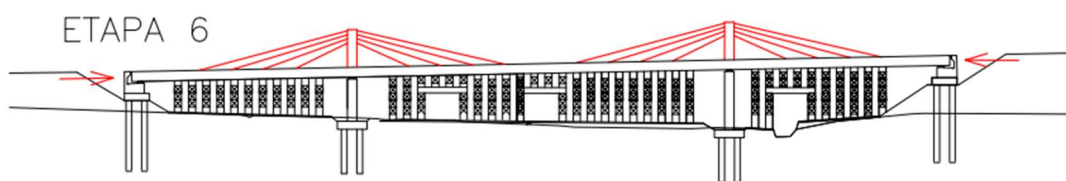
V páté etapě bude provedena betonáž celé délky mostu. Vzhledem k dobře přístupnému terénu okolo mostu bude betonáž realizována pomocí mobilních čerpadel.



Obrázek 7-5: Etapa 5

7.6 Etapa 6

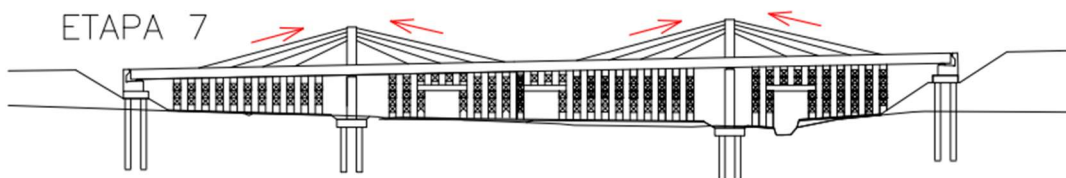
Po dostatečném vytvrdnutí betonu bude vneseno předpětí průběžnými kabely a příložkami. Současně dojde k betonáži pylonů a osazení extradosed kabelů.



Obrázek 7-6: Etapa 6

7.7 Etapa 7

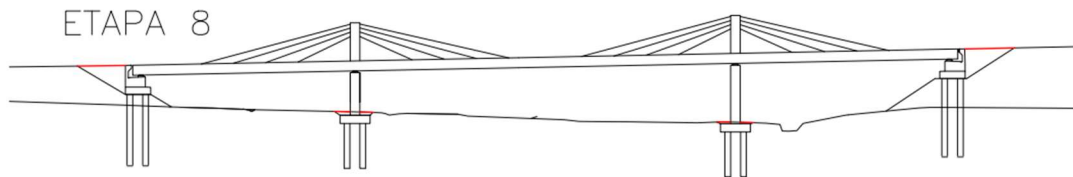
Následuje předepnutí extradosed kabelů.



Obrázek 7-7: Etapa 7

7.8 Etapa 8

V poslední fázi dojde k odstranění skruží a následně všech dočasných konstrukcí v oblasti pod mostem. Dále budou zhotoveny přechodové oblasti za opěrami a zasypány základy pilířů. Současně bude zhotoven mostní svršek a osazeno mostní vybavení. Poté již může být most uveden do provozu.



Obrázek 7-8: Etapa 8

8 Předběžný návrh konstrukce

Pro prvotní návrh konstrukce je vytvořen 2D model konstrukce v programu SCIA Engineer 22. Vzhledem k nemožnosti modelovat most ve směrovém oblouku dané 2D prostředím, je most modelován jako přímý.

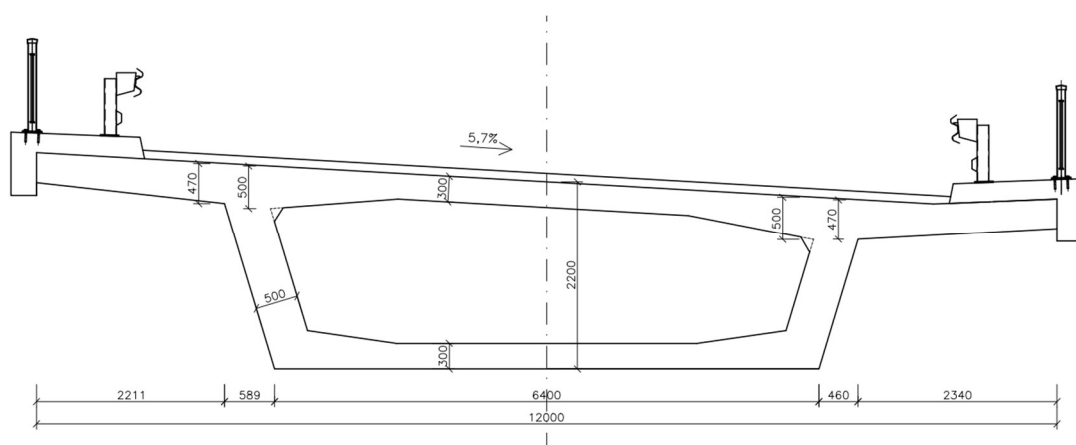
Návrh konstrukce navazuje na navržený postup výstavby, tak aby respektoval statické působení konstrukce během výstavby.

8.1 Příčné řezy

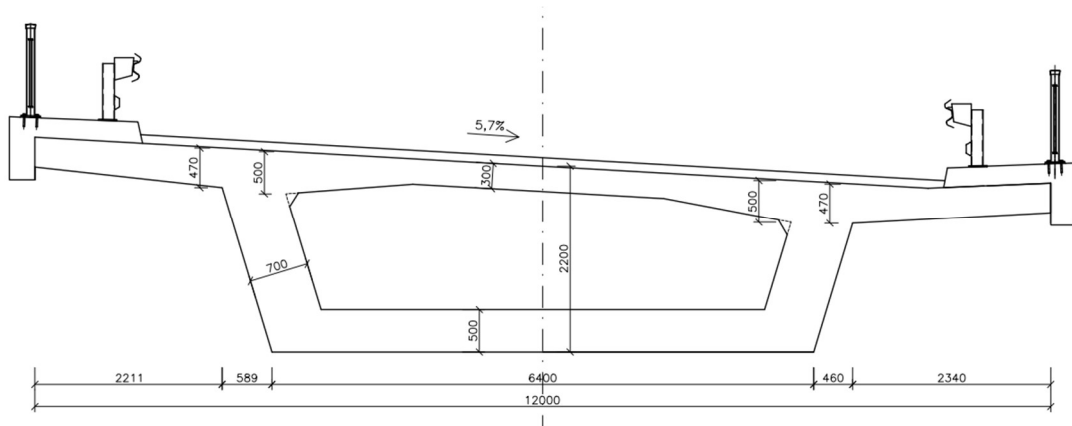
8.1.1 Příčný sklon

V rámci zjednodušení 2D modelu je příčný řez použitý pro výpočetní model uvažován bez příčného sklonu. Skutečný průřez je navržený s poměrně velkým příčným sklonem 5,7 %. Z tohoto důvodu je vytvořen model, který ověřuje, jak velké chyby se použitím tohoto zjednodušení dopouštím a zda je tedy toto zjednodušení možné provést.

Příčný řez je navržen jako jednokomorový s konstantní výškou 2,2 m. Tloušťka horní desky je 300 mm. Dolní deska je pro průřez v poli navržena s tloušťkou 300 mm a nad pilíři o tloušťce 500 mm. Stěny komory v poli jsou navrženy tak, aby umožnily vedení dvou řad předpínací výztuže a mají tedy šířku 500 mm. Nad podporami jsou pak stěny zesíleny. Nad pilíři mají šířku 700 mm a v oblasti opěr jsou zesíleny na 1100 mm, tak aby umožnily kotvení dvou řad předpínací výztuže.

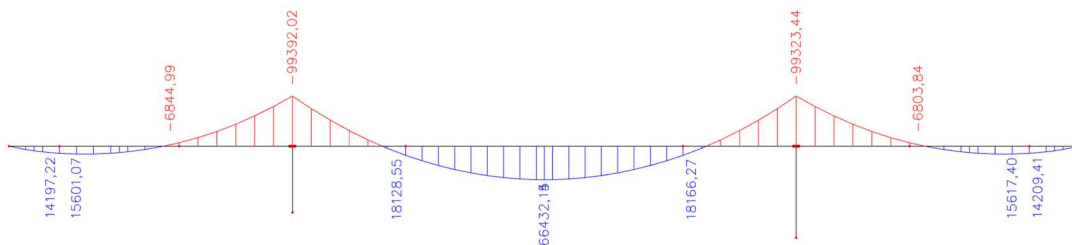


Obrázek 8-1: Rozměry průřezu v poli

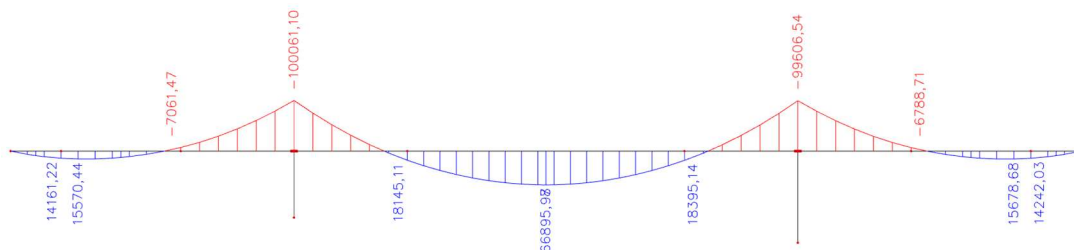


Obrázek 8-2: Příčný řez nad pilíři

Tyto průřezy jsou ve výpočetním modelu nahrazeny náhradními průřezy, které zanedbávají příčný sklon.



Obrázek 8-3: Ohybový moment – průřezy s příčným sklonem [kNm]



Obrázek 8-4: Ohybový moment – náhradní průřezy [kNm]

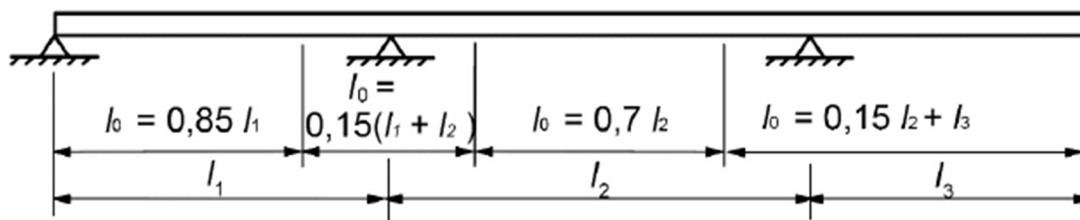
Průřez	Pole 1 [MNm]	Pilíř 1 [MNm]	Pole 2 [MNm]	Pilíř 2 [MNm]	Pole 3 [MNm]
S příčným sklonem	15,57	-100	66,9	-99,61	15,68
Rovný	15,6	-99,39	66,43	-99,32	15,62
Rozdíl [%]	0,19	0,61	0,70	0,29	0,38

Tabulka 8.1: Porovnání hodnot momentů

Z výše uvedených hodnot momentů je zřejmé, že náhradní průřezy bez příčné sklonu dobře nahrazují původní průřezy bez výrazné chyby.

8.1.2 Spolupůsobící šířka

V důsledku smykového ochabnutí není průběh napětí na deskách komorového nosníku konstantní. Aby bylo možné počítat s konstantním průběhem napětí, je nutné redukovat účinnou šířku průřezu. Přibližný způsob, kterým lze určit tuto šířku definuje norma ČSN EN 1999-1-1 [22]. Nejprve je nutné určit přibližnou vzdálenost nulových momentů l_0 . Následně se dle vztahu (7.1) určí výsledná spolupůsobící šířka



Obrázek 8-5: Výpočet l_0 pro určení spolupůsobící šířky desky [22]

$$b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0 \quad (8.1)$$

Krajní pole

$$l_0 = 0,85 * l_1 = 0,85 * 45 = 38,25 \text{ m}$$

$$b_1 = 2,277 \text{ m}$$

$$b_{eff,1} = 0,2 * 2,277 + 0,1 * 38,25 \leq 0,2 * 38,25$$

$$b_{eff,1} = 4,28 \text{ m} \leq 7,65 \text{ m}$$

$$b_{eff,1} > b_1$$

$$b_2 = 3,146 \text{ m}$$

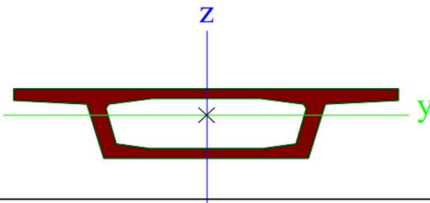
$$b_{eff,2} = 0,2 * 3,146 + 0,1 * 38,25 \leq 0,2 * 38,25$$

$$b_{eff,2} = 4,45 \text{ m} \leq 7,65 \text{ m}$$

$$b_{eff,2} > b_2$$

Efektivní šířka je větší než skutečná a průřez v krajním poli tedy není třeba redukovat.

Vzhledem k velikosti polí lze předpokládat, že průřez ve středním poli vyhoví také.



A [m ²]	8,1930e+00	
A _{y, z} [m ²]	5,9503e+00	2,5438e+00
I _{y, z} [m ⁴]	5,4111e+00	8,2421e+01
I _w [m ⁶], t [m ⁴]	0,0000e+00	1,3638e+00
W _{el} y, z [m ³]	4,0032e+00	1,3737e+01
W _{pl} y, z [m ³]	0,0000e+00	0,0000e+00

Obrázek 8-6: Průřez v poli

Průřez nad podporou

$$l_0 = 0,15 * (l_1 + l_2) = 0,15 * (45 + 80) = 18,75 \text{ m}$$

$$b_1 = 2,277 \text{ m}$$

$$b_{eff,1} = 0,2 * 2,277 + 0,1 * 18,75 \leq 0,2 * 18,75$$

$$b_{eff,1} = 2,33 \text{ m} \leq 3,75 \text{ m}$$

$$b_{eff,1} > b_1$$

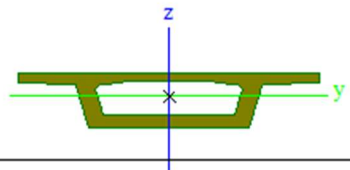
$$b_2 = 2,937 \text{ m}$$

$$b_{eff,2} = 0,2 * 2,937 + 0,1 * 38,25 \leq 0,2 * 18,75$$

$$b_{eff,2} = 2,46 \text{ m} \leq 3,75 \text{ m}$$

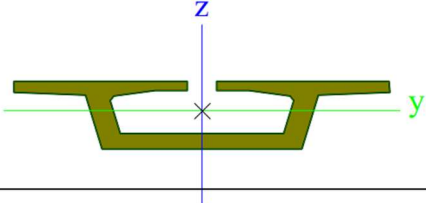
$$b_{eff,2} < b_2$$

V průřezu nad podporou není spolupůsobící šířka dostatečná a je nutné ho redukovat.



A [m ²]	9,7017e+00	
A _{y, z} [m ²]	7,3929e+00	3,4969e+00
I _{y, z} [m ⁴]	6,2702e+00	8,8190e+01
I _w [m ⁶], t [m ⁴]	0,0000e+00	2,5050e+00
W _{el} y, z [m ³]	5,0312e+00	1,4698e+01
W _{pl} y, z [m ³]	0,0000e+00	0,0000e+00

Obrázek 8-7: Průřez nad podporou – plný průřez



A [m²]	9,4124e+00	
A_{y, z} [m²]	6,7013e+00	3,4843e+00
I_{y, z} [m⁴]	6,0753e+00	8,8071e+01
I_w [m⁶], t [m⁴]	0,0000e+00	2,2227e+00
W_{el} y, z [m³]	4,9734e+00	1,4674e+01
W_{pl} y, z [m³]	0,0000e+00	0,0000e+00

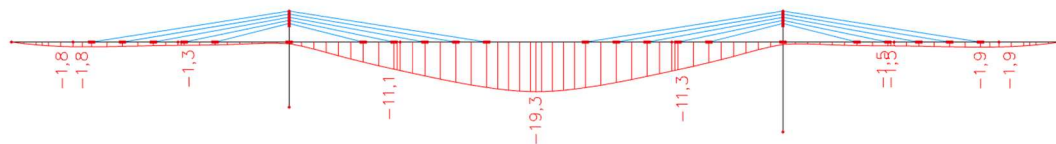
Obrázek 8-8: Průřez nad podporou – efektivní průřez

8.2 Pylony

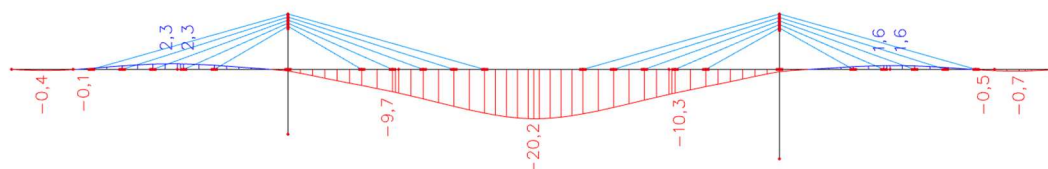
Dle informací získaných v rešerši se vhodná výška pylonu pohybuje v rozmezí 1/12-1/8 hlavního rozpětí mostu. V mém případě je tedy pro hlavní rozpětí 80 m doporučená výška pylonu 6,7-10 m. Pro lepší pochopení vlivu výšky pylonu na konstrukci a stanovení vhodné výšky pylonu pro daný most byl vytvořen model, který umožňuje sledovat deformace a vnitřní síly v závislosti na výšce pylonu. V modelu působí pouze vlastní tíha a ostatní stálé zatížení v charakteristických hodnotách.

Výšky pylonů jsou zvolené 5, 7, 8, 9, 10, 11 a 13 m. Na každém pylonu je uvažováno 5 řad extradosed kabelů, které jsou kotveny do mostovky v intervalu 5 m a první kabel je kotven ve vzdálenosti 12 m od osy pylonu. Na pylonu jsou pak kabely kotveny v intervalu 0,5 m. Vzhledem k omezení napětí v extradosed kabelech hodnotou $0,6f_{pk}$ by mělo být předpětí omezeno na hodnotu $0,6 \cdot 1860 = 1116$ MPa. V tomto modelu je tedy uvažována hodnota předpětí v extradosed kabelech 1100 MPa.

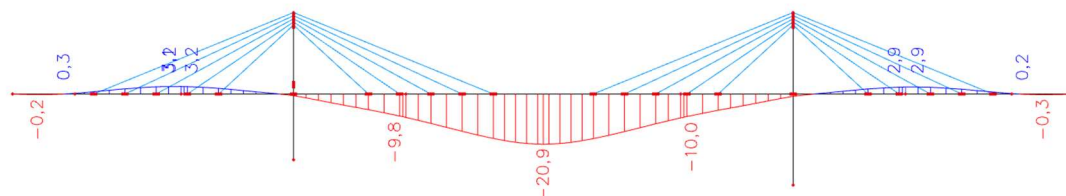
V prvním kroku byla stanovena cílová deformace uprostřed hlavního pole na 20 mm. Pro jednotlivé výšky pylonu pak byl měněn počet lan tak, aby bylo dosaženo co nejlépe deformaci 20 mm a byl sledován nutný počet lan v závislosti na výšce pylonu. Vzhledem k použití rovinného modelu je nutné modelovat pouze jednu řadu závěsů v příčném směru. Na navrhovaném mostě je však počítáno s dvěma pylony, a proto by bylo nutné výsledky vydělit dvěma. V této fázi však není důležitý přesný počet lan, ale jejich vzájemný poměr v závislosti na výšce pylonu.



Obrázek 8-9: Svislé deformace – výška pylonu 5 m, 46 lan v každém kabelu [mm]



Obrázek 8-10: Svislé deformace – výška pylonu 9 m, 28 lan v každém kabelu [mm]

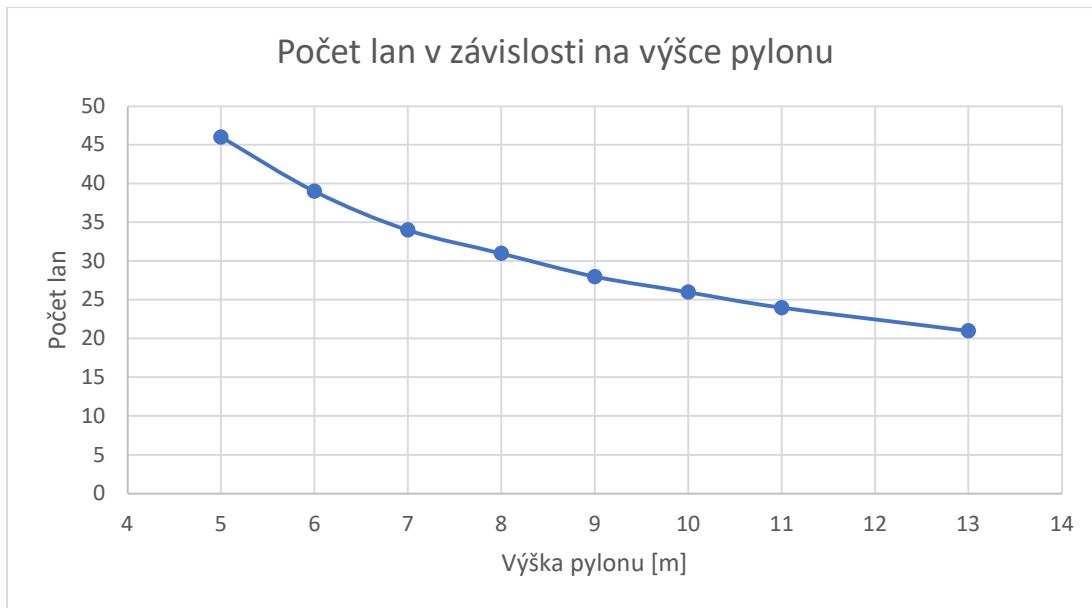


Obrázek 8-11: Svislé deformace – výška pylonu 13 m, 21 lan v každém kabelu [mm]

V rámci tohoto modelu byl sledován počet lan a zároveň rozložení momentů v poli a nad podporou dle zvolené výšky pylonu. Získané výsledky jsou shrnuty v následujících tabulkách a grafech.

Výška pylonu [m]	Počet lan
5	46
6	39
7	34
8	31
9	28
10	26
11	24
13	21

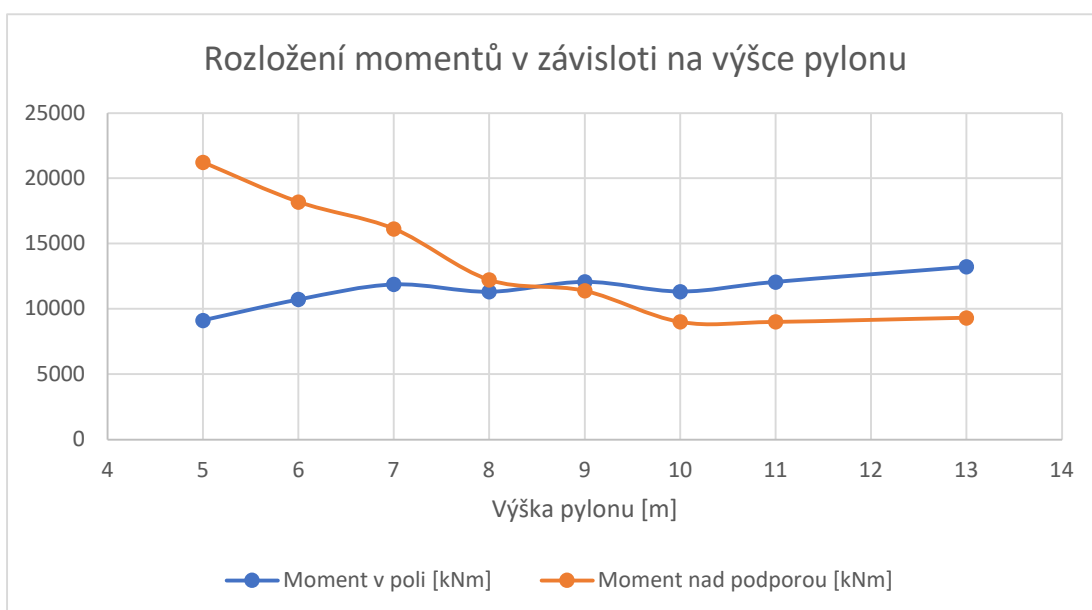
Tabulka 8.2: Počet lan dle výšky pylonu



Obrázek 8-12: Počet lan dle výšky pylonu

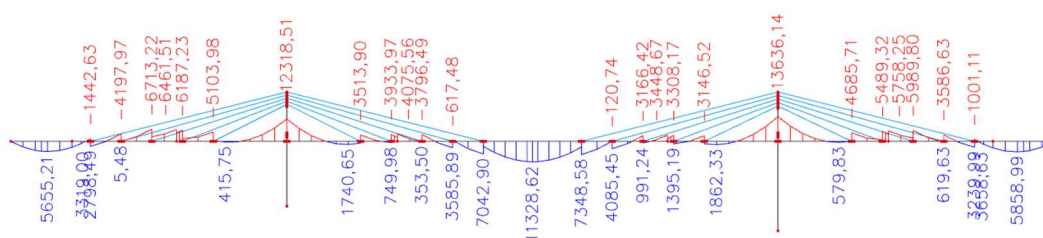
Výška pylonu [m]	Moment v poli [kNm]	Moment nad podporou [kNm]
5	9134	21242
6	10733	18195
7	11883	16138
8	11326	12231
9	12088	11393
10	11339	9017
11	12078	9018
13	13231	9325

Tabulka 8.3: Rozložení momentů dle výšky pylonu



Tabulka 8.4: Rozložení momentů dle výšky pylonu

Z výše získaných dat je patrné, že se snižující se výškou pylonu se zvětšuje moment nad podporou. K tomu dochází v důsledku malého úhlu mezi mostovkou a extradosed kabely, který způsobuje nárůst horizontální složky síly z těchto kabelů. U vyšších pylonů naopak dochází ke statickému působení podobnému zavěšenému mostu, kdy se v důsledku velkých vertikálních složek sil snižuje moment nad podporou, ale roste moment v poli, kde už nepůsobí závěsy. Zároveň je vidět, že od výšky 7 m už není takový rozdíl v počtu lan a závislost se stává spíše lineární. Vzhledem k podobné velikosti momentů pro výšku pylonu 8 a 9 m se tyto hodnoty výšky pylonu jeví jako vhodné. Jelikož se konstrukce nachází nízko nad terénem a je cílem zachovat pylony co nejnižší, tak je zvolená výška pylonu 8 m.

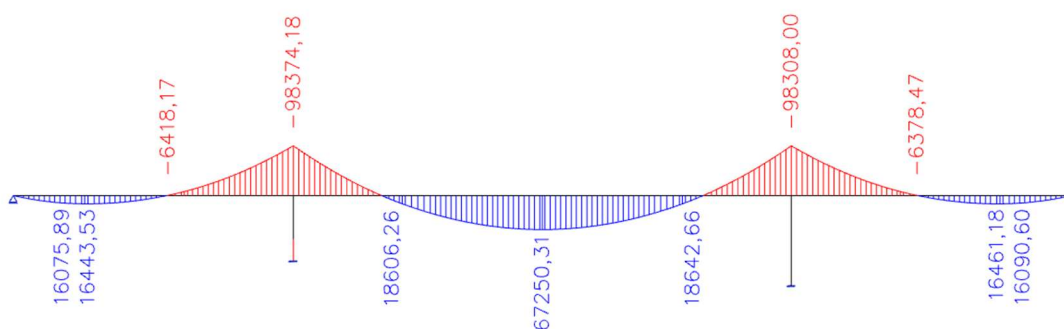


Tabulka 8.5: Průběh ohybových momentů pro výšku pylonu 8 m. [kNm]

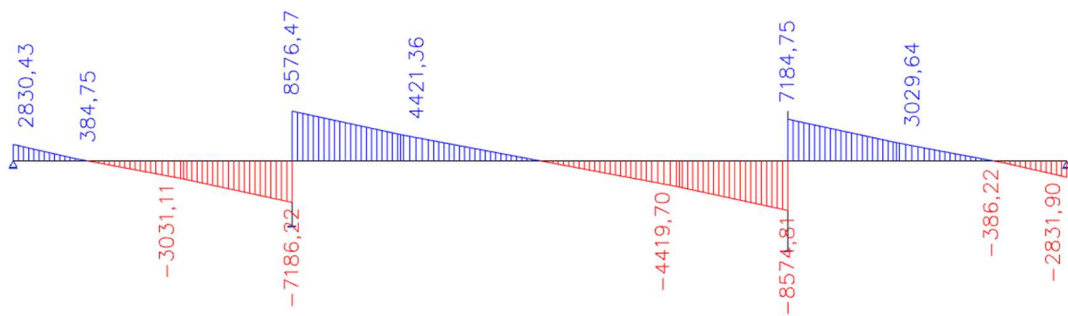
8.3 Průběhy vnitřních sil

Dalším krokem je zatížení 2D prutového modelu a výpočet vnitřních sil, na základě kterých je možné provést prvotní návrh předpětí. Použité zatížení je detailně popsáno v kapitole 6. Níže uvedené průběhy jsou od charakteristické kombinace zatížení.

8.3.1 Vlastní tíha

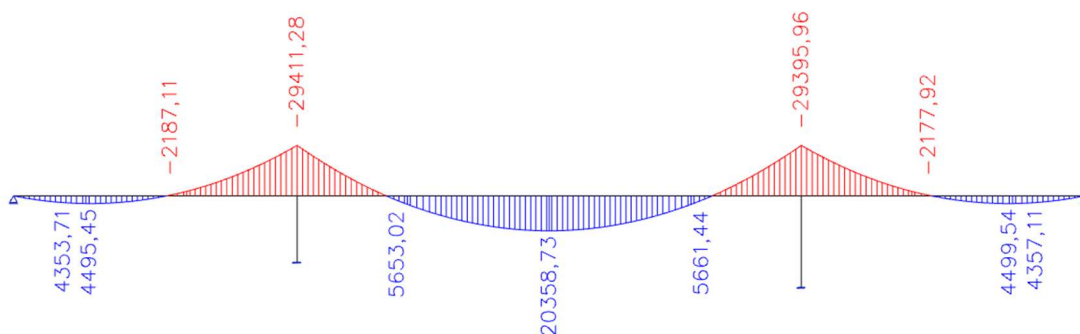


Obrázek 8-13: Ohybový moment – vlastní tíha [kNm]

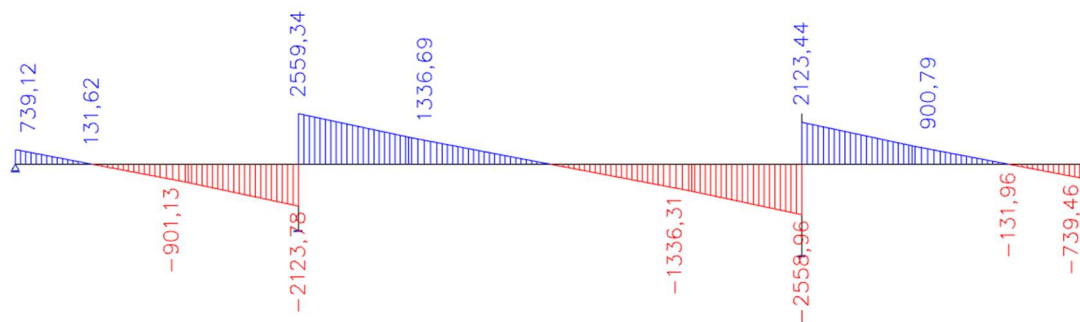


Obrázek 8-14: Posouvající síla – vlastní tíha [kN]

8.3.2 Ostatní stálé

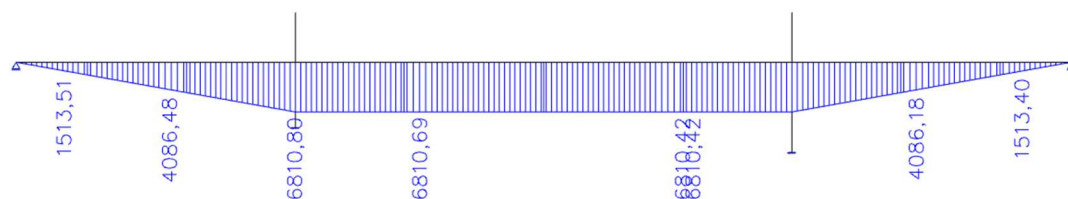


Obrázek 8-15: Ohybový moment – ostatní stálé [kNm]

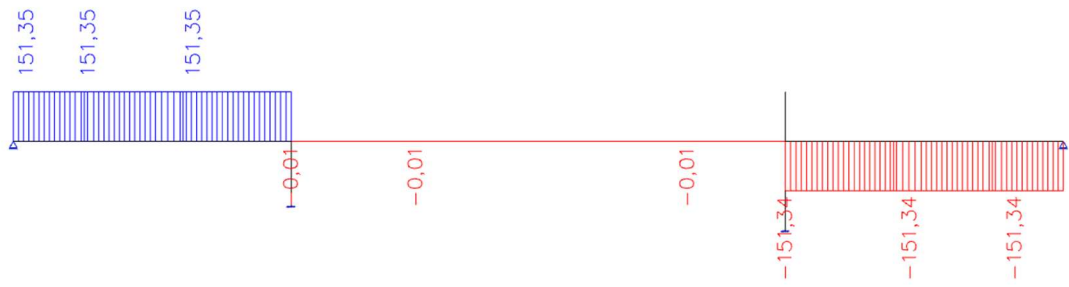


Obrázek 8-16: Posouvající síla – ostatní stálé [kN]

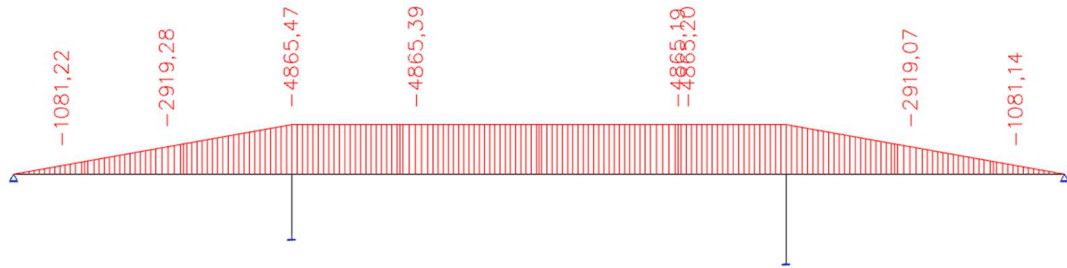
8.3.3 Nerovnoměrná teplota (finální stav)



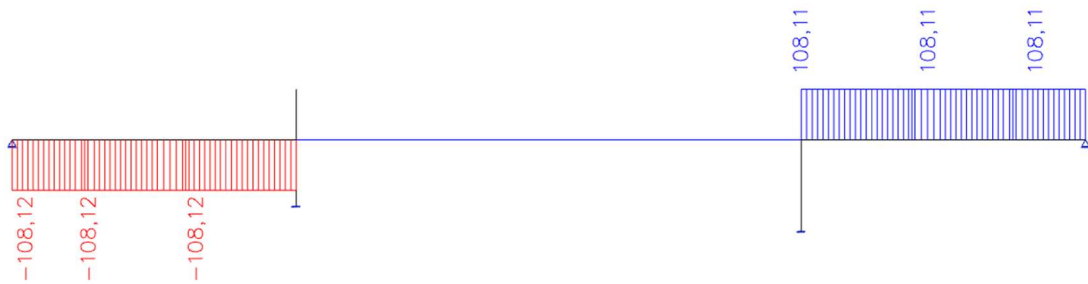
Obrázek 8-17: Ohybový moment – ohřátí horního povrchu [kNm]



Obrázek 8-18: Posouvající síla – ohřátí horního povrchu [kN]

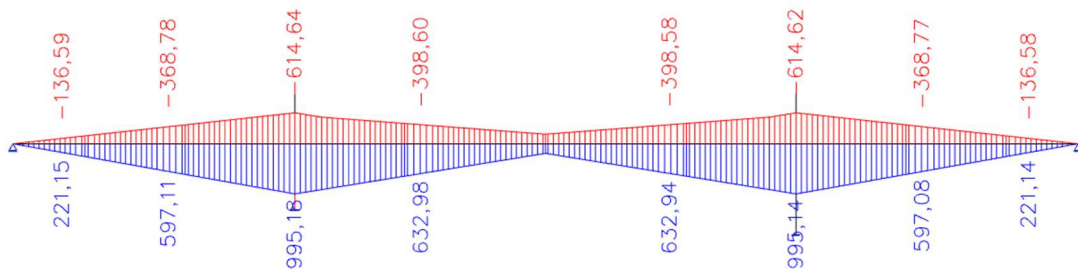


Obrázek 8-19: Ohybový moment – ochlazení horního povrchu [kNm]

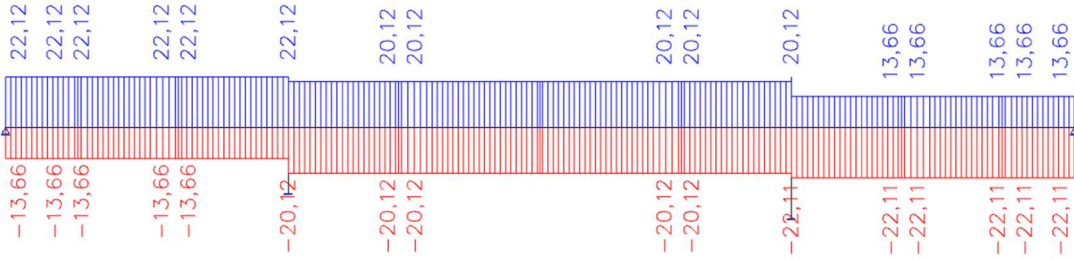


Obrázek 8-20: Posouvající síla – ochlazení horního povrchu [kN]

8.3.4 Pokles podpor



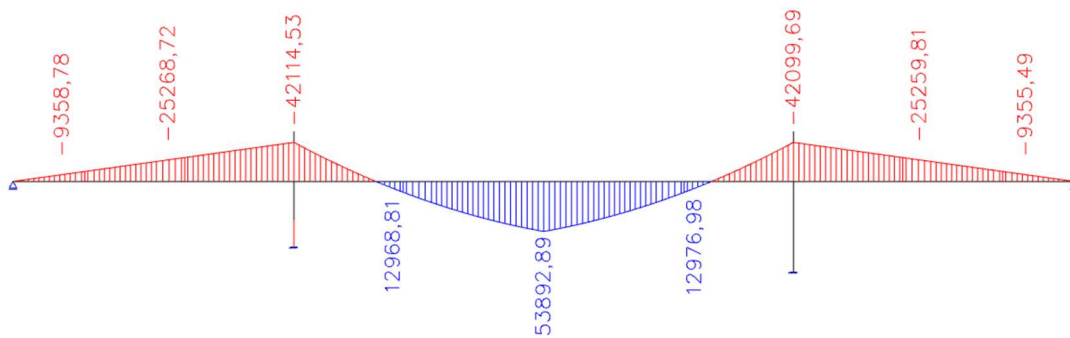
Obrázek 8-21: Obálka ohybových momentů – pokles podpor [kNm]



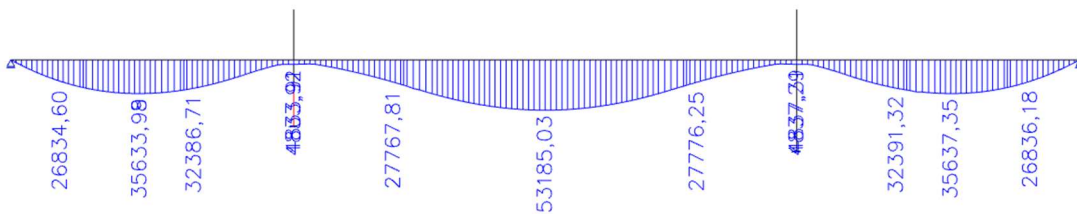
Obrázek 8-22: Obálka posouvajících sil – pokles podpor [kN]

8.3.5 Zatížení od dopravy

Zatížení od dopravy je modelováno pomocí funkce pohyblivá zatížení. Ta automaticky umístí zatížení od dopravy do nejnepříznivější polohy a vykreslí obálku zatížení od dopravy. Pro ověření správného nastavení bylo do prostředního pole umístěno spojitě zatížení od UDL a chodců o hodnotě 60 kN/m. Zároveň byla také do středu prostředního pole umístěna bodová síla o hodnotě 2400 kN, což je součet všech nápravových sil (TS), které na konstrukci působí.

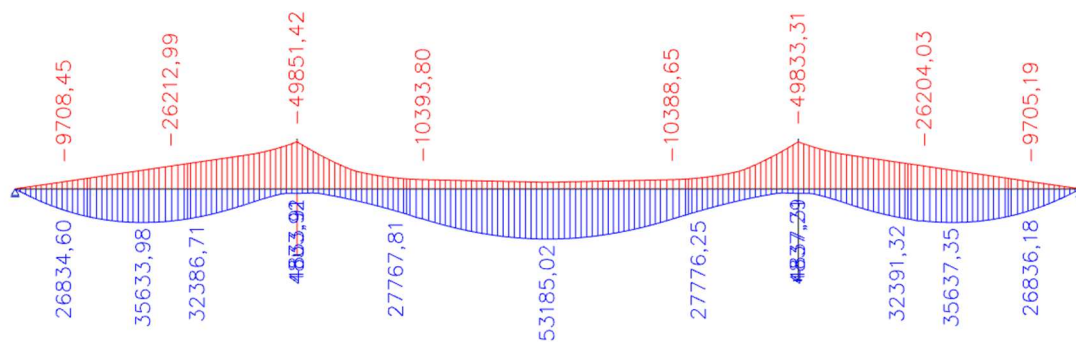


Obrázek 8-23: Moment od ručně zadaného zatížení od dopravy [kNm]

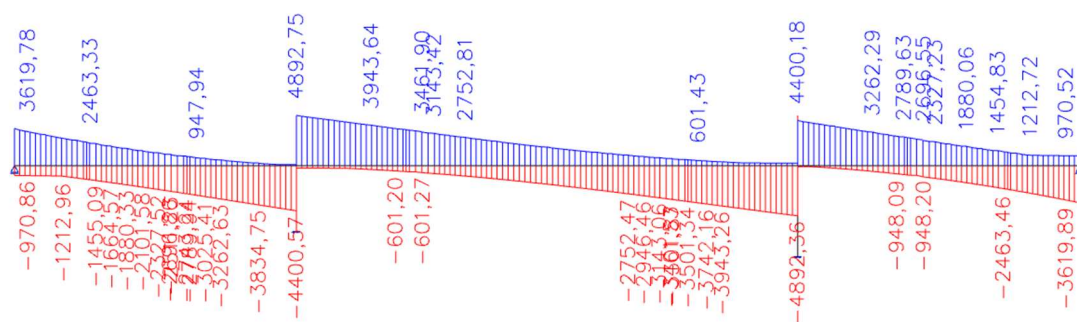


Obrázek 8-24: Obálka maximálního kladného momentu od dopravy [kNm]

Z hodnot momentů uprostřed středního pole, které jsou téměř identické, je patrné, že pohyblivé zatížení je nastaveno správně.



Obrázek 8-25: Obálka momentů od dopravy [kNm]

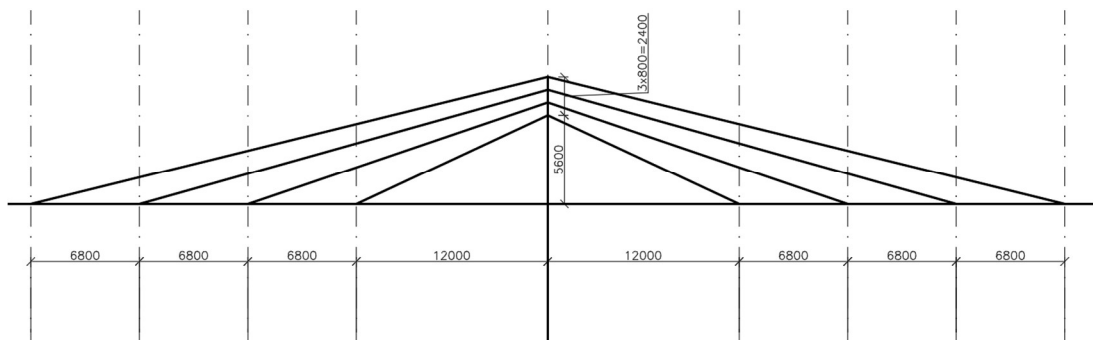


Obrázek 8-26: Obálka posouvajících sil od dopravy [kN]

Z průběhu posouvajících sil od dopravy je patrné, že v krajních ložiscích na opěrách může vzniknout tahová reakce, což je nežádoucí. Reakce od vlastní tíhy a ostatního stálého zatížení je však v součtu asi 3,5krát vyšší, a proto by nemělo docházet k nadzvedávání ložisek v důsledku zatížení od dopravy. Toto bude dále ověřeno během návrhu.

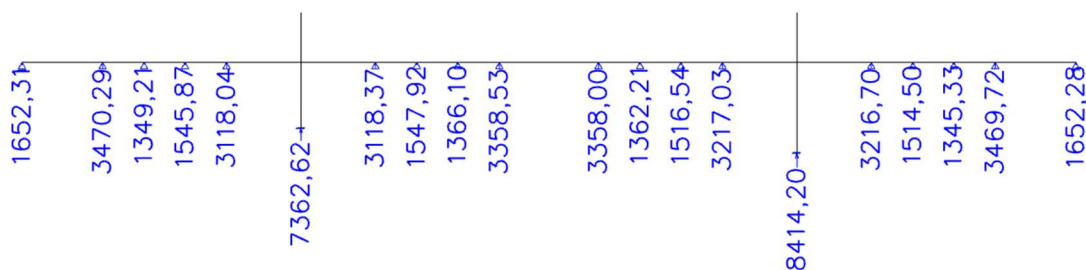
8.4 Návrh extradosed kabelů

Hlavním účelem extradosed kabelů je přenos stálého zatížení do pylonů. Proto jsou tyto kabely navrhovány na zatížení od vlastní tíhy a ostatního stálého zatížení. Cílem je navrhnout takový počet kabelů, aby došlo k vyrovnání deformací od těchto zatížení. V kapitole 5.2 bylo zjištěno, že pro výšku pylonu 8 m je potřeba 31 lan. Jelikož se však na konstrukci v příčném směru nachází dvě řady závěsů, které jsou v modelu modelovány jako jedna, tak by byl jeden kabel tvořen pouze cca 16 lany. Velká část nákladů na kabely typu extradosed je tvořena náklady na kotvení a ochranu výztuže, proto je snahou použít menší počet kabelů s více lany. Z tohoto důvodu je vytvořen nový model, kde je počet kabelů snížen z pěti na čtyři.



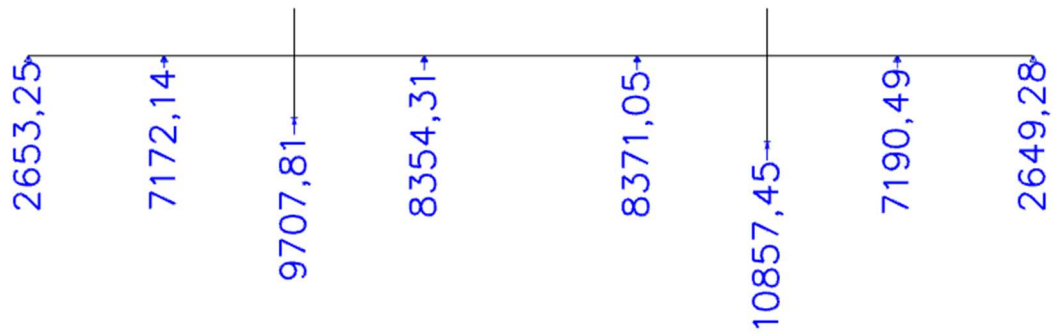
Obrázek 8-27: Schéma rozmístění extradosed kabelů

U klasických zavěšených mostů lze síly v závěsech navrhnout tak, že jsou závěsy nahrazeny kloubovými podporami. Reakce v každé podpoře je pak použita jako síla, kterou je závěs předeprnut. Tímto způsobem lze snadno dosáhnout vyrovnání deformací od stálého zatížení. U extradosed mostů tento způsob nelze použít, protože kabely nejsou rovnoměrně rozmístěny po celé délce nosníku a do krajních závěsů by tak připadala neúměrně velká síla. Dalším problémem je přenos vodorovné síly z kabelů. S použitím neposuvných kloubů se tyto síly vzájemně zachytí v podporách a nedojde tak k vnesení předpětí, což je důležitá součást principu extradosed mostů. Při použití posuvných kloubů zase nevznikají vodorovné síly žádné.



Obrázek 8-28: Svislé reakce při nahrazení kabelů neposuvnými klouby

Způsob, kterým lze určit síly v závěsech je nahrazení kabelů pouze jedním neposuvným kloubem, který je umístěn na středním závěsu. V mém případě uprostřed mezi závěsy 2 a 3. Přesnější by pravděpodobně bylo modelovat podporu jako pružnou, ale pro předběžný návrh závěsů se pevná podpora ukázala jako vyhovující.

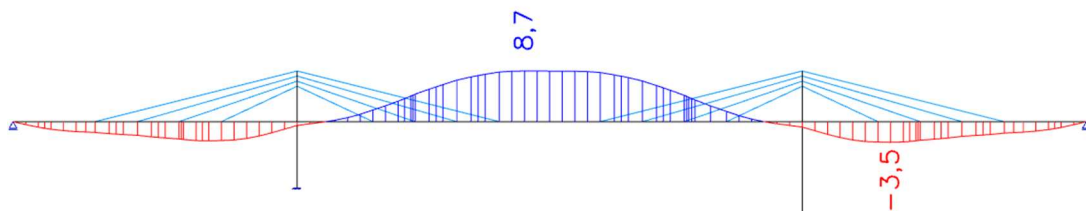


Obrázek 8-29: Svislé reakce při nahrazení kabelů jedním neposuvným kloubem [kN]

Tyto reakce je nyní možné rovnoměrně rozdělit mezi jednotlivé kabely a dle úhlu, který kabely svírají s mostovkou lze dopočítat potřebné síly v jednotlivých kabelech. Lze pozorovat, že reakce ve středím poli jsou větší než reakce na podporách v krajním poli. To by znamenalo, rozdílné síly v kabelech na každé straně pylonu. Dlouhodobé nerovnoměrné zatížení na pylon však není žádoucí, a proto je nutné zvolit z obou stran stejné předpínací síly.

Kabel	Svislá reakce [MN]	Úhel [°]	Úhel [rad]	Síla v kabelu [kN]	Napětí [MPa]	Plocha lana [mm ²]	Počet lan [ks]
1	2087,5	25,017	0,437	4936,32	1100	150	29,9
2	2087,5	18,800	0,328	6477,61	1100	150	39,3
3	2087,5	15,709	0,274	7710,19	1100	150	46,7
4	2087,5	13,870	0,242	8708,28	1100	150	52,8

Tabulka 8.6: Počty kabelů pro sílu 8350 MN

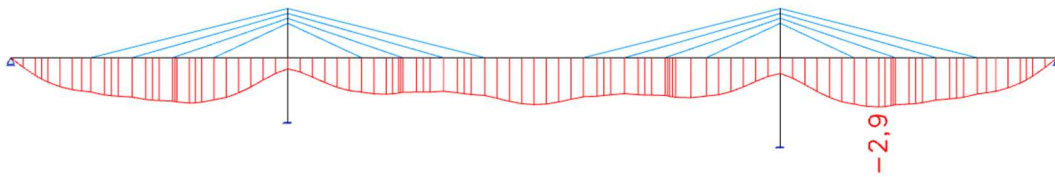


Obrázek 8-30: Deformace od stálého zatížení a celkových svislých sil od extradosed kabelů 8350 MN [mm]

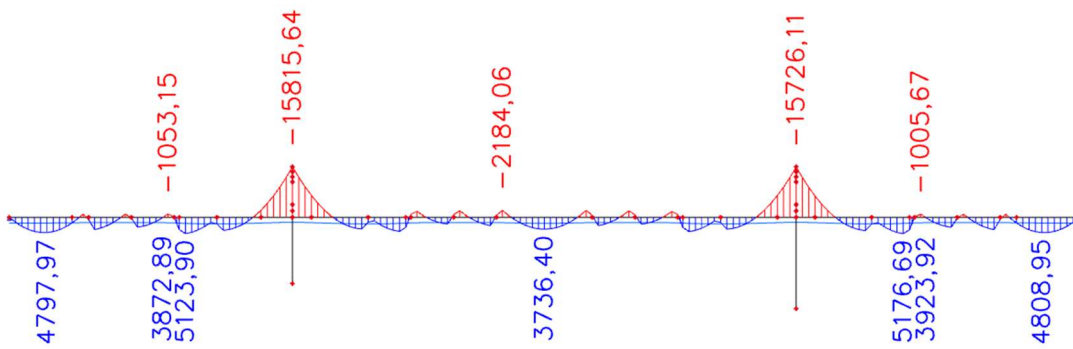
Jako první je zvolen počet kabelů na větší sílu, tedy 8350 kN. Tyto síly mají za následek mírné nadzvedávání konstrukce ve středním poli. Z tohoto důvodu je síla zmenšena na 8000 kN. Tato změna má za následek mírné snížení sil v jednotlivých kabelech. Díky tomu je téměř vyrovnána deformace od stálého zatížení.

Kabel	Svislá reakce [MN]	Úhel [°]	Úhel [rad]	Síla v kabelu [kN]	Napětí [MPa]	Plocha lana [mm ²]	Počet lan [ks]
1	2000	25,017	0,437	4729,41	1100	150	28,7
2	2000	18,800	0,328	6206,10	1100	150	37,6
3	2000	15,709	0,274	7387,01	1100	150	44,8
4	2000	13,870	0,242	8343,26	1100	150	50,6

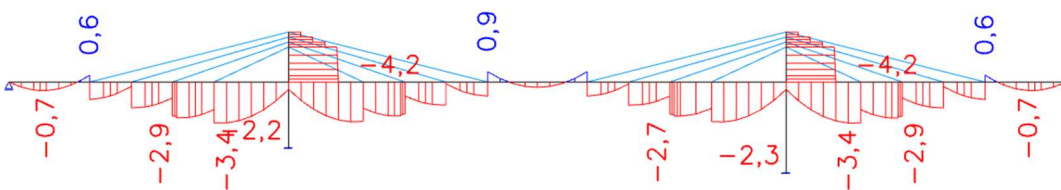
Tabulka 8.7: Počet kabelů pro sílu 8000 MN



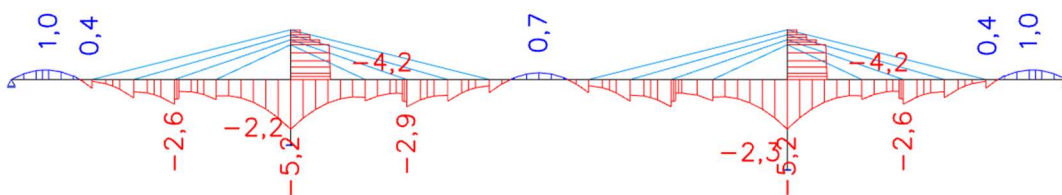
Obrázek 8-31: Deformace od stálého zatížení a celkových svislých sil od extradosed kabelů 8000 MN [mm]



Obrázek 8-32: Průběh ohybových momentů od kombinace stálého zatížení a extradosed předpětí [kNm]



Obrázek 8-33: Napětí na horních vláknech od stálého zatížení a extradosed předpětí [MPa]



Obrázek 8-34: Napětí na spodních vláknech od stálého zatížení a extradosed předpětí [MPa]

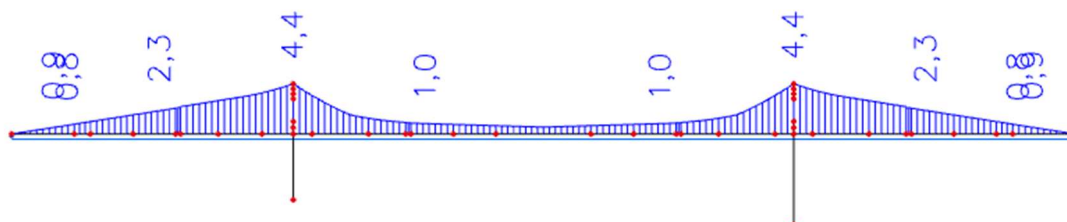
Kabel	Počet lan [ks]	Plocha [mm ²]
1	28,0	4200
2	38,0	5700
3	44,0	6600
4	50,0	7500

Tabulka 8.8: Finální počet lan – kabely číslovány odspodu

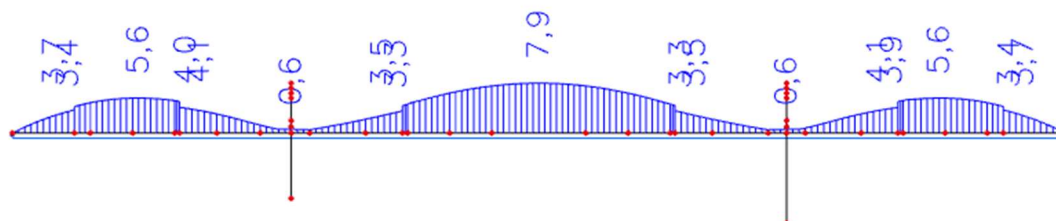
8.5 Návrh vnitřního předpětí – Varianta 1

Druhou složkou předpětí v této konstrukci je vnitřní předpětí. Jak lze vidět na obrázcích 8-33 a 8-34, tak v některých oblastech mostu vzniká i při kvazistálé kombinaci tah. Konkrétně se jedná o oblasti nepodporované extradosed kabely, tedy krajní pole u opěr a střední pole.

Dále je třeba započítat zatížení od dopravy v časté kombinaci, pro kterou je dle ČSN EN 1992-2 [23] požadována dekomprese. To znamená, že v žádném místě konstrukce nesmí při působení časté kombinace zatížení během její životnosti docházet k tahovému namáhání. Na obrázcích 8-35 a 8-36 lze vidět obálku tahových napětí, které vzniknou od dopravy při časté kombinaci.



Obrázek 8-35: Maximální tahová napětí v horních vláknech od dopravy – častá kombinace

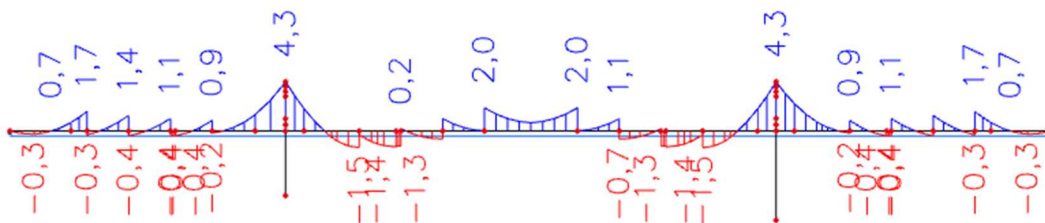


Obrázek 8-36: Maximální tahová napětí v dolních vláknech od zatížení od dopravy – častá kombinace

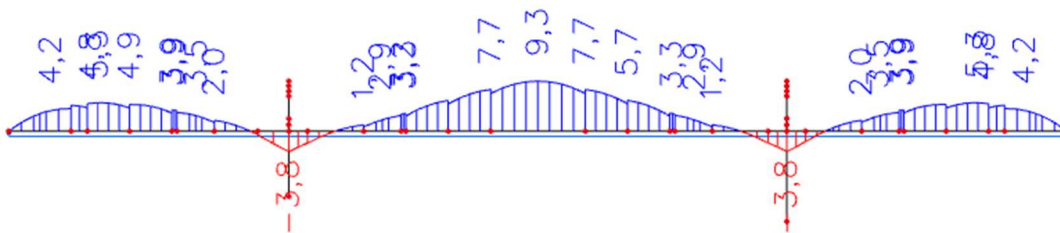
Stupeň vlivu prostředí	Železobetonové prvky a prvky předpjaté bez soudržné výztuže	Prvky předpjaté soudržnou výztuží
	Kvazi-stálá kombinace zatížení	Častá kombinace zatížení
X0, XC1	0,3 ^{a)}	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ^{b)}
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3		dekomprese
^{a)} Pro stupně vlivu prostředí X0, XC1 nemá šířka trhliny vliv na trvanlivost a uvedená hodnota má zajistit přijatelný vzhled. Pokud nejsou kladeny požadavky na vzhled, lze uvedenou hodnotu zvětšit. ^{b)} Pro tyto stupně vlivu prostředí má být také posouzena dekomprese při kvazi-stálé kombinaci zatížení.		

Obrázek 8-37: Požadavek na mezní stav omezení trhlin dle ČSN EN 1992-2 [23]

Pro lepší názornost jsou níže uvedeny průběhy napětí při kombinaci stálého zatížení, extradosed předpětí a zatížení od dopravy. Z těchto průběhů napětí je zřejmé, že konstrukci je nutno doplnit vnitřním předpětím, tak aby byla dodržena dekomprese v celé délce mostu.



Obrázek 8-38: Maximální tahová napětí v horních vláknech od časté kombinace zatížení a extradosed předpětí [MPa]



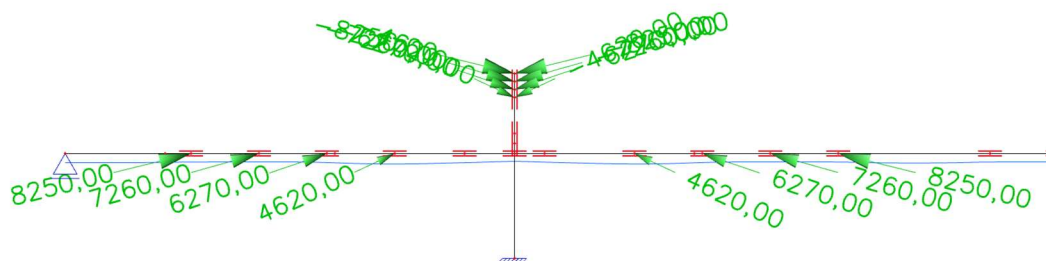
Obrázek 8-39: Maximální tahová napětí v dolních vláknech od časté kombinace zatížení a extradosed předpětí [MPa]

Vnitřní předpínací kabely jsou uvažované jako průběžné po celé délce mostu. Pro výpočetní model je použit ideální kabel, který je předpokládán v těžišti skutečné předpínací výztuže. Předpokládaná použitá předpínací výztuž jsou 19 lanové kabely umístěné v kanálcích o průměru 100 mm.

Při návrhu předpětí je také nutné zohlednit ztráty předpětí, neboť požadavek na dekompresi při časté kombinaci zatížení je nutné dodržet i na konci životnosti mostu, tedy po 100 letech. V této fázi výpočtu je SCIA schopna započítat ztráty pokluzem, třením a relaxací. Dlouhodobé ztráty způsobené smršťováním a dotvarováním betonu je nutné v této fázi pouze odhadnout. Předpokládaná hodnota těchto ztrát v průběhu životnosti je 20 %. Hodnota napětí v předpínací výztuži použitá pro návrh předpětí tedy je $0,8 \cdot 1473,12 = 1178$ MPa. Pro minimalizaci vlivu ztrát třením jsou kabely navrženy tak, že polovina bude napínána z jedné strany mostu a druhá polovina z druhého konce. Proto je v modelu použita dvojice ideálních kabelů, z nich každý je napínán z jiného konce mostu.

Pro návrh samotné dráhy předpínací výztuže lze použít dvě metody. Jedná se o metodu vyrovnání zatížení a metodu vyrovnání napětí. Pro mostní konstrukce je vhodnější použití metody vyrovnání zatížení. Princip této metody spočívá ve snaze vyrovnat 80-100 % stálého zatížení působící na konstrukci. V důsledku toho dochází k vyrovnání také ohybových momentů a deformací. Díky tomu dochází k lepšímu dlouhodobému chování konstrukce, neboť tento způsob vedení předpětí má příznivý vliv na dlouhodobé průhyby, ke kterým by jinak docházelo v důsledku dotvarování betonu.

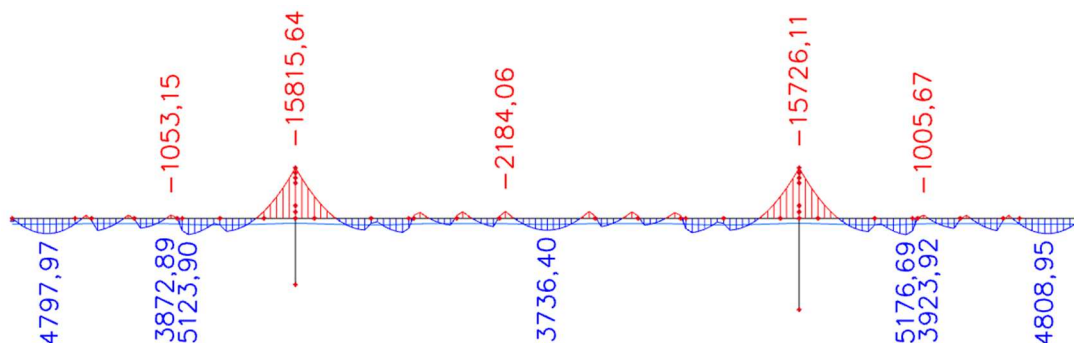
Snahou při návrhu předpětí tedy je, co nejlépe vyrovnat momenty od stálého zatížení v kombinaci s extradosed předpětím, které jsou uvedeny na Obrázku 7-32. V této fázi návrhu jsou extradosed kabely v modelu nahrazeny silami, které působí v místě jejich kotvení jak na nosníku, tak na pylonu. Toto zjednodušení je uvažováno, protože vnášení extradosed předpětí je uvažováno až po vnesení vnitřního předpětí, a proto není jejich interakce v tuto chvíli důležitá.



Obrázek 8-40: Nahrazení extradosed kabelů ekvivalentním zatížením [kN]

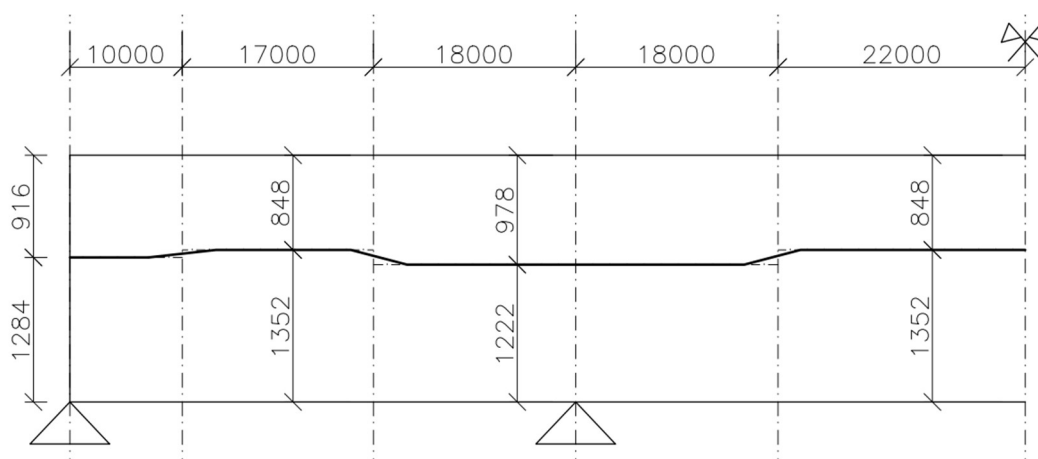
8.5.1 Předpětí 1

Jak již bylo zmíněno výše, tak při použití metody vyrovnání zatížení je snahou vyrovnat ohybové momenty od stálého zatížení. Proto je základem pro návrh vnitřního předpětí průběh ohybových momentů od kombinace stálého zatížení a extradosed předpětí.



Obrázek 8-41: Průběh ohybových momentů od kombinace stálého zatížení a extradosed předpětí [kNm]

Z obrázku je patrné, že při použití navržených extradosed kabelů dochází k dobrému vyrovnání stálých zatížení. Z tohoto důvodu se jako možné řešení jeví návrh centrického předpětí, které nezmění průběh ohybových momentů. Při použití centrického předpětí je do celého průřezu vnášen pouze tlak od předpínací síly a nedochází ke vzniku sekundárních momentů od předpětí. Cílem centrického předpětí je eliminace tahového namáhání, ke kterému v konstrukci dochází. Maximální tahové namáhání, ke kterému v konstrukci dochází při časté kombinaci zatížení je 9,3 MPa (viz. Obr. 8-39). Na tuto hodnotu bude tedy předpětí navrženo.

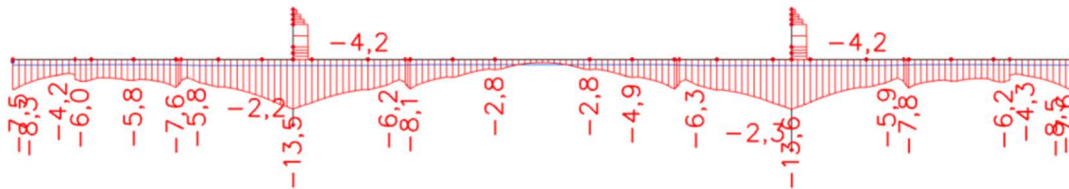


Obrázek 8-42: Schéma centrického předpětí

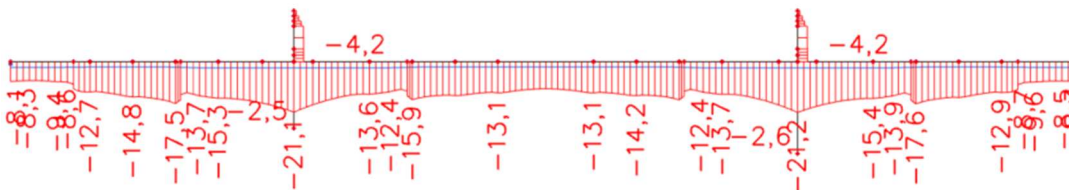
Max. napětí [MPa]		9,3
Plocha průřezu [m ²]		8,193
Nutná síla [MN]		76,19
Předp. Napětí [MPa]		1178
Nutná plocha [mm ²]		64681,56
Plocha lana [mm ²]		150
Počet lan [ks]		431,21

Tabulka 8.9: Počet nutných lan pro vyrovnání maximálního tahu v poli

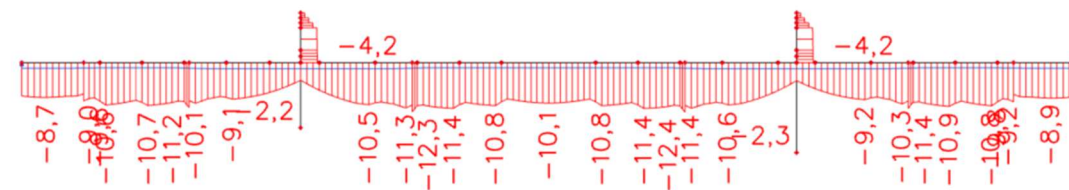
Pomocí jednoduché tabulky byl určen počet nutných lan. Tento počet se následně ukázal jako nedostatečný, neboť nezohledňuje ztráty třením, které se uprostřed délky mostu projeví poměrně výrazně. Finální návrh je tedy tvořen 494 lany neboli 26 kabely po 19 lanech.



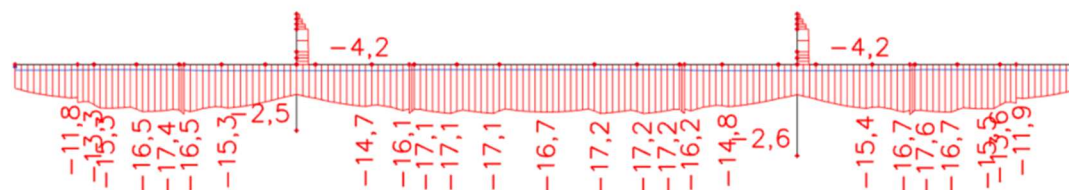
Obrázek 8-43: Minimální tlaková napětí v dolních vláknech od časté kombinace [MPa]



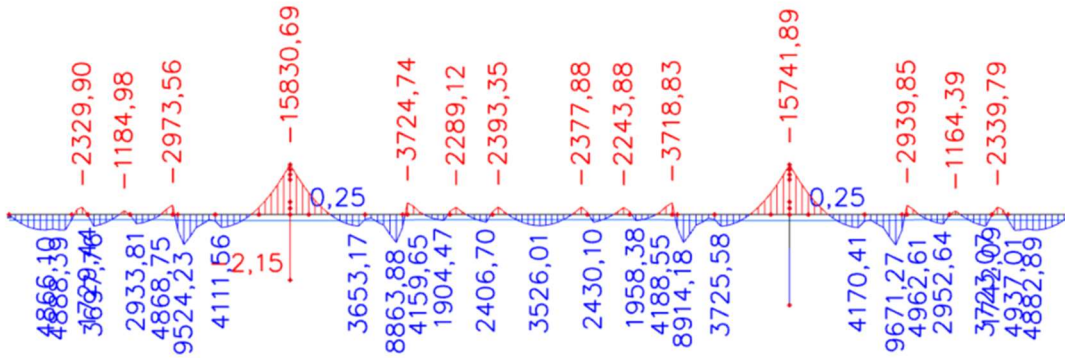
Obrázek 8-44: Maximální tlaková napětí v dolních vláknech od časté kombinace [MPa]



Obrázek 8-45: Minimální tlaková napětí v horních vláknech od časté kombinace [MPa]



Obrázek 8-46: Maximální tlaková napětí v horních vláknech od časté kombinace [MPa]

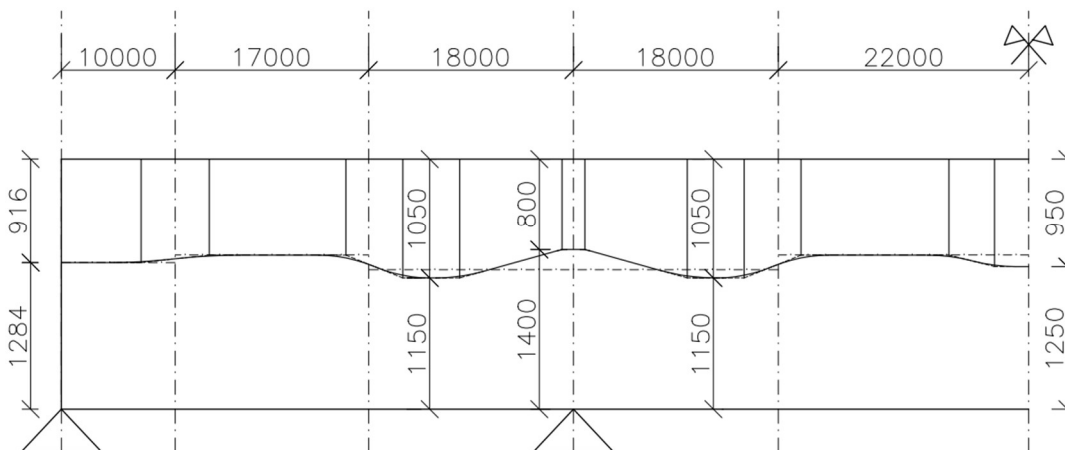


Obrázek 8-47: Moment od stálého zatížení po vnesení centrického předpětí [kNm]

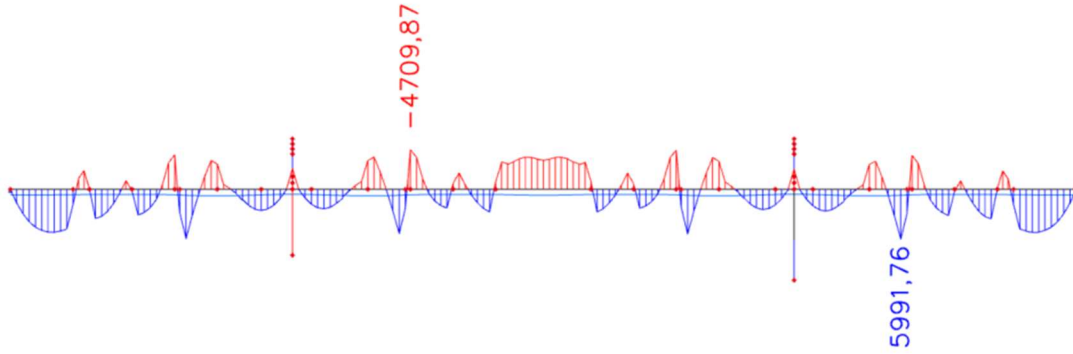
Tímto řešením lze skutečně eliminovat všechny tahová napětí vznikající v konstrukci a lze ho tedy prohlásit za funkční. Zároveň však v oblasti nad podporami nedochází k vyrovnání špičky momentu a v důsledku toho dochází k velkému tlakovému namáhání u spodních vláken. Proto toto řešení nelze označit za ideální a je vhodné ho dále optimalizovat.

8.5.2 Předpětí 2

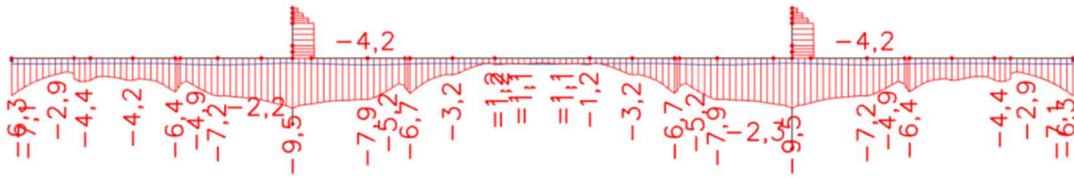
V dalším kroku je snahou ještě lépe vyrovnat momenty od stálého zatížení, a proto je v oblasti nad podporou ideální kabel posunut nad úroveň těžištvé osy průřezu. Dále je mírně posunuta poloha kabelu pod těžištvou osu uprostřed rozpětí mostu ve snaze zvýšit tlakovou rezervu u spodních vláken průřezu. Touto optimalizací je dosaženo následujících výsledků.



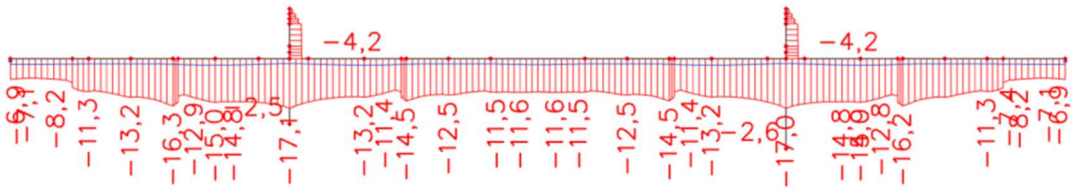
Obrázek 8-48: Schéma upraveného předpětí



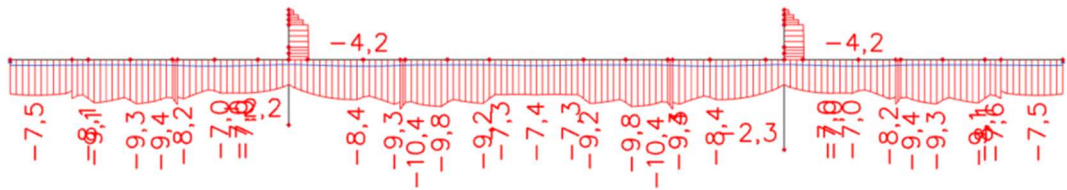
Obrázek 8-49: Moment od stálého zatížení po optimalizaci předpětí [kNm]



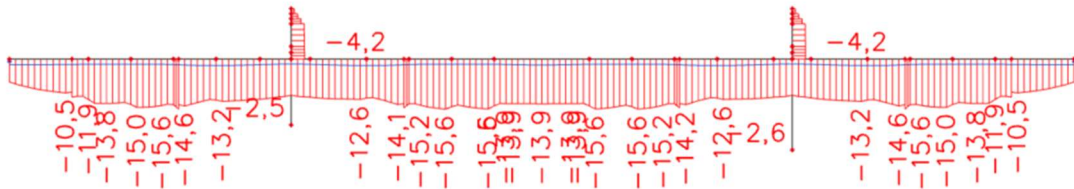
Obrázek 8-50: Minimální tlaková napětí v dolních vláknech od časté kombinace [MPa]



Obrázek 8-51: Maximální tlaková napětí v dolních vláknech od časté kombinace [MPa]



Obrázek 8-52: Minimální tlaková napětí v horních vláknech od časté kombinace [MPa]



Obrázek 8-53: Maximální tlaková napětí v horních vláknech od časté kombinace [MPa]

Dle průběhů momentů a napětí na konstrukci lze říct, že tato změna vedení předpětí působí na konstrukci pozitivně. Díky změně excentricity nad pilíři zde vymizela špička ohybového momentu a průběh momentů po délce osciluje okolo nuly, což je z hlediska dlouhodobého chování betonu vhodné. Zároveň došlo ke snížení tlakového napětí u dolního povrchu v oblasti nad podporou.

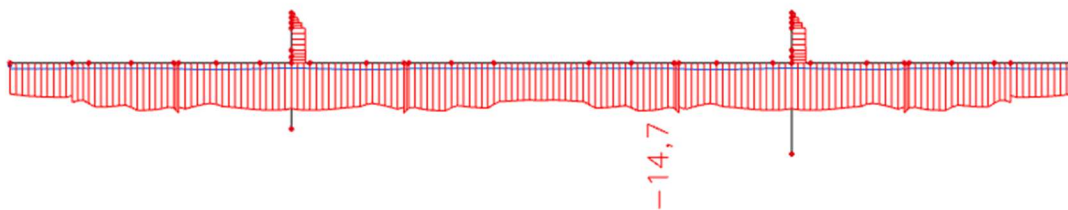
8.5.3 Předběžné posouzení

Kompletní posouzení mostu bude provedeno po analýze stavebních fází. V této fázi návrhu je vybráno pouze několik kritérií, na které je konstrukce posouzena. Pro toto předběžné posouzení je použit další model, ve kterém je předpínací síla zvýšena na úroveň, která odpovídá času vnesení předpětí.

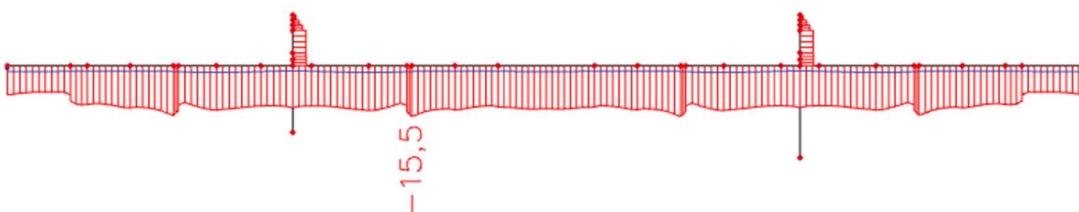
Při návrhu předpětí již byl ověřen stav dekomprese pro častou kombinaci zatížení na konci životnosti, lze tedy předpokládat, že v jiných časech bude tato podmínka dodržena také.

Dále je třeba ověřit, že napětí v betonu nepřekračuje při kvazistálé kombinaci hodnotu $0,45f_{ck}$. V opačném případě je nutné uvažovat nelineární dotvarování.

$$\sigma_c < 0,45 * f_{ck} = 0,45 * 35 = 15,75 \text{ MPa} \quad (8.2)$$



Obrázek 8-54: Maximální napětí v horních vláknech od kvazistálé kombinace v čase vnesení předpětí [MPa]

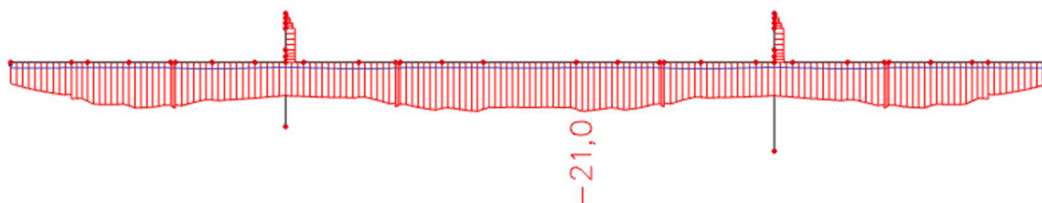


Obrázek 8-55: Maximální napětí v dolních vláknech od kvazistálé kombinace v čase vnesení předpětí [MPa]

Pro čas na konci životnosti jsou hodnoty napětí v důsledku snížení předpínací síly menší, a proto konstrukce vyhoví také.

Napětí v betonu je třeba ověřit také pro charakteristickou kombinaci zatížení. Pro tuto kombinaci je napětí v betonu omezeno hodnotou $0,6f_{ck}$. Toto omezení zabraňuje vzniku podélných trhlin v betonu.

$$\sigma_c < 0,6 * f_{ck} = 0,6 * 35 = 21 \text{ MPa} \quad (8.3)$$



Obrázek 8-56: Maximální napětí v horních vláknech od charakteristické kombinace v čase vnesení předpětí [MPa]



Obrázek 8-57: Maximální napětí v dolních vláknech od charakteristické kombinace v čase vnesení předpětí [MPa]

Z těchto průběhů napětí je patrné, že v této podobě konstrukce nevyhoví na MSP. Z tohoto důvodu bude pro realizaci použita vyšší třída betonu C40/50.

$$\sigma_c < 0,6 * f_{ck} = 0,6 * 40 = 24 \text{ MPa} \quad (8.4)$$

Při použití této třídy betonu je již tato podmínka také splněna.

Poslední podmínkou, kterou je potřeba posoudit, je omezení napětí v betonu v čase napínání. Toto napětí je omezeno hodnotou $0,6f_{ck(t)}$.

$$\sigma_{c(t)} < 0,6 * f_{ck(t)} = 0,6 * 31,30 = 18,78 \text{ MPa} \quad (8.5)$$

Tuto hodnotu bude možné spolehlivě ověřit až při analýze jednotlivých fází výstavby.

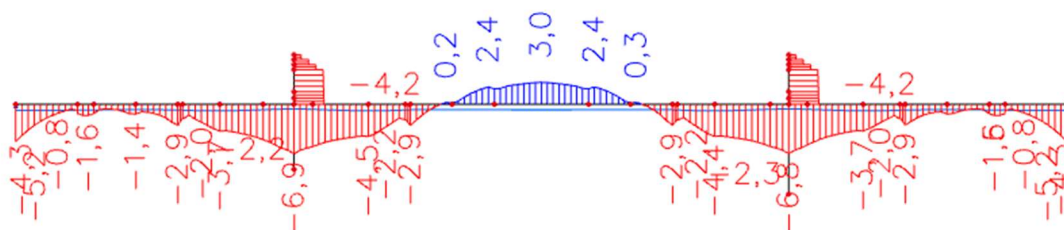
8.6 Návrh vnitřního předpětí – Varianta 2

8.6.1 Předpětí 1

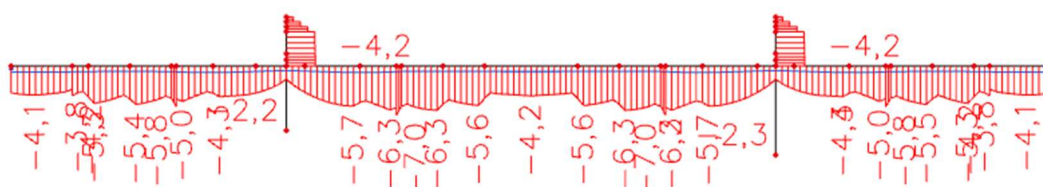
V této variantě je snahou dále optimalizovat vnitřní předpínací kabely. U minulého návrhu lze pozorovat, že navržené předpětí přes celou délku mostu sice eliminuje veškeré tahy

v konstrukci, ale zároveň vnáší zbytečně velké tlakové napětí i v oblastech nad podporami. Tyto oblasti jsou již podporovány a předpjaty extradosed kabely, a proto zde není nutné navrhovat tak velké předpětí, jako ve středním poli. Zároveň by vzhledem k velkému počtu kabelů a nízké výšce komory mohlo docházet ke komplikaci s uspořádáním kotev.

Z tohoto důvodu je v této variantě snížen počet průběžných kabelů přes celou délku mostu, tak aby docházelo k tahu pouze v oblasti středního pole. V této oblasti jsou následně navrženy příložky. Po snížení počtu předpínacích kabelů z 26 na 18 je při časté kombinaci dosaženo tlaku ve všech oblastech kromě středního pole, jak bylo cílem. Jak bylo předpokládáno, tak v horních vláknech je zachován tlak i při sníženém počtu kabelů, neboť toto předpětí je v kombinaci s extradosed kabely dostačující.



Obrázek 8-58: Maximální tahová napětí ve spodních vláknech od časté kombinace – 18 kabelů [MPa]



Obrázek 8-59: Minimální tlaková napětí v horních vláknech od časté kombinace - 18 kabelů [MPa]

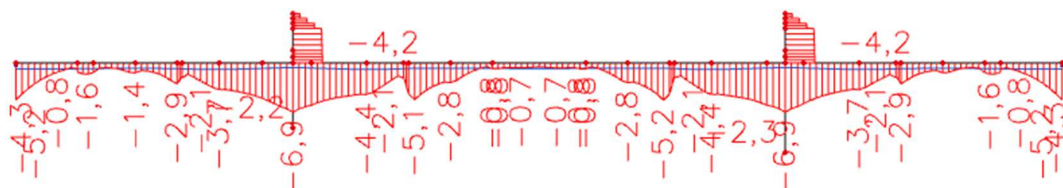
Pro oblast středního pole je tedy nutné navrhnout dodatečné příložky. Pro návrh počtu kabelů je opět použita jednoduchá tabulka, díky které je získán počet lan pro vyrovnání tahového napětí 3 MPa.

Max. napětí [MPa]		3
Plocha průřezu [m ²]		8,193
Nutná síla [MN]		24,58
Předp. Napětí [MPa]		1178
Nutná plocha [mm ²]		20865,02
Plocha lana [mm ²]		150
Počet lan [ks]		139,10

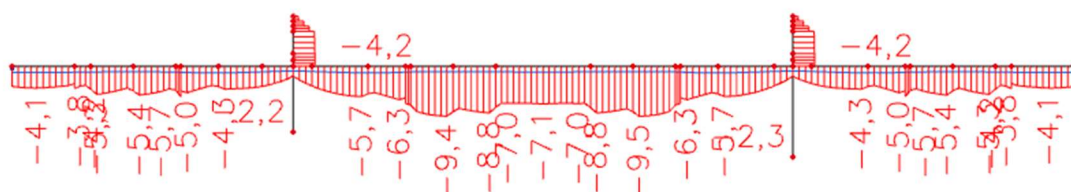
Tabulka 8.10: Počet nutných lan v příložkách

V příložkách jsou také předpokládány 19 lanové kabely, proto je navrženo 8 kabelů. Celkem tedy 152 lan. V součtu je tedy ve středu pole použit stejný počet kabelů jako v předchozí variantě. Pouze s tím rozdílem, že nyní je snížena spotřeba předpínací výztuže ve zbytku konstrukce a zároveň sníženo tlakové namáhání betonu nad podporami. Je tedy možné, že nebude nutné zvyšovat třídu betonu, tak jako v minulém případě. Toto bude ověřeno dále.

8.6.2 Předběžné posouzení

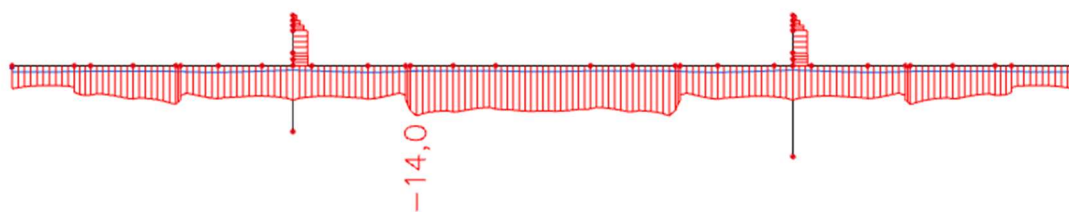


Obrázek 8-60: Minimální tlaková napětí ve spodních vláknech od časté kombinace - 18 kabelů + příložky [MPa]

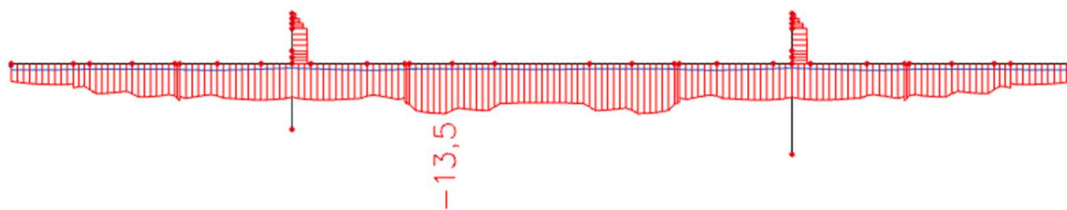


Obrázek 8-61: Minimální tlaková napětí v horních vláknech od časté kombinace - 18 kabelů + příložky [MPa]

Tímto je ověřeno splnění podmínky dekomprese na konci životnosti pro častou kombinaci zatížení. Dále je třeba ověřit tlaková napětí v betonu pro kvazistálou kombinaci. Pro posouzení maximálních tlakových napětí v betonu je opět použit model s předpínací silou v čase vnesení předpětí.



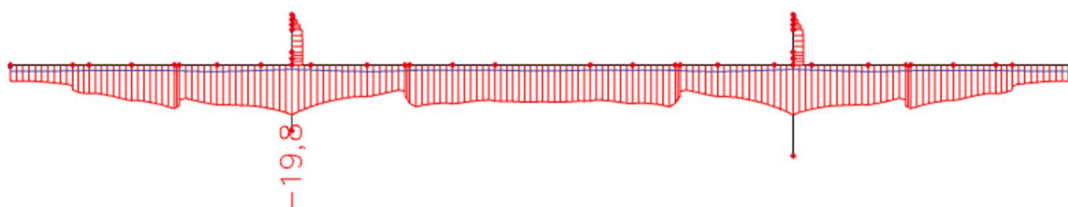
Obrázek 8-62: Maximální tlaková napětí v dolních vláknech od kvazistálé kombinace [MPa]



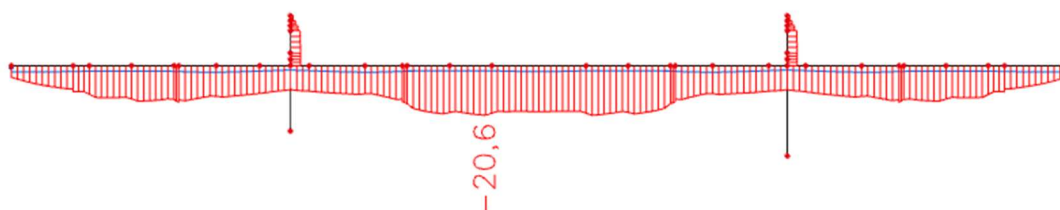
Obrázek 8-63: Maximální tlaková napětí v horních vláknech od kvazistálé kombinace [MPa]

$$\sigma_c < 0,45 * f_{ck} = 0,45 * 35 = 15,75 \text{ MPa} \quad (8.6)$$

Tato podmínka vyhovuje. Dále je ověřeno napětí v betonu při charakteristické kombinaci v čase uvedení do provozu.



Obrázek 8-64: Maximální tlaková napětí v dolních vláknech od charakteristické kombinace [MPa]



Obrázek 8-65: Maximální tlaková napětí v horních vláknech od charakteristické kombinace [MPa]

$$\sigma_c < 0,6 * f_{ck} = 0,6 * 35 = 21 \text{ MPa} \quad (8.7)$$

Tato podmínka také vyhovuje. Díky této změně v předpětí tedy není na rozdíl od předchozí varianty nutné zvyšovat třídu betonu. Je tedy možné použít původně uvažovanou třídu betonu C35/45.

Poslední podmínkou je omezení napětí betonu v čase napínání

$$\sigma_{c(t)} < 0,6 * f_{ck(t)} = 0,6 * 27,21 = 16,33 \text{ MPa} \quad (8.8)$$

Tato podmínka bude ověřena až během analýzy fází výstavby.

9 Analýza fází výstavby

V této části je provedena analýza konstrukce s vlivem postupu výstavby a také je zahrnuto dlouhodobé chování betonu. Díky tomu je možné přesně určit dlouhodobé ztráty předpětí. Pro tuto analýzu je využito modulu TDA ve SCIA Engineer.

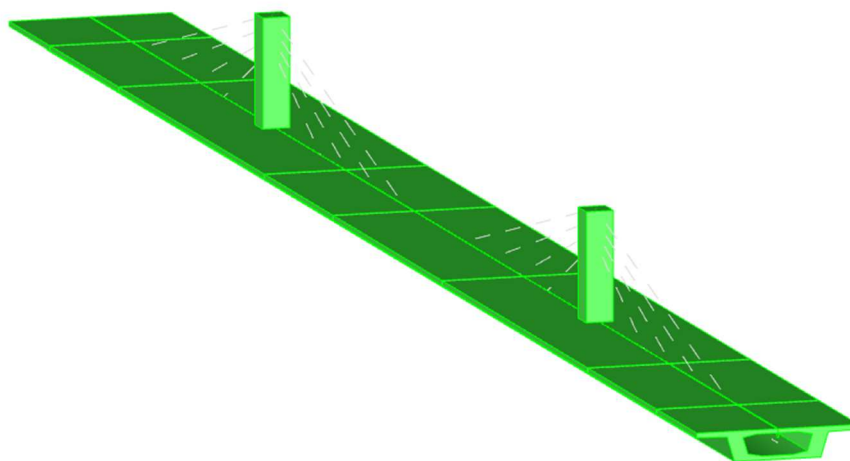
Nejprve je nutné stanovit dobu trvání jednotlivých fází výstavby. Dlouhodobé chování konstrukce je ovlivněno průběhem dotvarování a smršťování. Tyto dva procesy jsou výrazně ovlivněny dobou, ve kterou je do konstrukce vneseno předpětí, kdy je odbedněna a také dobou, po kterou je beton ošetřován.

Čas vnášení předpětí do konstrukce je uvažován 7 dní po betonáži. Demontáž bednění následuje bezprostředně po vnesení předpětí. Doba ošetřování betonu je zvolena shodně, tedy také 7 dní. Níže jsou uvedeny jednotlivé fáze, které jsou uvažovány během výpočtu.

9.1 Fáze výstavby

9.1.1 Fáze 1 (t = 0 dní)

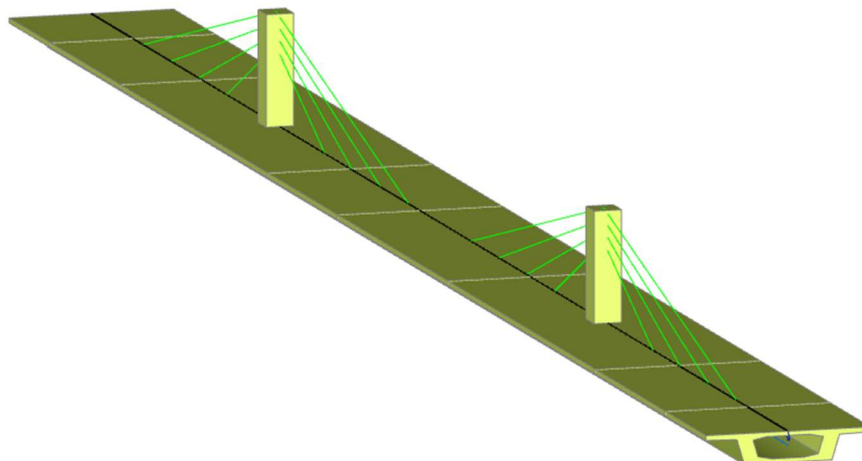
Ve fázovém modelu je jako čas 0 definován čas betonáže. V této fázi je celý most vybetonován najednou a celý je podporován bedněním. Z tohoto důvodu na most v této fázi nepůsobí žádné zatížení. Doba ošetřování betonu po betonáži je uvažována 7 dní.



Obrázek 9-1: Fáze 1

9.1.2 Fáze 2 (t = 7 dní)

Další uvažovanou fází je čas, kdy je do konstrukce vneseno předpětí. To je do konstrukce vneseno ve stáří betonu 7 dní. Zároveň je odstraněno bednění a je tedy přidáno také montážní zatížení a zatížení od teploty pro montážní stav.



Obrázek 9-2: Fáze 3

9.1.3 Fáze 3 (t = 30 dní)

V čase 30 dní je do konstrukce přidáno ostatní stálé zatížení. Z proměnných zatížení na konstrukci působí montážní zatížení a zatížení od teploty pro finální stav. Od této fáze dále je také uvažován pokles podpor. Pokles podpor je v tomto modelu uvažován jako proměnné zatížení, což umožňuje automatickou kombinaci poklesu jednotlivých podpor. Není tedy zohledněn dlouhodobý vliv poklesu podpor.

9.1.4 Fáze 4 (t = 60 dní)

Čas 60 dní je uvažován jako čas uvedení do provozu. V tomto čase je tedy přidáno zatížení od dopravy. Montážní zatížení již dále není uvažováno

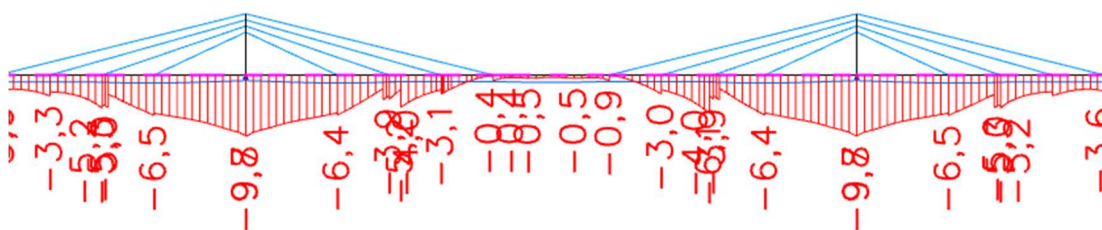
9.1.5 Fáze 5 (t = 36500 dní)

V této fázi působí stejná zatížení jako ve fázi 5. Tato fáze slouží k posouzení konstrukce na konci životnosti. V této fázi se projeví dlouhodobé ztráty předpětí a také redistribuce momentů vlivem dotvarování.

9.2 Vedení předpětí

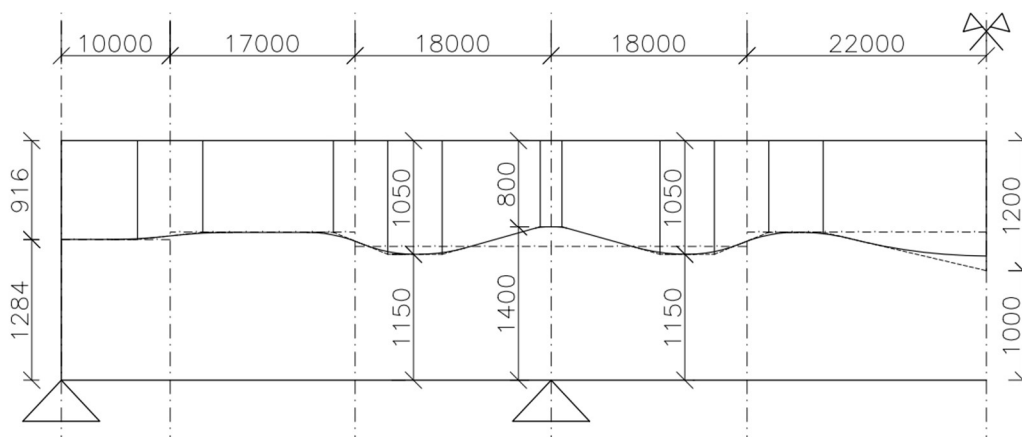
Specifikem tohoto návrhu jsou dlouhé průběžné kabely, které jsou vedeny po celé délce mostu. Vzhledem k tomu, že se jedná o netypicky dlouhý kabel, tak byla realizovatelnost tohoto řešení konzultována s výrobcem předpínací výztuže. Na základě této konzultace je při návrhu přistoupeno k následujícím opatřením. Místo kanálků průměru 95 mm, které výrobce předepíše pro 19 lanové kabely, budou použity kanálky průměru 105 mm, což je maximální možná hodnota tak, aby bylo dodrženo krytí výztuže. Toto opatření usnadní protahování výztuže. Dále bude výztuž kanálky protažena ještě před betonáží, což by také mělo usnadnit realizaci.

Dále je v této fázi drobně změněn průběh předpínací výztuže. Při použití vedení předpínacích kabelů, které bylo navrženo v předběžném návrhu je sice na konci životnosti dosaženo stavu dekomprese, ale tlaková rezerva uprostřed rozpětí je téměř nulová a je vhodné ji zvýšit.



Obrázek 9-3: Minimální tlaková napětí ve spodních vláknech od časté kombinace na konci životnosti. [MPa]

Z tohoto důvodu je rozšířena oblast, ve které je předpínací kabel veden pod těžiškovou osou ve středním poli a zároveň je zde také zvýšena jeho excentricita.



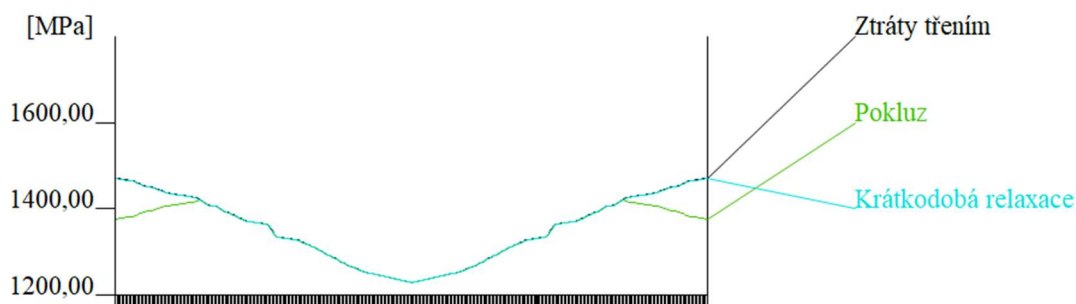
Obrázek 9-4: Optimalizovaný návrh předpětí – schéma

9.3 Ztráty předpětí

9.3.1 Krátkodobé ztráty

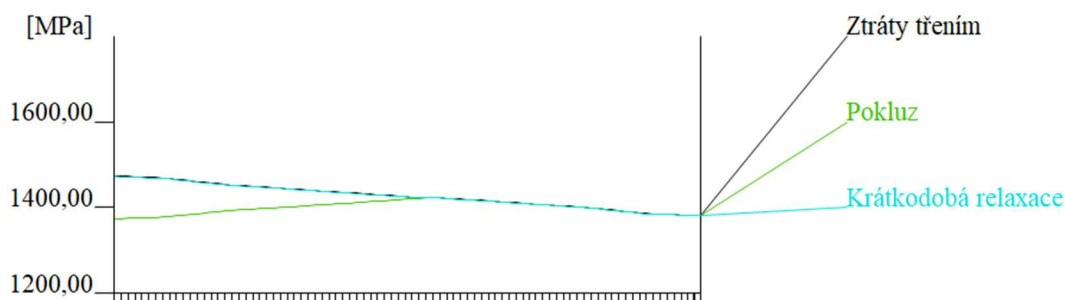
Vzhledem k délce průběžného předpínacího kabelu je třeba analyzovat jeho ztráty. Krátkodobé ztráty jsou automaticky vypočítány výpočetním programem a byly tedy zohledněny při předběžném návrhu. Tyto ztráty zahrnují ztráty třením, které tvoří největší část. Dále pak krátkodobou relaxaci výztuže a ztrátu pokluzem.

Průběžný kabel je pro co největší eliminaci ztrát napínán z obou stran. Díky tomu se krátkodobé ztráty pohybují v přijatelných hodnotách a nejmenší hodnota napětí v kabelu v čase vnesení předpětí, která se nachází uprostřed rozpětí, je 1229,26 MPa. Napětí je ovlivněno zejména ztrátami třením, které jsou ale vzhledem k poměrně přímému vedení kabelu poměrně příznivé. Ztráta pokluzem pak díky tření postupně vymizí a neovlivní hodnotu napětí uprostřed hlavního rozpětí.



Obrázek 9-5: Krátkodobé ztráty průběžného kabelu

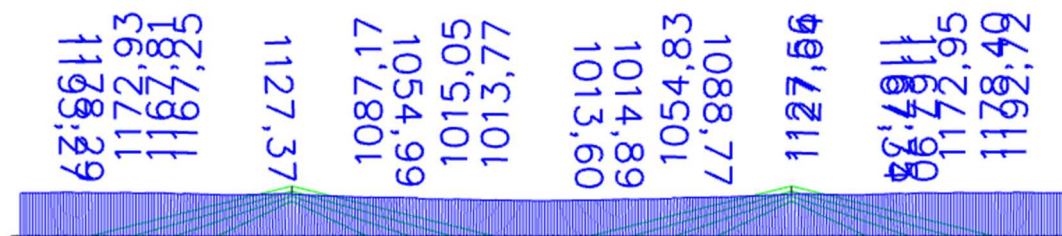
V případě příložek ve středním poli nejsou krátkodobé ztráty předpětí vzhledem k jejich délce velkým problémem. Proto jsou napínány pouze z jedné strany a minimální hodnota napětí vlivem krátkodobých ztrát je 1371,25 MPa, a to na napínaném konci, neboť ztráta pokluzem má v tomto případě větší vliv než ztráta třením na druhém konci kabelu. Největších hodnot napětí pak kabel dosahuje ve středu rozpětí.



Obrázek 9-6: Krátkodobé ztráty příložek

9.3.2 Dlouhodobé ztráty

Použití modelu časově závislé analýzy umožňuje výpočet dotvarování a smršťování betonu dle ČSN 1992-1-1. Díky tomu lze zohlednit dlouhodobé ztráty právě vlivem dotvarování a smršťování. Při předběžném výpočtu byly tyto ztráty odhadnuty na 20 %. Při splnění tohoto odhadu by ve středu průběžného kabelu mělo být dosaženo napětí 983 MPa.



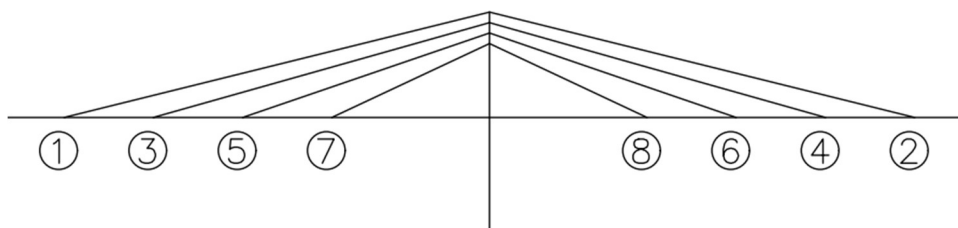
Obrázek 9-7: Napětí v průběžném kabelu na konci životnosti při kvazistálé kombinaci [MPa]

Z průběhu napětí v kabelu na konci životnosti je patrné, že nejmenší dosažená hodnota napětí je 1013,6 MPa a dlouhodobé ztráty uprostřed rozpětí dosahují pouze 14,6 %, což je o 5,4 % méně, než bylo odhadováno.

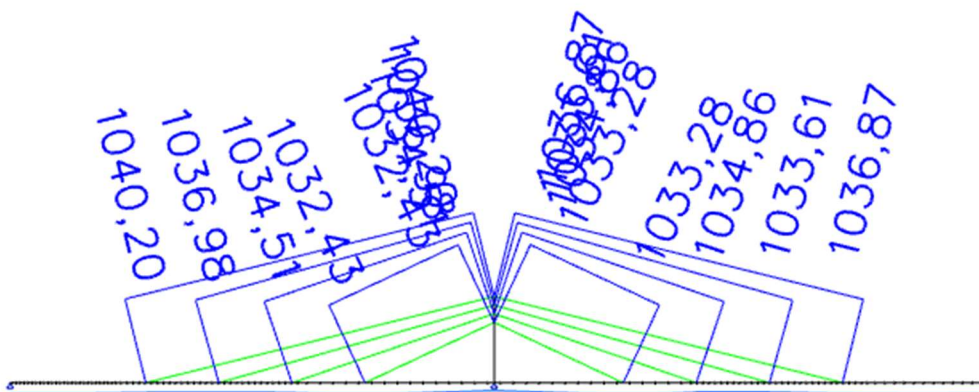
Nejmenší napětí v příložkách na konci životnosti je pak 1106,81 MPa. Zde tvoří dlouhodobé ztráty asi 18 %.

9.4 Napětí v extradosed kabelech

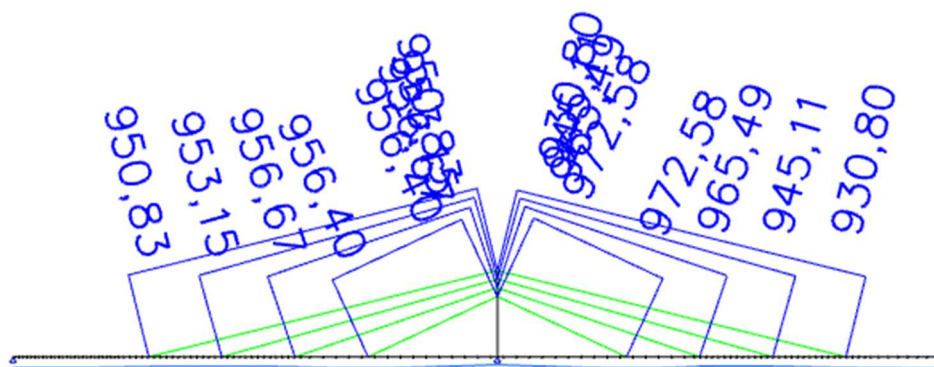
Současně je třeba ověřit, zda konstrukce vyhovuje na předpokládaný rozkmit napětí a případně změnit počet lan v jednotlivých extradosed kabelech, tak aby bylo dodrženo maximální povolené napětí. Česká norma ČSN EN 73 6214 [28] umožňuje návrh extradosed kabelů na hodnotu $0,6 f_{pk}$ pro častou kombinaci. To však pouze za předpokladu, že rozkmit napětí nepřekročí hodnotu $0,05 f_{pk}$ při kombinaci na únavu. Aby nebylo nutné vyčíslvat kombinaci na únavu a vzhledem k informacím získaným v rešerši je zvolen postup, kdy je určen skutečný rozkmit napětí v kabelech při časté kombinaci a na základě něho je teprve určeno maximální napětí v kabelech.



Obrázek 9-8: Schéma číslování kabelů



Obrázek 9-9: Napětí v kabelech při kvazistálé kombinaci – UP [MPa]



Obrázek 9-10: Napětí v kabelech při kvazistálé kombinaci – KŽ [MPa]

Z Obrázků 9-9 a 9-10 je patrné, že napětí v kabelech se v průběhu životnosti snižuje. Kabele jsou tedy navrženy na hodnoty napětí v čase uvedení do provozu.

Uvedení do provozu – UP			
Kabel	Min. napětí	Max. napětí	Rozkmit
	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	1015,97	1111,77	95,8
2	1024,35	1069,72	45,37
3	1025,32	1103,6	78,28
4	1027,08	1082,42	55,34
5	1030,06	1096,65	66,59
6	1033,49	1098,76	65,27
7	1030,84	1086,8	55,96
8	1034,84	1106,27	71,43

Tabulka 9.1: Hodnoty napětí v kabelech pro častou – čas UP

Z Tabulky 9.1 je patrné, že hodnoty rozkmitu jsou vyšší, než jaké byly uvažovány v předběžném návrhu. Z tohoto důvodu je nutné zvýšit počet použitých lan, aby bylo dodrženo maximální povolené napětí. Toto napětí je určeno dle doporučení organizace SETRA viz. Kapitola 4.5.1.

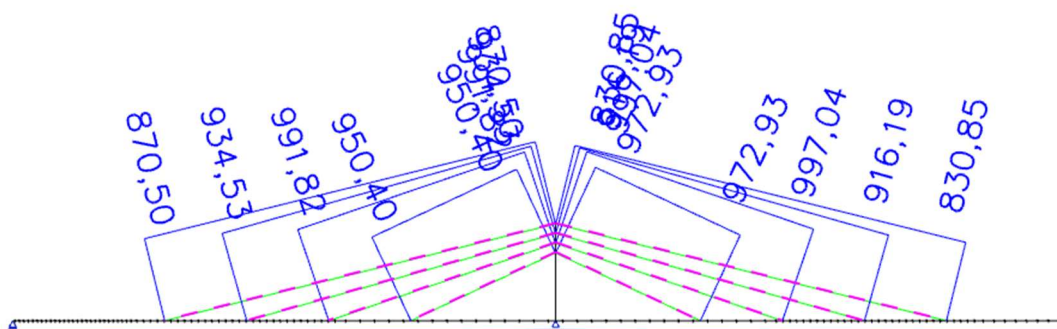
Kabel	Rozkmit	Součinitel napětí	Max. napětí
	[MPa]	[-]	[MPa]
1	95,8	50,58	945,78
2	45,37	60,00	1122,00
3	78,28	53,20	994,76
4	55,34	58,01	1084,85
5	66,59	55,39	1035,81
6	65,27	55,67	1041,01
7	55,96	57,85	1081,84
8	71,43	54,43	1017,80

Tabulka 9.2: Maximální napětí v jednotlivých kabelech dle rozkmitu napětí

Na základě těchto hodnot je následně upraven počet lan v kabelech a adekvátně tomu je upraveno i předpínací napětí, tak aby byl zachován předpokládaný silový účinek. Jelikož jsou extradosed kabely stále modelovány v jedné rovině, tak jsou v tabulce uvedeny hodnoty pro ideální kabel. Pro získání skutečné velikosti kabelu je nutné tyto hodnoty vydělit dvěma. Pro zajímavost je také uveden nárůst spotřeby výztuže oproti původnímu předpokladu.

Kabel	Počet lan	Předpínací napětí	Původní počet lan	Navýšení spotřeby
	[ks]	[MPa]	[ks]	[%]
1	64	859	50	128,0
2	64	859	50	128,0
3	52	931	44	118,2
4	52	931	44	118,2
5	42	995	38	110,5
6	42	995	38	110,5
7	32	963	28	114,3
8	32	963	28	114,3

Tabulka 9.3: Finální návrh extradosed kabelů



Obrázek 9-11: Maximální napětí v kabelech při časté kombinaci zatížení – čas UP [MPa]

Navýšení počtu lan splnilo svůj účel a nyní jsou splněny požadavky na namáhání extradosed kabelů. Tato změna však má za následek zvýšení spotřeby předpínací výztuže asi na 120 % předpokládané hodnoty.

9.5 Posouzení MSP – omezení napětí

Mezní stav použitelnosti je nutné posoudit, aby bylo zaručeno, že konstrukce zvládne po celou dobu své životnosti plnit funkci pro kterou je navržena. V rámci této práce bude konstrukce posuzována ve čtyřech časech:

- Čas vnesení předpětí – VP (t = 7 dní)
- Čas vnesení ostatního stálého zatížení – OS (t = 30 dní)
- Čas uvedení do provozu – UP (t = 60 dní)
- Čas konce životnosti – KŽ (t = 36500 dní)

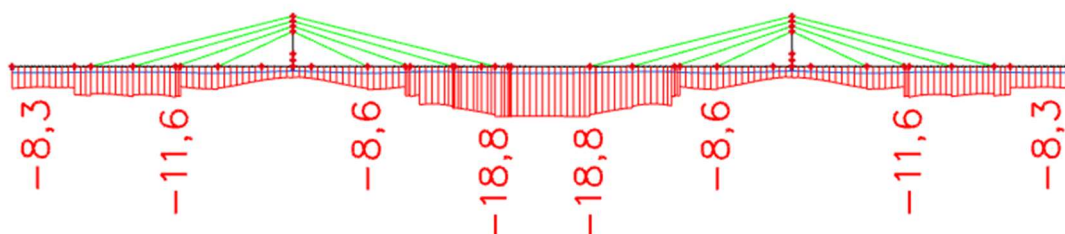
9.5.1 Čas vnesení předpětí (t = 7 dní)

Působící zatížení:

- Vlastní tíha
- Teplota – montážní stav
- Předpětí – extradosed + průběžný kabel
- Montážní zatížení

V čase vnesení předpětí je nutné dodržet maximální dovolené namáhání betonu v tlaku, aby nedocházelo ke vzniku podélných trhlin. Je tedy nutné splnit následující podmínku:

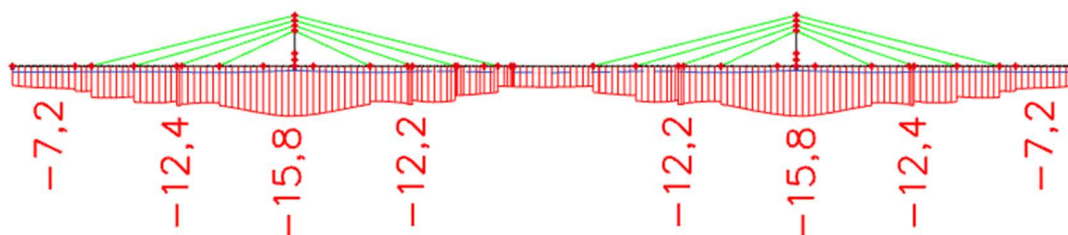
$$\sigma_{c(7)} < 0,6 * f_{ck(7)} = 0,6 * 27,21 = 16,326 \text{ MPa} \quad (9.1)$$



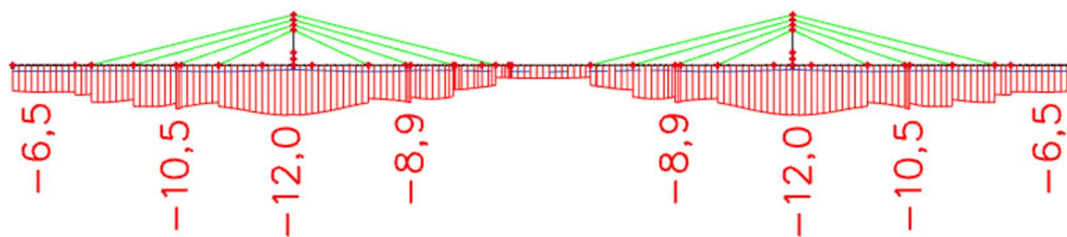
Obrázek 9-12: Maximální tlaková napětí ve spodních vláknech – čas VP [MPa]

Je vidět, že příložky ve středním poli vnášejí do konstrukce příliš mnoho tlakového napětí u spodních vláken, které je však v tuto chvíli nežádoucí. Proto je změněn čas předpínání příložek na čas t = 30 dní, kdy už je předpokládána plná pevnost betonu a zároveň bude proti tomuto tlakovému namáhání působit tahové namáhání od ostatního stálého zatížení a tím bude jeho hodnota snížena.

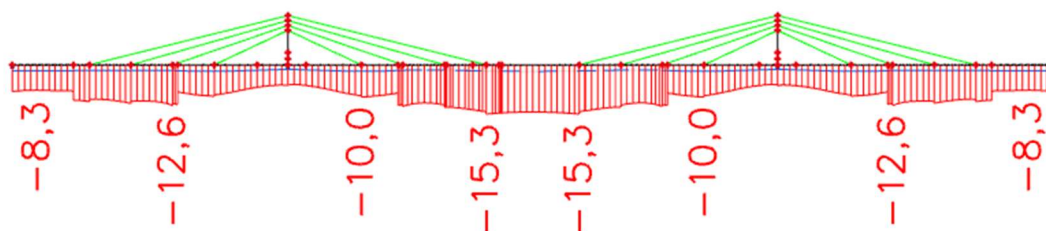
V důsledku napínání příložek až po předpínání extradosed kabelů se v extradosed kabelech po předepnutí příložek sníží napětí. Jelikož tato skutečnost nebyla uvažována při úpravě extradosed kabelů v kapitole 9.4, tak zde vzniká prostor pro další optimalizaci. Konstrukce však vyhoví i v této podobě a proto již není nadále měněna.



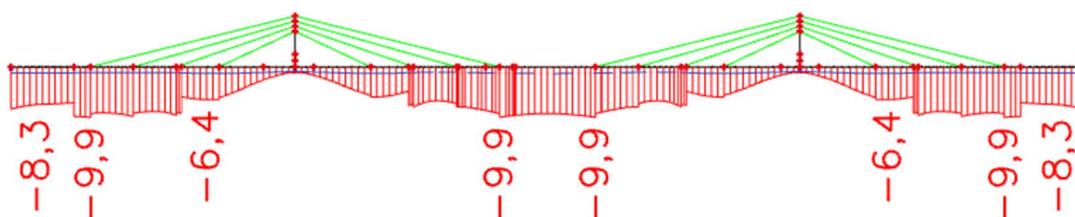
Obrázek 9-13: Maximální tlaková napětí v horních vláknech – čas VP [MPa]



Obrázek 9-14: Minimální tlaková napětí v horních vláknech – čas VP [MPa]



Obrázek 9-15: Maximální tlaková napětí ve spodních vláknech – čas VP [MPa]



Obrázek 9-16: Minimální tlaková napětí ve spodních vláknech – čas VP [MPa]

Po této změně je vidět, že konstrukce vyhoví na maximální tlakové namáhání a zároveň je v celé konstrukci dosaženo dekomprese.

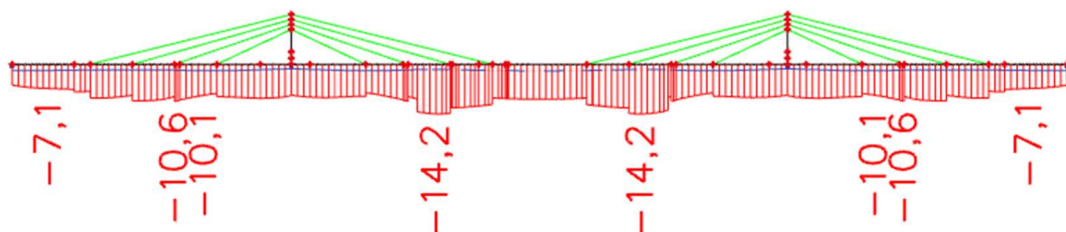
9.5.2 Čas vnesení ostatního stálého zatížení (t = 30 dní)

Působící zatížení:

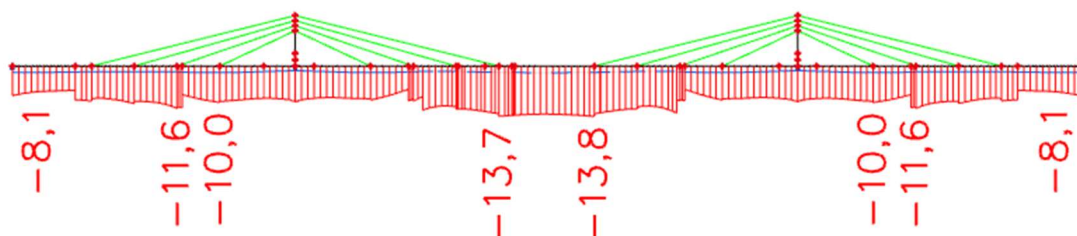
- Vlastní tíha + ostatní stálé
- Teplota – finální stav
- Předpětí – kompletní
- Poklesy podpor
- Montážní zatížení

Nyní je v konstrukci aplikováno veškeré stálé zatížení včetně předpětí. Proto je nutné ověřit, zda při kvazistálé kombinaci zatížení není překročena maximální hodnota tlakového napětí v betonu. Splnění této podmínky umožňuje uvažovat lineární dotvarování.

$$\sigma_c < 0,45 * f_{ck} = 0,45 * 35 = 15,75 \text{ MPa} \quad (9.2)$$



Obrázek 9-17: Tlakové napětí v horních vláknech od kvazistálé kombinace – OS [MPa]



Obrázek 9-18: Tlakové napětí ve spodních vláknech od kvazistálé kombinace – OS [MPa]

Tato podmínka je splněna. Ostatní podmínky jsou posouzeny v rámci času uvedení do provozu.

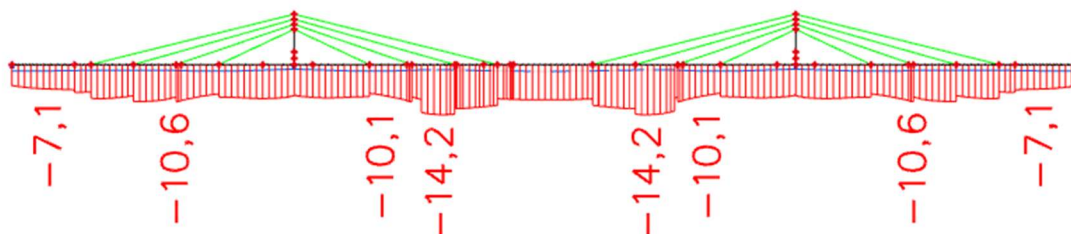
9.5.3 Čas uvedení do provozu (t = 60 dní)

Působící zatížení:

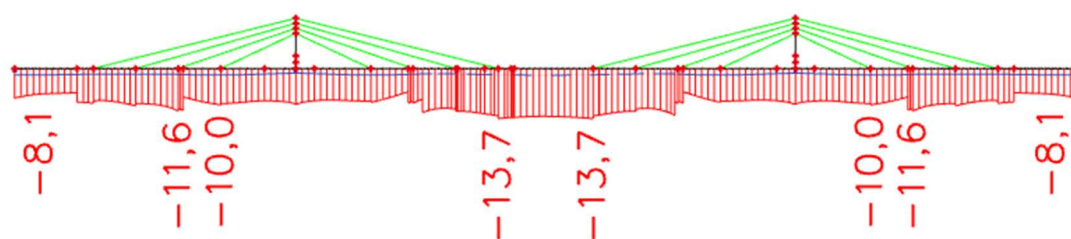
- Vlastní tíha + ostatní stálé
- Teplota – finální stav
- Předpětí – kompletní
- Poklesy podpor
- Dopravní zatížení

Kvazistálá kombinace

$$\sigma_c < 0,45 * f_{ck} = 0,45 * 35 = 15,75 \text{ MPa} \quad (9.3)$$



Obrázek 9-19: Tlakové napětí v horních vláknech od kvazistálé kombinace – čas UP [MPa]

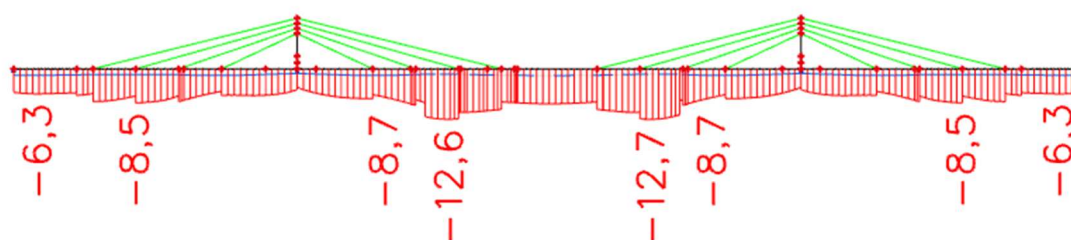


Obrázek 9-20: Tlakové napětí ve spodních vláknech od kvazistálé kombinace – čas UP [MPa]

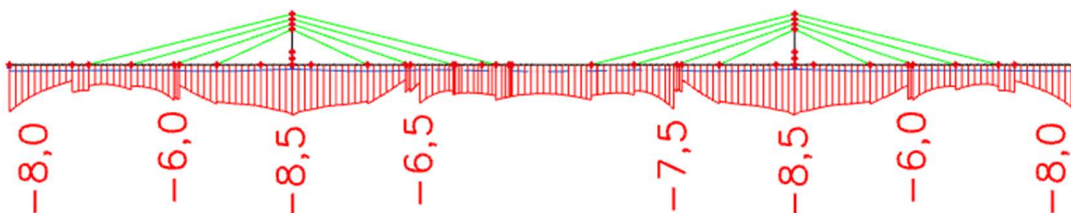
Tato podmínka je splněna.

Častá kombinace

V rámci časté kombinace je nutné dodržet stav dekomprese. Proto musí být ověřeno, že v celé konstrukci nevzniká tah.



Obrázek 9-21: Minimální tlakové napětí v horních vláknech od časté kombinace – čas UP [MPa]

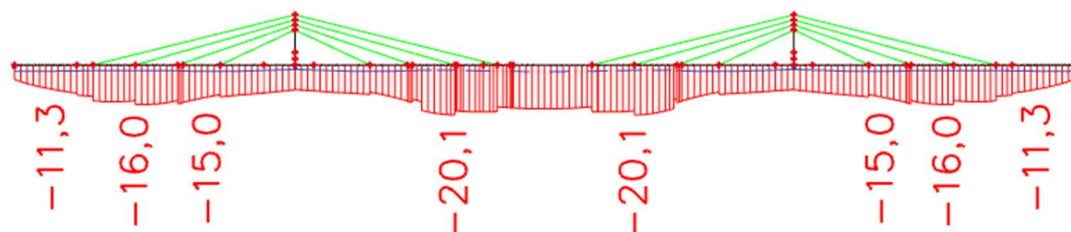


Obrázek 9-22: Minimální tlakové napětí ve spodních vláknech od časté kombinace – čas UP [MPa]

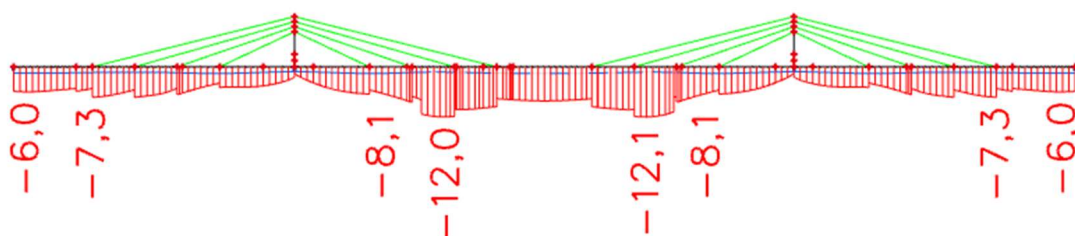
Charakteristická kombinace

V rámci charakteristické kombinace je nutné dodržet maximální tlakové napětí v betonu, aby bylo zamezeno vzniku podélných trhlin. Toto napětí je omezeno hodnotou:

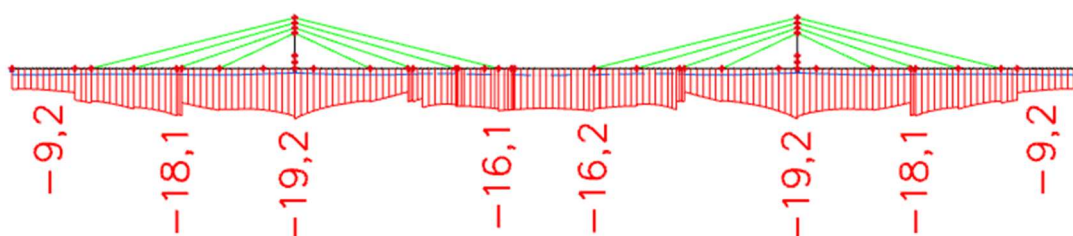
$$\sigma_c < 0,6 * f_{ck} = 0,6 * 35 = 21 \text{ MPa} \quad (9.4)$$



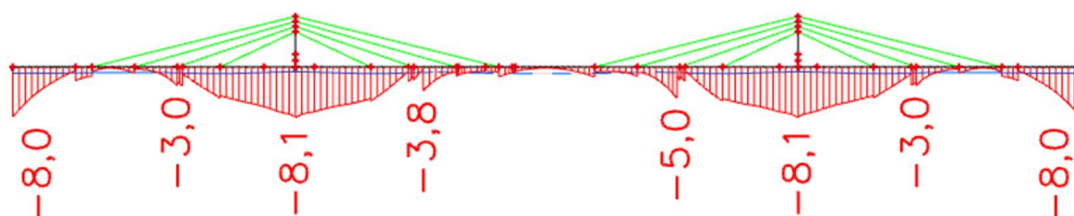
Obrázek 9-23: Maximální tlakové napětí v horních vláknech od charakteristické kombinace – čas UP [MPa]



Obrázek 9-24: Minimální tlakové napětí v horních vláknech od charakteristické kombinace – čas UP [MPa]



Obrázek 9-25: Maximální tlakové napětí ve spodních vláknech od charakteristické kombinace – čas UP [MPa]



Obrázek 9-26: Minimální tlakové napětí ve spodních vláknech od charakteristické kombinace – čas UP [MPa]

Konstrukce v čase uvedení do provozu vyhovuje na mezní stav omezení napětí a dekomprese je dosaženo i při charakteristické kombinaci, což je nad rámec požadavků normy.

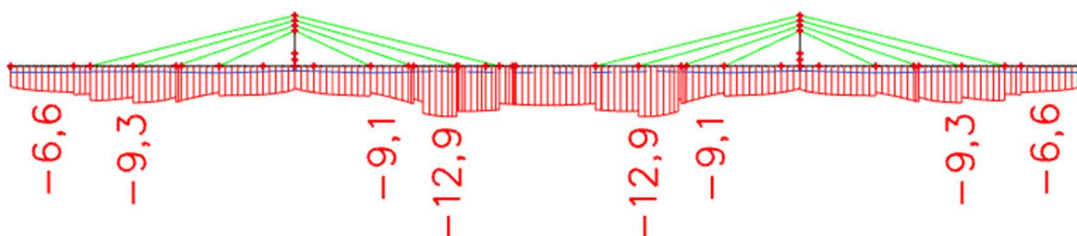
9.5.4 Čas uvedení do provozu (t = 36500 dní)

Působící zatížení:

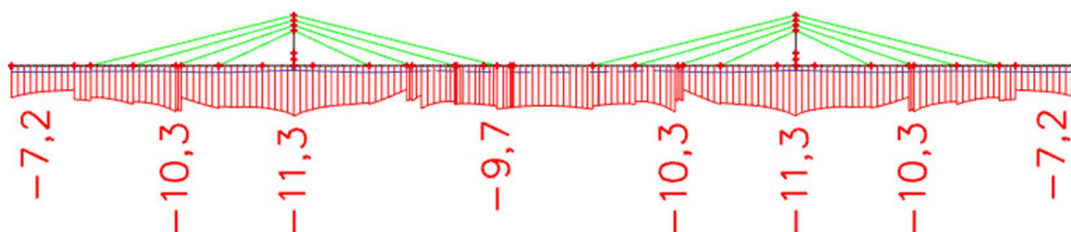
- Vlastní tíha + ostatní stálé
- Teplota – finální stav
- Předpětí – kompletní
- Poklesy podpor
- Dopravní zatížení

Kvazistálá kombinace

$$\sigma_c < 0,45 * f_{ck} = 0,45 * 35 = 15,75 \text{ MPa} \quad (9.5)$$



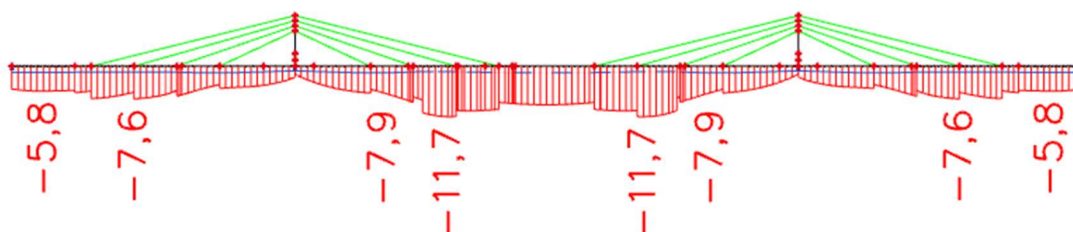
Obrázek 9-27: Tlakové napětí v horních vláknech od kvazistálé kombinace – čas KŽ [MPa]



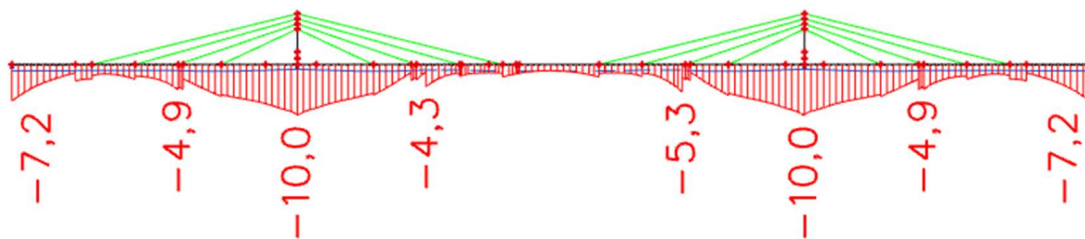
Obrázek 9-28: Tlakové napětí ve spodních vláknech od kvazistálé kombinace – čas KŽ [MPa]

Tato podmínka je splněna.

Častá kombinace



Obrázek 9-29: Minimální tlakové napětí v horních vláknech od časté kombinace – čas KŽ [MPa]



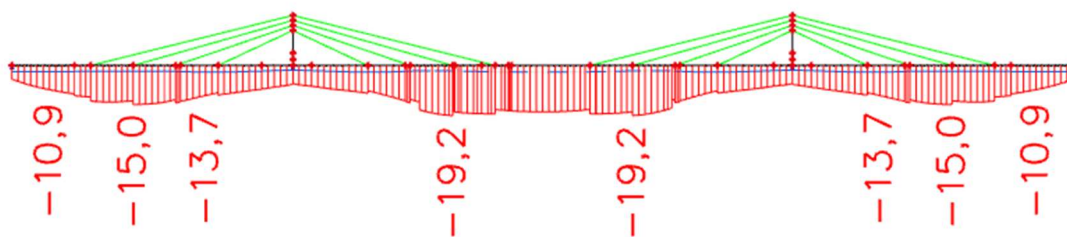
Obrázek 9-30: Minimální tlakové napětí ve spodních vláknech od časté kombinace – čas KŽ [MPa]

Stav dekomprese je dodržen i na konci životnosti mostu. V nejvíce namáhaném průřezu uprostřed rozpětí je zachována tlaková rezerva 1,4 MPa. U horního povrchu je nejvíce namáhaný průřez nad podporou, kde je zachována tlaková rezerva 2,5 MPa.

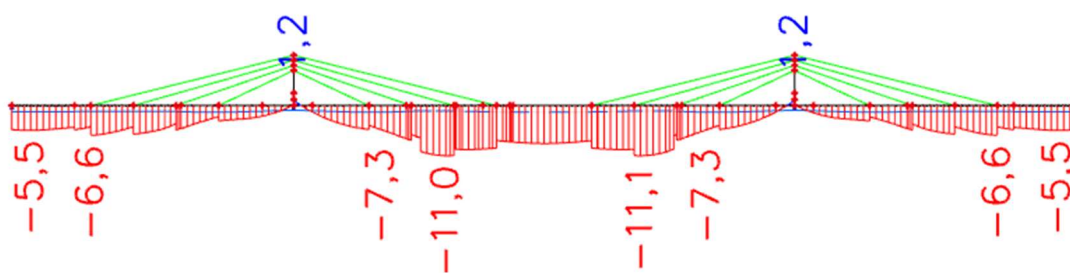
Charakteristická kombinace

V rámci charakteristické kombinace je nutné dodržet maximální tlakové napětí v betonu, aby bylo zamezeno vzniku podélných trhlin. Toto napětí je omezeno hodnotou:

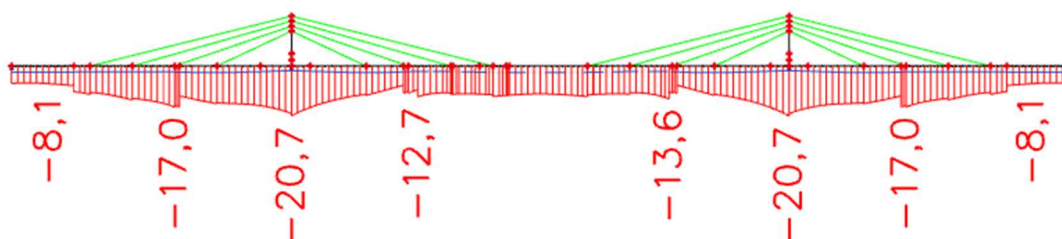
$$\sigma_c < 0,6 * f_{ck} = 0,6 * 35 = 21 \text{ MPa} \quad (9.6)$$



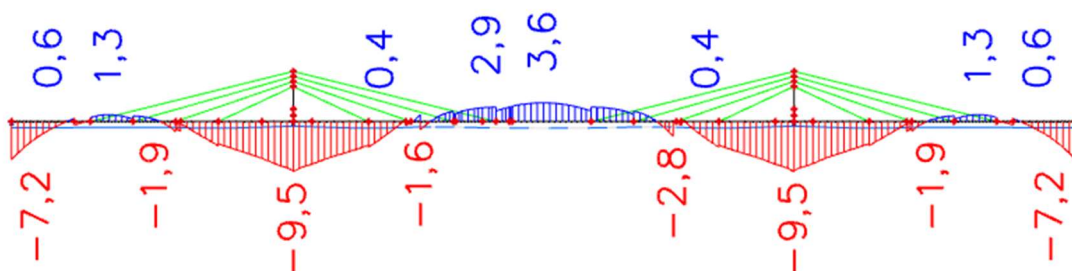
Obrázek 9-31: Maximální tlakové napětí v horních vláknech od charakteristické kombinace – čas KŽ [MPa]



Obrázek 9-32: Minimální tlakové napětí v horních vláknech od charakteristické kombinace – čas KŽ [MPa]



Obrázek 9-33: Maximální tlakové napětí ve spodních vláknech od charakteristické kombinace – čas KŽ [MPa]



Obrázek 9-34: Minimální tlakové napětí ve spodních vláknech od charakteristické kombinace – čas KŽ [MPa]

Na konci životnosti se již v konstrukci při charakteristické kombinaci objevují tahová namáhání. To samo o sobě není problém, ale je nutné ověřit napětí v betonářské výztuži, tak aby v konstrukci nedocházelo ke vzniku nadměrných trhlin. Tento předpoklad lze uvažovat, pokud napětí ve výztuži nepřekročí $0,8 f_{yk}$, tedy 400 MPa. Skutečné napětí v oceli je určeno pomocí Hookova zákona v následující tabulce.

Tahové napětí v betonu	3,6	[MPa]
Modul pružnosti betonu	34	[GPa]
Poměrné přetvoření	0,0106	[‰]
Modul pružnosti oceli	210	[GPa]
Napětí v oceli	22,24	[MPa]

Tabulka 9.4: Výpočet napětí ve výztuži

$$22,24 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} - \text{Vyhovuje} \quad (9.7)$$

Konstrukce vyhovuje na mezní stav omezení napětí ve všech uvažovaných časech.

9.6 Posouzení MSP – průhyb

Limitní hodnota průhybu je určena dle normy ČSN EN 73 6214 [28], která tyto hodnoty definuje v následující tabulce.

Konstrukce	Přípustný průhyb
Konstrukce železobetonové z prostých nosníků o více polích	$L/500$
Konstrukce železobetonové – prosté nosníky o jednom poli	$L/350$
Konstrukce železobetonové – spojitě a rámové konstrukce	$L/350$
Konstrukce z předpjatého betonu	$L/600$

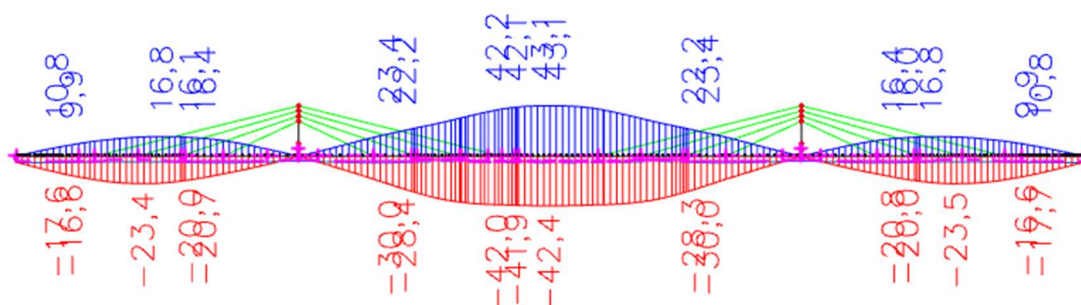
POZNÁMKA L je rozpětí pole prostého nebo spojitěho nosníku, popř. dvojnásobek vyložení konzoly.

Obrázek 9-35: Limitní průhyby dle ČS EN 73 6214 [28]

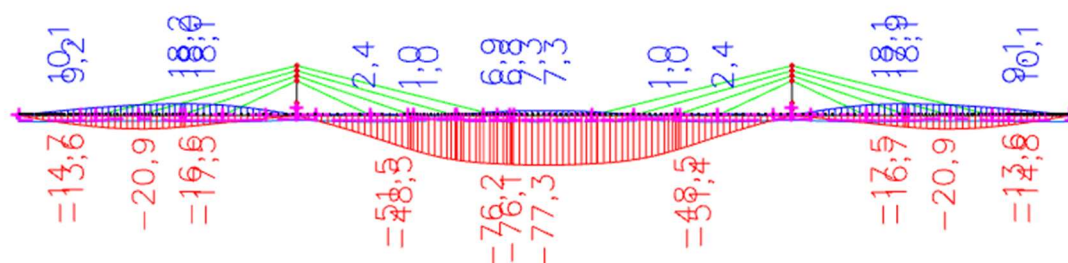
Navržený most je z předpjatého betonu, limitní hodnota průhybu je tedy $L/600$, kdy L je rozpětí mostu, což je v tomto případě 80 m.

$$w_{max} = \frac{L}{600} = \frac{80000}{600} = 133,3 \text{ mm} \quad (9.8)$$

Pro ověření průhybu je využita častá kombinace zatížení, a to v čase uvedení do provozu a dále v čase na konci životnosti.

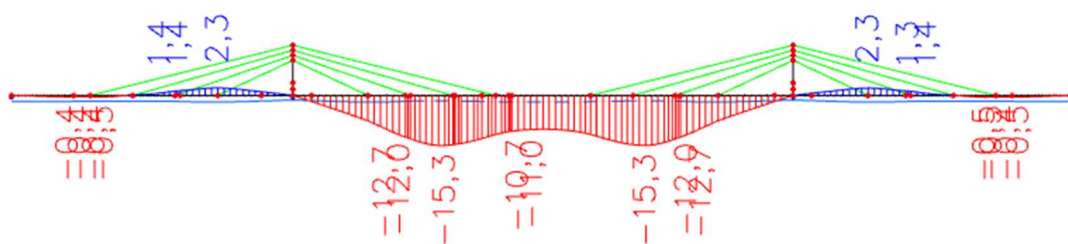


Obrázek 9-36: Obálka svislých posunů při časté kombinaci zatížení – čas UP [mm]



Obrázek 9-37: Obálka svislých posunů při časté kombinaci zatížení – čas KŽ [mm]

Z výsledků je patrné, že konstrukce s rezervou vyhoví. Dále je vidět, že prostřední pole v důsledku dotvarování v průběhu životnosti klesá. Tento pokles je důsledkem postupných ztrát předpětím vlivem dotvarování. V čase uvedení do provozu lze při kvazistálé kombinaci, která je určující pro dlouhodobé chování betonu, vidět ve středním poli téměř centrický tlak. Při takovém průběhu napětí by měla konstrukce dotvarovat rovnoměrně a nemělo by docházet k průhybům konstrukce. Na konci životnosti je však předpínací síla nižší, a proto lze pozorovat vyšší tlakové napětí u horních vláken, což má za následek průhyb konstrukce směrem dolů. Průhyby na konci životnosti jsou však při kvazistálé kombinaci velmi malé, a proto lze tento stav označit za vyhovující.



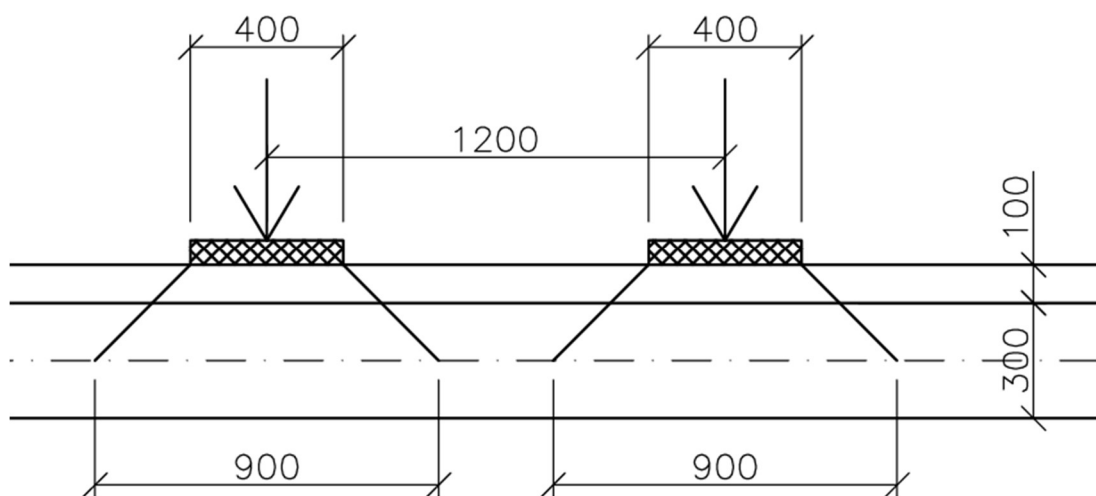
Obrázek 9-38: Svislá deformace při kvazistálé kombinaci – čas KŽ [mm]

10 Návrh dalších částí mostu

10.1 Ověření dimenzí příčného řezu

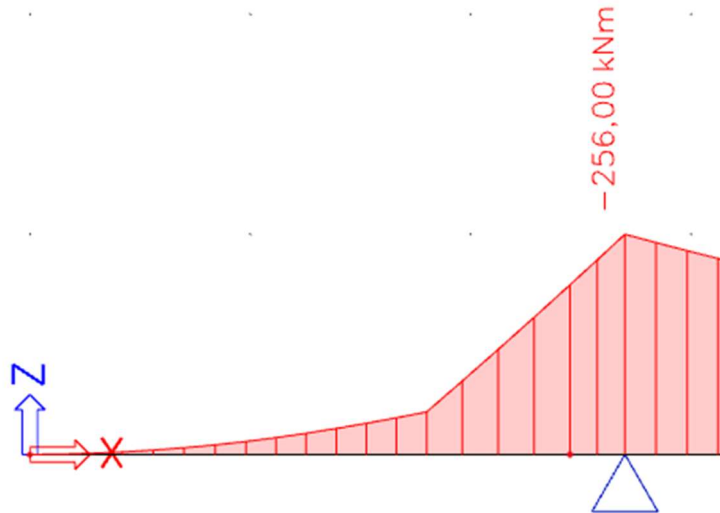
Pro ověření příčného řezu je využit zjednodušený prutový model zobrazující horní desku komory, aby mohly být určeny vnitřní síly pro dimenzování výztuže. Stěny komory jsou modelovány jako neposuvné klouby. Tento přístup je velmi zjednodušený a pro přesné výsledky by bylo vhodné zvolit model deskostěnový.

Pro stanovení šířky prutového prvku je stanovena vzdorující šířka zatížení v podélném směru. Uvažovaný úhel roznosu zatížení je 45° . Vzdorující šířky se neprotínají, a proto bude výpočet vnitřních sil proveden se zatížením pouze jednou nápravou na šířku 900 mm. Části desky s náběhy jsou modelovány průměrnou tloušťkou prvku, tak aby bylo zachováno zatížení od vlastní váhy. Toto zjednodušení je na straně bezpečné. Neboť části vyšší části desky jsou blíže podporám a při modelování reálného tvaru by tedy vycházel menší moment od vlastní tíhy.



Obrázek 10-1: Vzdorující šířka v podélném směru

Nejprve je posouzena konzola, na kterou jsou aplikována veškerá stálá zatížení a následně je na ní umístěna také část nejzatíženějšího pruhu. Tedy síla 150 kN a spojitě zatížení $0,9 \text{ kN/m}^2$. Na šířku chodníku je také aplikováno zatížení od chodců. Následně je vytvořena kombinace zatížení MSÚ 6.10.



Obrázek 10-2: Výsledný moment pro posouzení konzoly

Tento moment je počítán na šířku 0,9 m, proto je pro návrh a posouzení výztuže převeden na moment působící na šířku 1 m, tedy 285 kNm.

Navrhuji výztuž $\varnothing 20$ po 150 mm.

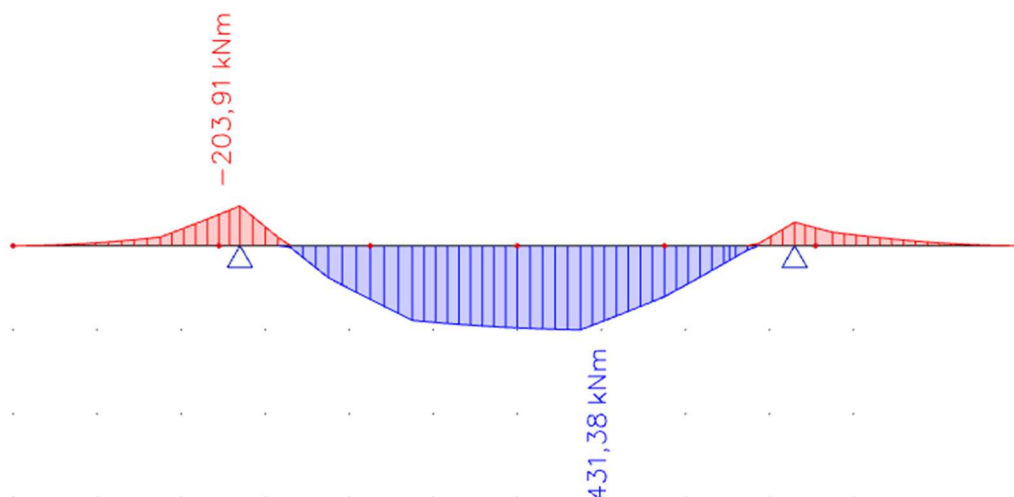
$m_{Ed,zz}$	285,00	kNm/m
t_l	470,0	mm
c	50	mm
\varnothing_s	20	mm
rozteč	150	mm
n_s	6,67	ks/m
x	54	mm
z	388	mm

f_{cd}	21,0	MPa
f_{yd}	435,00	MPa
d	410,0	mm
a_s	2094	mm ²
	0,0021	m ²
N_s	911	kN
m_{Rd}	353,77	kNm/m

Využití 80,6 %

Tabulka 10.1: Posouzení výztuže konzoly

Druhým posuzovaným průřezem je střed horní desky. V tomto případě je nejzatíženější pruh umístěn co nejblíže středu, aby bylo dosaženo maximálního namáhání. Zároveň není uvažováno zatížení od chodců na konzolách, které by střední pole naopak odlehčovalo.



Tabulka 10.2: Maximální moment ve středním poli

Tento moment je opět počítán na šířku 0,9 m, proto je pro návrh a posouzení výztuže převeden na moment působící na šířku 1 m, tedy 478 kNm.

Navrhují výztuž $\varnothing 32$ po 100 mm.

$m_{Ed,zz}$	478,00	kNm/m
tl_z	300,0	mm
c	50	mm
\varnothing_s	32	mm
rozteč	100	mm
n_s	10,00	ks/m
x	208	mm
z	151	mm

f_{cd}	21,0	MPa
f_{yd}	435,00	MPa
d	234,0	mm
a_s	8042	mm ²
	0,0080	m ²
N_s	3498	kN
m_{Rd}	527,23	kNm/m

Využití	90,7 %
----------------	---------------

Tabulka 10.3: Posouzení výztuže v poli

Je vidět, že v poli vychází poměrně velké množství výztuže. Nicméně je ověřeno, že tento průřez lze vyztužit. Při uvažování vlivu stěn komory, které neumožní neomezené pootočení, tak je modelováno v tomto modelu, lze předpokládat rozdílné přerozdělení momentů a snížení momentů v poli.

10.2 Návrh a posouzení pylonu

Rozměry pylonu v podélném směru jsou dány hlavně povolenými poloměry kabelů v sedlech. Je třeba navrhnout dostatečně velký průřez, aby bylo možné osadit sedla a dodržet dovolené poloměry. Minimální doporučený poloměr je dle katalogu firmy VSL [29] 2 m. Těto hodnoty lze při uvažované šířce pylonu 2000 mm dosáhnout.

Návrh rozměru v příčném směru je ovlivněn zejména únosností pylonu. Jelikož není pylon svislý, ale je příčně vykloněn, tak je třeba počítat s ohybovými momenty od sil působících v kabelech v příčném směru. Pro první návrh je zvolena šířka pylonu 1000 mm, která je navržena v závislosti na velikosti sedel, tak aby se do pylonu v příčném směru vešla. Pro návrh pylonu je využita kombinace pro MSÚ 6.10. Předpokládaný sklon pylonu jsou 2 °.

Pro určení sil jsou nejprve určeny svislé složky síly, které působí z kabelu do pylonu. Ty jsou určeny tak, že je vynásobeno napětí v kabelu jeho plochou a sinem úhlu, který kabel svírá s vodorovnou rovinou. Následně jsou tyto síly vynásobeny jeho příčnou excentricitou vůči těžišti pylonu v rovině mostovky. Tím je získán příčný ohybový moment působící na pylon. Síly působící na pylon jsou přehledně shrnuty v následující tabulce.

Kabel	Počet lan	Napětí	Úhel kabelu	Norm. síla do sloupu	Excentricita působení	Ohybový moment
	[ks]	[MPa]	[°]	[kN]	[mm]	[kNm]
1	32	896	14	1040,5	322	335,0
2	32	839	14	974,3	322	313,7
3	26	957	16	1028,8	291	299,4
4	26	932	16	1001,9	291	291,5
5	21	1012	19	1037,8	259	268,8
6	21	1021	19	1047,1	259	271,2
7	16	967	25	980,8	227	222,6
8	16	1000	25	1014,3	227	230,2
Vlastní tíha				425,0	172	73,1
Celkem				8550,4		2305,6

Tabulka 10.4: Síly působící na pylon – normálová síla a příčný ohybový moment

Dále je třeba určit štíhlost pylonu k měkké ose a případně zahrnout účinky druhého řádu. Štíhlost sloupu se spočítá podle následující rovnice

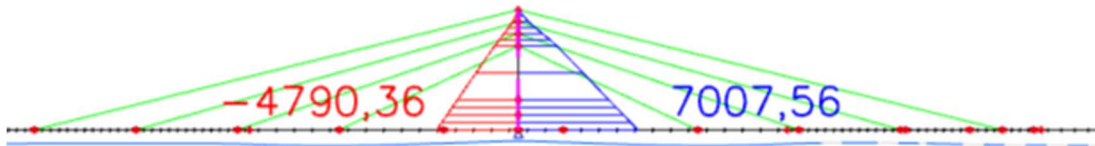
$$\lambda = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}} = \frac{2 * 8000}{\sqrt{\frac{1,667 * 10^{11}}{2000000}}} = 55,42 \quad (10.1)$$

Tuto hodnotu je nutné porovnat s hodnotou limitní štíhlost, kterou lze stanovit dle rovnice 10.2. Za součinitele A, B a C jsou brány konzervativní hodnoty.

$$\lambda_{lim} = \min\left(\frac{20 * ABC}{\sqrt{n}}, 75\right), kde n = \frac{N_{Ed}}{A_c * f_{cd}} \quad (10.2)$$

$$\lambda_{lim} = \min \left(\frac{20 * 0,7 * 1,1 * 0,7}{\sqrt{\frac{8550000}{2000000 * 21}}}, 75 \right) = 24 \quad (10.3)$$

Z výsledků je patrné, že štíhlost je výrazně větší než spočtená limitní štíhlost. Z toho důvodu je nutné přičíst také účinky druhého řádu. Jelikož se jedná o poměrně zdlouhavý výpočet, tak je využít software. Současně bude analyzována i štíhlost k tuhé ose a případně spočítán moment druhého řádu i v podélném směru. Ve výpočtu je předpokládán stupeň vyztužení 1 %.



Tabulka 10.5: Podélný ohybový moment působící na pylon – MSÚ [kNm]

Osa	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y/z}$ [kNm]	$M_{0,y/z}$ [kNm]	$M_{1,y/z}$ [kNm]	$M_{0Ed,y/z}$ [kNm]	$M_{2,y/z}$ [kNm]	$e_{0,y/z}$ [mm]	$e_{1,y/z}$ [mm]	$e_{0Ed,y/z}$ [mm]	$e_{2,y/z}$ [mm]	$e_{Ed,y/z}$ [mm]
y	-8550,0	8254,8	7007,0	241,8	7236,7	1018,1	820	28	846	119	965
z	-8550,0	3862,0	2305,0	241,8	2380,6	1481,5	270	28	278	173	452

Štíhlost

Osa	I [m]	I_0 [m]	i [mm]	A [-]	B [-]	C [-]	n [-]	λ [-]	λ_{lim} [-]	$\lambda \leq \lambda_{lim}$
y \perp	8,00	16,00	577	0,74	1,20	0,70	0,21	27,71	26,79	II. řádu
z \perp	8,00	16,00	289	0,74	1,20	0,70	0,21	55,43	26,79	II. řádu

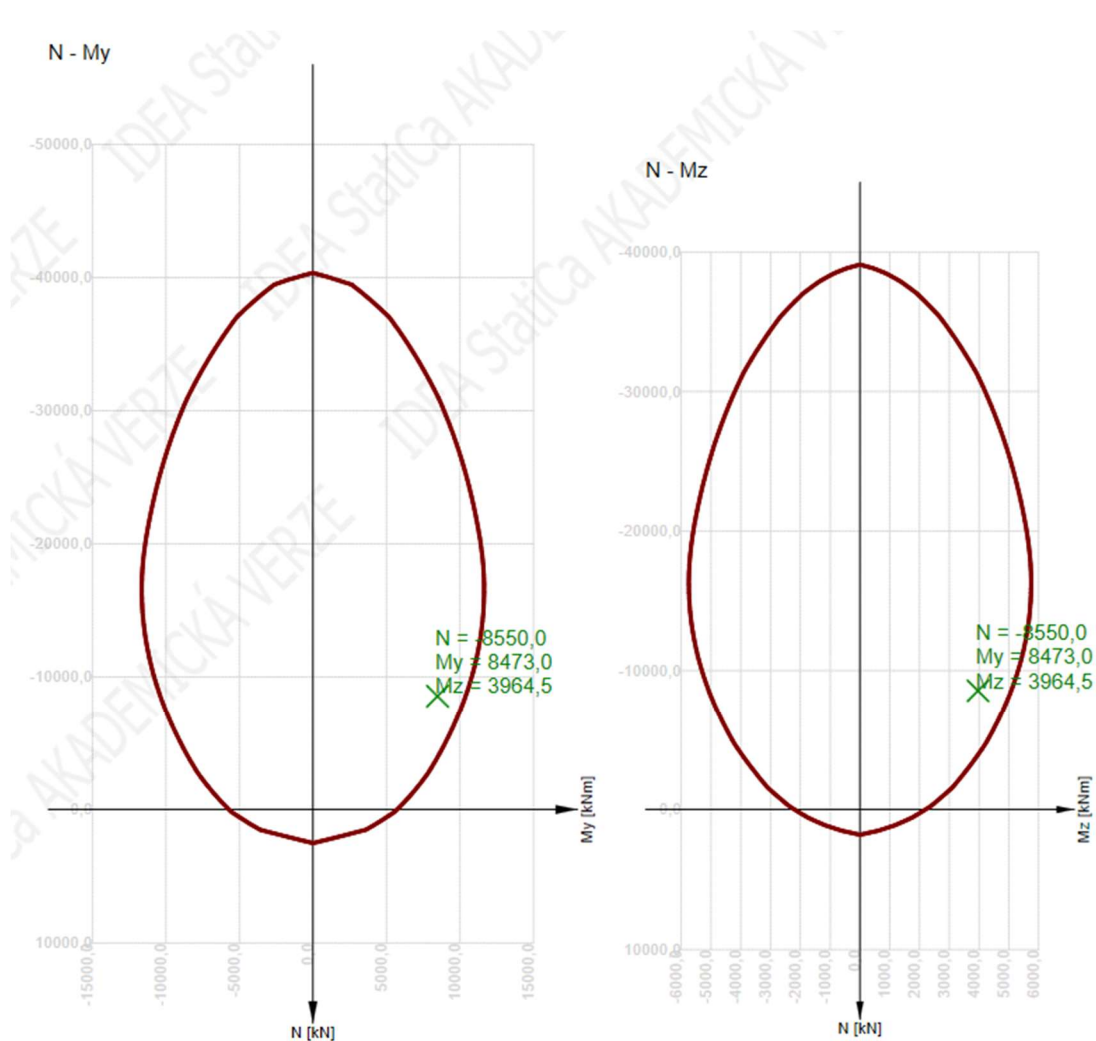
Jmenovitá křivost

Osa	K_r [-]	K_ϕ [-]	Φ_{eff} [-]	$1/r_0$ [1/m]	$1/r$ [1/m]	n_u [-]	n_{bal} [-]	c [-]	d [mm]	β [-]
y \perp	1,00	1,57	1,80	0,0029	0,0046	1,22	0,40	9,87	1649	0,32
z \perp	1,00	1,23	1,80	0,0054	0,0067	1,22	0,40	9,87	893	0,13
Osa	θ_i [-]	α_m [-]	α_h [-]	ρ_m [-]	M_{01} [kNm]	M_{02} [kNm]				
y \perp	0,00	1,00	0,71	1,00	0,0	0,0				
z \perp	0,00	1,00	0,71	1,00	0,0	0,0				
A_c [mm ²]		A_s [mm ²]		ω [-]	ϕ [-]	ϵ_{yd} [1e-4]				
2000000		20617		0,22	1,80	21,7				

Tabulka 10.6: Výstup ze softwaru IDEA Statica – výpočet momentů druhého řádu

Po získání návrhových ohybových momentů je třeba navrhnout výztuž a průřez posoudit. Jedná se o kombinaci namáhání ohybem a tlakem, a proto je pro posouzení využit interakční diagram.

V obou směrech navrhuji výztuž $\varnothing 25$ po 100 mm.

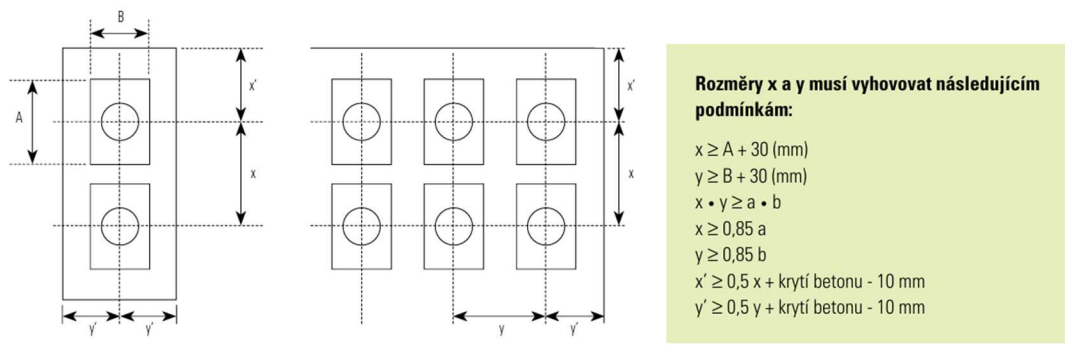


Tabulka 10.7: Výsledné interakční diagramy

Navržený pylon vyhovuje na MSÚ.

10.3 Návrh kotvení předpínací výztuže

Součástí návrhu předpínací výztuže je taky návrh vzdálenosti kotev předpínací výztuže, tak aby byly dodrženy konstrukční zásady dané výrobcem. Je zvolena předpínací výztuž od výrobce Freyssinet. Návrh kotvení je tedy proveden dle katalogu firmy. V čase vnesení předpětí je požadována tlaková pevnost betonu 24 MPa, která je dodržena.



Obrázek 10-3: Požadavky pro návrh kotev

A = B =	300	[mm]
B =	250	[mm]
a = b =	530	[mm]
krytí =	50	[mm]
xmin = ymin =	450,5	[mm]
x' min = y' min =	265,25	[mm]

Tabulka 10.8: Vypočtené minimální vzdálenosti kotev

Kotvení je následně navrženo tak, aby těžiště kotev leželo na těžišťové ose průřezu, jak je uvažováno ve výpočetním modelu.

Kotvení extradosed kabelů do mostovky bude realizováno pomocí betonových nálitků na kraji konzoly. Napětí z konzol do zbytku komorového nosníku bude přeneseno betonovými diafragmaty. Toto řešení je inspirováno mostem Kwidzyn, který je podrobněji popsán v rešerši.

11 Závěr

V rámci bakalářské práce bylo navrženo alternativní řešení přemostění na silnici B7 u obce Calden v Německu. Vítězné řešení vyšlo z rozvahy nad možnými konstrukčními systémy, které by v této lokalitě bylo možné použít. Snahou bylo pilíři nezasahovat do areálu místní ČOV a zároveň udržet dostatečně nízkou stavební výšku. Tohoto se podařilo docílit návrhem extradosed mostu, který byl navržen pouze o třech polích, aby byla jeho cena co nejvíce snížena.

Na téma extradosed mostů je následně zpracována rešerše. Tato rešerše slouží jako podklad pro samotný návrh mostu. V rámci rešerše je zkoumáno statické fungování tohoto systému, funkce a rozměry jednotlivých konstrukčních prvků a také empirické vztahy, na základě kterých byl sestaven prvotní návrh konstrukce. Dále jsou definovány materiály, ze kterých je most navržen, a stanoveny jejich charakteristiky. Dle platných norem je také definováno zatížení, které na konstrukci působí a na které je navržena.

V části návrhu je nejprve stanoven postup výstavby. Následně je parametricky zjištěna optimální výška pylonu, za kterou byla zvolena hodnota 8 m, a také jsou navrženy extradosed kabely. Po analýze vnitřních sil s vlivem extradosed předpětí je proveden předběžný návrh vnitřních průběžných kabelů. Toto předpětí je několikrát optimalizováno. Nejvíce problematickou oblastí se ukázala být oblast v hlavním poli, která již není podporována extradosed kabely. V této oblasti bylo nutné navrhnout příložky, aby bylo zabráněno tahovému namáhání.

V poslední části práce je vytvořen model s časově závislou analýzou, který slouží k podrobnému posouzení s vlivem výstavby a dlouhodobého chování betonu. V tomto modelu se ukázalo, že ztráty předpětí ve vnitřním průběžném kabelu se i přes jeho délku pohybují v realizovatelných mezích. Dále se ukázalo, že rozkmit napětí v extradosed kabelech je vyšší, než bylo očekáváno a jejich návrh je pozměněn. Nakonec je konstrukce posouzena na MSP a jsou ověřeny rozměry pylonu a komorového průřezu.

Nutno podotknout, že celý návrh lze považovat pouze za předběžný návrh, neboť zanedbává nebo zjednodušuje některé skutečnosti, které jsou v rámci práce popsány.

12 Seznam použitých zdrojů

- [1] Mapy.cz [online]. [cit. 2023-12-11]. Dostupné z: <https://mapy.cz/zakladni?l=0&x=9.4191139&y=51.4159457&z=13>
- [2] MATHIVAT, Jacques. *Recent Development in Prestressed Concrete Bridges*. FIP Note. 1988, 15-21.
- [3] Schlaich, Mike & Apitz, Andreas & Duclos, Thierry & Kasuga, Akio & Martín, José & Montens, Serge & Sankaralingam, Chithambaram & Sobrino, Juan. *Extradosed Bridges*. IABSE SED 17. ISBN 978-3-85748-168-0. 2020
- [4] YOO-JAE, Kim, Hu JIONG a Le SOON-JAE. *Synthesis on Cost-Effectiveness of Extradosed Bridges: Technical Report*. 2016.
- [5] MERMIGAS K. *Behaviour and Design of Extradosed Bridges*. MSc Thesis. Toronto: University of Toronto. 2008
- [6] BENJUMEA, José, Gustavo CHIO a Esperanza MALDONADO. *Structural behavior and design criteria of extradosed bridges: general insight and state of the art*. Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga. COLOMBIA. 2010.
- [7] MIDASOFT. *Recent Advancements in Prestressed Concrete Bridges* [online]. [cit. 2024-02-07]. Dostupné z: <https://www.midasoft.com/bridge-library/recent-advancements-in-prestressed-concrete-bridges>
- [8] *Ganter Bridge* [online]. [cit. 2024-02-07]. Dostupné z: <https://www.jakob.com/us/en/references/ganter-bridge>
- [9] *Construction of a bridge over Vistula in Kwidzyn* [online]. [cit. 2024-02-16]. Dostupné z: <https://m.budimex.pl/en/about-budimex/projects/construction-of-a-bridge-over-vistula-in-kwidzyn.html>
- [10] KASUGA, Akio. *Extradosed Bridges*. In: *Bridge Engineering Handbook*. Second Edition. CRC Press, 2014, s. 437-463.
- [11] BILISZCZUK, Jan; ONYSYK, Jerzy; BARCIK, Wojciech; TOCZKIEWICZ, Robert a TUKENDORF, Artur. *Extradosed Bridges in Poland—Design and Construction*. Online. *Frontiers in Built Environment*. 2017, roč. 2. ISSN 2297-3362. Dostupné z: <https://doi.org/10.3389/fbuil.2016.00037>. [cit. 2024-02-29].
- [12] KASUGA, Akio. *Extradosed bridges in Japan*. *Structural Concrete*. 2006, 7(3), s. 91-103.
- [13] *Construction the bridge over the Vistula river* [online]. In: . [cit. 2024-03-03]. Dostupné z: <https://kruszywo.net/en/realizacje/budowa-most-kwidzyn/>
- [14] *Stay Cable*. Online. PTS India. 2017. Dostupné z: <https://www.pts.in/stay-cable.html>. [cit. 2024-03-03].
- [15] KASUGA, Akio. *Birth, development and future of the extradosed bridge*. *Hormigón y Acero*. 2019, 70(289), 39-51.
- [16] *Odawara Blueway Bridge*. *Structurae* [online]. [cit. 2024-03-03]. Dostupné z: <https://structurae.net/en/structures/odawara-blueway-bridge>
- [17] Google Maps [online]. [cit. 2024-03-03]. Dostupné z: <https://www.google.cz/maps/@53.7605558,18.8524599,3a,22.2y,238.31h,97.58t/data=!3m6!1e1!3m4!1sO2NRCV0reehQdQn-LcGtEA!2e0!7i16384!8i8192?entry=ttu>
- [18] MARKELJ, Viktor. *The First Extradosed Bridge in Slovenia*. *Structural Engineering International*. 2010, 20. 462-467.
- [19] *Puh Bridge over Drava in Ptuj*. *Ponting* [online]. [cit. 2024-03-03]. Dostupné z: <https://www.ponting.si/en/projects/puh-s-bridge-over-drava-in-ptuj-37.html>
- [20] KALNÝ, Milan, Václav KVASNIČKA a Pavel NĚMEC. *Zavěšený most přes Labe u Nymburka*. *Beton*. 2007, (4), 20-25.
- [21] *Cable stayed bridge over the River Labe at Nymburk*. Online. Lusas. Dostupné z: https://www.lusas.com/case/bridge/river_labe_nymburk.html. [cit. 2024-03-06].

- [22] ČSN EN 1992-1-1 ed.2, *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2019.
- [23] ČSN EN 1992-2, *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – část 2: Betonové mosty*. Český normalizační institut, 2007.
- [24] ČSN EN 1991-2 ed.2, *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2018.
- [25] ČSN EN 1991-1-5, *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – zatížení teplotou*. Český normalizační institut, 2005
- [26] ČSN EN 1990 ed. 2, *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2021.
- [27] SHENAWY, El. *Form finding for cable-stayed and extradosed bridges*. Dissertation. Berlin: TU Berlin, 2013.
- [28] ČSN EN 73 6214, *Navrhování betonových mostních konstrukcí*. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2014.
- [29] VSL: *VSL Stay cable systems*. 2018. Dostupné také z: https://vsl.com/brochure_category/technical-catalogue
- [30] VSL: *VSL Strand post tensioning systems*. 2019. Dostupné také z: https://vsl.com/brochure_category/technical-catalogue
- [31] Freyssinet: *Předpínací systém Freyssinet – podklady pro projektování*. 2011. Dostupné také z: https://www.freyssinet.cz/gallery/podklady_pro_projektov%C3%A1n%C3%AD.pdf
- [32] STRÁSKÝ, Jiří. *Betonové mosty. Technická knižnice autorizovaného inženýra a technika*. Praha: ŠEL, 2001.
- [33] NAVRÁTIL, Jaroslav. *Předpjaté betonové konstrukce*. Vyd. 2. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2008.
- [34] Ministerstvo dopravy: *Vzorové listy staveb pozemních komunikací*. 2021 Dostupné také z: https://pjk.rsd.cz/data/USR_001_2_10_VL/VL4_2021_final.pdf
- [35] DRINKWATER, Luke J. ANALYSIS OF THE SUNNIBERG BRIDGE. Online. In: *Proceedings of Bridge Engineering 2*. The University of Bath, 2007. Dostupné z: http://www.mosty.pk.edu.pl/images/E2e1/Sunniberg_Bridge_Analysis.pdf. [cit. 2024-05-19].
- [36] *Sunniberg Brücke*. Online. Dostupné z: <https://www.sunniberg.ch/>. [cit. 2024-05-19].

13 Seznam obrázků

Obrázek 2-1: Lokalita stavby [1]	14
Obrázek 2-2: Okolí mostu [1]	14
Obrázek 2-3: Předpokládané šířkové uspořádání	15
Obrázek 3-1: Dvoutrámový most – příčný řez.....	17
Obrázek 3-2: Dvoutrámový most – podélný řez I.....	18
Obrázek 3-3: Dvoutrámový most – podélný řez II.....	18
Obrázek 3-4: Dvoutrámový most – podélný řez III.....	18
Obrázek 3-5: Extradosed most – příčný řez nad podporou.....	19
Obrázek 3-6: Extradosed most – příčný řez v poli.....	19
Obrázek 3-7: Extradosed most – podélný řez I.....	20
Obrázek 3-8: Extradosed most – podélný řez II	20
Obrázek 3-9: Kombinace variant – podélný řez	21
Obrázek 4-1: most Arrêt-Darré [7]	22
Obrázek 4-2: Počet extradosed mostů v jednotlivých zemích (k roku 2018) [3].....	23
Obrázek 4-3: Ganter Bridge [7]	23
Obrázek 4-4: Počet mostů dle rozmístění pylonů [4]	25
Obrázek 4-5: Příklad pylonů na mostu Kwidzyn v Polsku [9].....	26
Obrázek 4-6: Poměr rozpětí mostu/výška pylonu v závislosti na rozpětí [5]	26
Obrázek 4-7: Poměr výška pylonu/rozpětí mostu [4]	27
Obrázek 4-8: Možné tvary pylonů [5].....	27
Obrázek 4-9: Komorový průřez – Tsukuhara Bridge [10]	28
Obrázek 4-10:Deska s příčnými trámy – Saint-Rémy-de-Maurienne Bridge [5].....	28
Obrázek 4-11: Poměr rozpětí mostu/výška trámu v poli [3]	29
Obrázek 4-12: Poměr rozpětí mostu/výška trámu nad podporou [3].....	29
Obrázek 4-13: Maximální napětí v kabelu v závislosti na rozkmitu napětí pro klasickou předpínací výztuž tvořenou jednotlivými lany platí plná zelená čára [12].....	31
Obrázek 4-14: Maximální napětí v kabelu v závislosti na rozkmitu napětí [5]	31
Obrázek 4-15: Možné rozmístění extradosed kabelů.....	32
Obrázek 4-16: Vhodné rozmístění kabelů v podélném směru	32
Obrázek 4-17: Kotvení kabelů a betonová diafragmata na mostu Kwidzyn [13]	33
Obrázek 4-18: Příklad sedla [14]	34
Obrázek 4-19: Kotvení křížem [3].....	34
Obrázek 4-20: Příklady kotvení na pylonu s využitím ocelových prvků [15]	35
Obrázek 4-21: Stavba segmentového mostu na skruži [3].....	36
Obrázek 4-22: Letmí betonáž mostu Puch v Ptuji [19].....	37
Obrázek 4-23: Příčný řez – Odawara Blueway Bridge [10].....	37
Obrázek 4-24: Odawara Blueway Bridge [16]	38
Obrázek 4-25: Most u města Konin [11]	39
Obrázek 4-26: Detail kotvení na mostu Kwidzyn [17]	39
Obrázek 4-27: Pohled na most Kwidzyn [9].....	40
Obrázek 4-28: Příčný řez mostu Ptuj [18].....	40
Obrázek 4-29: Puch Bridge [19]	41
Obrázek 4-30: Sunniberg Bridge [36]	42
Obrázek 4-31: Schéma výstavby mostu Sunniberg [35].....	42
Obrázek 4-32: Most přes Labe u Nymburka [21]	43
Obrázek 6-1: Schéma zatížení LM1 [24]	50
Obrázek 6-2: Výsledné zatěžovací schéma.....	51
Obrázek 6-3: Sestavy zatížení dle ČSN EN 1991-2 [24].....	54

Obrázek 7-1: Etapa 1.....	56
Obrázek 7-2: Etapa 2.....	57
Obrázek 7-3: Etapa 3.....	57
Obrázek 7-4: Etapa 3.....	57
Obrázek 7-5: Etapa 5.....	58
Obrázek 7-6: Etapa 6.....	58
Obrázek 7-7: Etapa 7.....	58
Obrázek 7-8: Etapa 8.....	59
Obrázek 8-1: Rozměry průřezu v poli	60
Obrázek 8-2: Příčný řez nad pilíři	61
Obrázek 8-3: Ohybový moment – průřezy s příčným sklonem [kNm].....	61
Obrázek 8-4: Ohybový moment – náhradní průřezy [kNm]	61
Obrázek 8-5: Výpočet l_0 pro určení spolupůsobící šířky desky [22]	62
Obrázek 8-6: Průřez v poli.....	63
Obrázek 8-7: Průřez nad podporou – plný průřez	63
Obrázek 8-8: Průřez nad podporou – efektivní průřez	64
Obrázek 8-9: Svislé deformace – výška pylonu 5 m, 46 lan v každém kabelu [mm].....	65
Obrázek 8-10: Svislé deformace – výška pylonu 9 m, 28 lan v každém kabelu [mm].....	65
Obrázek 8-11: Svislé deformace – výška pylonu 13 m, 21 lan v každém kabelu [mm].....	65
Obrázek 8-12: Počet lan dle výšky pylonu	66
Obrázek 8-13: Ohybový moment – vlastní tíha [kNm]	67
Obrázek 8-14: Posouvající síla – vlastní tíha [kN]	68
Obrázek 8-15: Ohybový moment – ostatní stálé [kNm]	68
Obrázek 8-16: Posouvající síla – ostatní stálé [kN]	68
Obrázek 8-17: Ohybový moment – ohřátí horního povrchu [kNm]	68
Obrázek 8-18: Posouvající síla – ohřátí horního povrchu [kN]	69
Obrázek 8-19: Ohybový moment – ochlazení horního povrchu [kNm].....	69
Obrázek 8-20: Posouvající síla – ochlazení horního povrchu [kN].....	69
Obrázek 8-21: Obálka ohybových momentů – pokles podpor [kNm]	69
Obrázek 8-22: Obálka posouvajících sil – pokles podpor [kN].....	70
Obrázek 8-23: Moment od ručně zadaného zatížení od dopravy [kNm].....	70
Obrázek 8-24: Obálka maximálního kladného momentu od dopravy [kNm].....	70
Obrázek 8-25: Obálka momentů od dopravy [kNm].....	71
Obrázek 8-26: Obálka posouvajících sil od dopravy [kN]	71
Obrázek 8-27: Schéma rozmístění extradosed kabelů.....	72
Obrázek 8-28: Svislé reakce při nahrazení kabelů neposuvnými klouby	72
Obrázek 8-29: Svislé reakce při nahrazení kabelů jedním neposuvným kloubem [kN].....	73
Obrázek 8-30: Deformace od stálého zatížení a celkových svislých sil od extradosed kabelů 8350 MN [mm]	73
Obrázek 8-31: Deformace od stálého zatížení a celkových svislých sil od extradosed kabelů 8000 MN [mm]	74
Obrázek 8-32: Průběh ohybových momentů od kombinace stálého zatížení a extradosed předpětí [kNm]	74
Obrázek 8-33: Napětí na horních vláknech od stálého zatížení a extradosed předpětí [MPa].....	74
Obrázek 8-34: Napětí na spodních vláknech od stálého zatížení a extradosed předpětí [MPa]	74
Obrázek 8-35: Maximální tahová napětí v horních vláknech od dopravy – častá kombinace	75
Obrázek 8-36: Maximální tahová napětí v dolních vláknech od zatížení od dopravy – častá kombinace	75
Obrázek 8-37: Požadavek na mezní stav omezení trhlin dle ČSN EN 1992-2 [23]	76

Obrázek 8-38: Maximální tahová napětí v horních vláknech od časté kombinace zatížení a extradosed předpětí [MPa]	76
Obrázek 8-39: Maximální tahová napětí v dolních vláknech od časté kombinace zatížení a extradosed předpětí [MPa]	76
Obrázek 8-40: Nahrazení extradosed kabelů ekvivalentním zatížením [kN]	77
Obrázek 8-41: Průběh ohybových momentů od kombinace stálého zatížení a extradosed předpětí [kNm]	78
Obrázek 8-42: Schéma centrického předpětí	78
Obrázek 8-43: Minimální tlaková napětí v dolních vláknech od časté kombinace [MPa]	79
Obrázek 8-44: Maximální tlaková napětí v dolních vláknech od časté kombinace [MPa]	79
Obrázek 8-45: Minimální tlaková napětí v horních vláknech od časté kombinace [MPa]	79
Obrázek 8-46: Maximální tlaková napětí v horních vláknech od časté kombinace [MPa]	79
Obrázek 8-47: Moment od stálého zatížení po vnesení centrického předpětí [kNm]	80
Obrázek 8-48: Schéma upraveného předpětí	80
Obrázek 8-49: Moment od stálého zatížení po optimalizaci předpětí [kNm]	81
Obrázek 8-50: Minimální tlaková napětí v dolních vláknech od časté kombinace [MPa]	81
Obrázek 8-51: Maximální tlaková napětí v dolních vláknech od časté kombinace [MPa]	81
Obrázek 8-52: Minimální tlaková napětí v horních vláknech od časté kombinace [MPa]	81
Obrázek 8-53: Maximální tlaková napětí v horních vláknech od časté kombinace [MPa]	81
Obrázek 8-54: Maximální napětí v horních vláknech od kvazistálé kombinace v čase vnesení předpětí [MPa]	82
Obrázek 8-55: Maximální napětí v dolních vláknech od kvazistálé kombinace v čase vnesení předpětí [MPa]	82
Obrázek 8-56: Maximální napětí v horních vláknech od charakteristické kombinace v čase vnesení předpětí [MPa]	83
Obrázek 8-57: Maximální napětí v dolních vláknech od charakteristické kombinace v čase vnesení předpětí [MPa]	83
Obrázek 8-58: Maximální tahová napětí ve spodních vláknech od časté kombinace – 18 kabelů [MPa]	84
Obrázek 8-59: Minimální tlaková napětí v horních vláknech od časté kombinace - 18 kabelů [MPa]	84
Obrázek 8-60: Minimální tlaková napětí ve spodních vláknech od časté kombinace - 18 kabelů + příložky [MPa]	85
Obrázek 8-61: Minimální tlaková napětí v horních vláknech od časté kombinace - 18 kabelů + příložky [MPa]	85
Obrázek 8-62: Maximální tlaková napětí v dolních vláknech od kvazistálé kombinace [MPa]	85
Obrázek 8-63: Maximální tlaková napětí v horních vláknech od kvazistálé kombinace [MPa]	86
Obrázek 8-64: Maximální tlaková napětí v dolních vláknech od charakteristické kombinace [MPa]	86
Obrázek 8-65: Maximální tlaková napětí v horních vláknech od charakteristické kombinace [MPa]	86
Obrázek 9-1: Fáze 1	87
Obrázek 9-2: Fáze 3	88
Obrázek 9-3: Minimální tlaková napětí ve spodních vláknech od časté kombinace na konci životnosti. [MPa]	89
Obrázek 9-4: Optimalizovaný návrh předpětí – schéma	89
Obrázek 9-5: Krátkodobé ztráty průběžného kabelu	90
Obrázek 9-6: Krátkodobé ztráty příložek	90
Obrázek 9-7: Napětí v průběžném kabelu na konci životnosti při kvazistálé kombinaci [MPa]	91
Obrázek 9-8: Schéma číslování kabelů	91
Obrázek 9-9: Napětí v kabelech při kvazistálé kombinaci – UP [MPa]	92

Obrázek 9-10: Napětí v kabelech při kvazistálé kombinaci – KŽ [MPa]	92
Obrázek 9-11: Maximální napětí v kabelech při časté kombinaci zatížení – čas UP [MPa]	94
Obrázek 9-12: Maximální tlaková napětí ve spodních vláknech – čas VP [MPa].....	95
Obrázek 9-13: Maximální tlaková napětí v horních vláknech – čas VP [MPa]	95
Obrázek 9-14: Minimální tlaková napětí v horních vláknech – čas VP [MPa].....	96
Obrázek 9-15: Maximální tlaková napětí ve spodních vláknech – čas VP [MPa].....	96
Obrázek 9-16: Minimální tlaková napětí ve spodních vláknech – čas VP [MPa]	96
Obrázek 9-17: Tlakové napětí v horních vláknech od kvazistálé kombinace – OS [MPa].....	97
Obrázek 9-18: Tlakové napětí ve spodních vláknech od kvazistálé kombinace – OS [MPa]...	97
Obrázek 9-19: Tlakové napětí v horních vláknech od kvazistálé kombinace – čas UP [MPa].	98
Obrázek 9-20: Tlakové napětí ve spodních vláknech od kvazistálé kombinace – čas UP [MPa]	98
Obrázek 9-21: Minimální tlakové napětí v horních vláknech od časté kombinace – čas UP [MPa]	98
Obrázek 9-22: Minimální tlakové napětí ve spodních vláknech od časté kombinace – čas UP [MPa]	98
Obrázek 9-23: Maximální tlakové napětí v horních vláknech od charakteristické kombinace – čas UP [MPa].....	99
Obrázek 9-24: Minimální tlakové napětí v horních vláknech od charakteristické kombinace – čas UP [MPa].....	99
Obrázek 9-25: Maximální tlakové napětí ve spodních vláknech od charakteristické kombinace – čas UP [MPa].....	99
Obrázek 9-26: Minimální tlakové napětí ve spodních vláknech od charakteristické kombinace – čas UP [MPa].....	99
Obrázek 9-27: Tlakové napětí v horních vláknech od kvazistálé kombinace – čas KŽ [MPa]	100
Obrázek 9-28: Tlakové napětí ve spodních vláknech od kvazistálé kombinace – čas KŽ [MPa]	100
Obrázek 9-29: Minimální tlakové napětí v horních vláknech od časté kombinace – čas KŽ [MPa]	100
Obrázek 9-30: Minimální tlakové napětí ve spodních vláknech od časté kombinace – čas KŽ [MPa]	101
Obrázek 9-31: Maximální tlakové napětí v horních vláknech od charakteristické kombinace – čas KŽ [MPa]	101
Obrázek 9-32: Minimální tlakové napětí v horních vláknech od charakteristické kombinace – čas KŽ [MPa]	101
Obrázek 9-33: Maximální tlakové napětí ve spodních vláknech od charakteristické kombinace – čas KŽ [MPa]	101
Obrázek 9-34: Minimální tlakové napětí ve spodních vláknech od charakteristické kombinace – čas KŽ [MPa]	102
Obrázek 9-35: Limitní průhyby dle ČS EN 73 6214 [28].....	102
Obrázek 9-36: Obálka svislých posunů při časté kombinaci zatížení – čas UP [mm]	103
Obrázek 9-37: Obálka svislých posunů při časté kombinaci zatížení – čas KŽ [mm].....	103
Obrázek 9-38: Svislá deformace při kvazistálé kombinaci – čas KŽ [mm].....	103
Obrázek 10-1: Vzduřující šířka v podélném směru	104
Obrázek 10-2: Výsledný moment pro posouzení konzoly.....	105
Obrázek 10-3: Požadavky pro návrh kotev	110

14 Seznam tabulek

Tabulka 5.1: Materiálové parametry betonu C35/45.....	44
Tabulka 5.2: Materiálové parametry betonu C40/50.....	45
Tabulka 5.3: Pevnost betonu C35/45 v tlaku v čase t.....	46
Tabulka 5.4: Pevnost betonu C40/50 v tlaku v čase t.....	46
Tabulka 5.5: Vlastnosti předpínací výztuže	47
Tabulka 5.6: Vlastnosti betonářské výztuže	48
Tabulka 5.7: Velikost krycí vrstvy dle typu výztuže.....	48
Tabulka 6.1: Ostatní stálé zatížení	49
Tabulka 6.2: Počet a šířka zatěžovacích pruhů dle [24].....	50
Tabulka 6.3: Hodnoty zatížení modelu LM1 dle [24].....	51
Tabulka 6.4: Zatížení od nerovnoměrné teploty	53
Tabulka 6.5: Součinitele zatížení – dominantní zatížení od dopravy.....	55
Tabulka 6.6: Součinitele zatížení – dominantní zatížení od teploty	55
Tabulka 8.1: Porovnání hodnot momentů	61
Tabulka 8.2: Počet lan dle výšky pylonu	65
Tabulka 8.3: Rozložení momentů dle výšky pylonu.....	66
Tabulka 8.4: Rozložení momentů dle výšky pylonu.....	66
Tabulka 8.5: Průběh ohybových momentů pro výšku pylonu 8 m. [kNm]	67
Tabulka 8.6: Počty kabelů pro sílu 8350 MN	73
Tabulka 8.7: Počty kabelů pro sílu 8000 MN	74
Tabulka 8.8: Finální počet lan – kabely číslovány odspodu.....	75
Tabulka 8.9: Počet nutných lan pro vyrovnání maximálního tahu v poli	79
Tabulka 8.10: Počet nutných lan v příložkách	84
Tabulka 9.1: Hodnoty napětí v kabelech pro častou – čas UP.....	93
Tabulka 9.2: Maximální napětí v jednotlivých kabelech dle rozkmitu napětí	93
Tabulka 9.3: Finální návrh extradosed kabelů.....	94
Tabulka 9.4: Výpočet napětí ve výztuži	102
Tabulka 10.1: Posouzení výztuže konzoly.....	105
Tabulka 10.2: Maximální moment ve středním poli.....	106
Tabulka 10.3: Posouzení výztuže v poli	106
Tabulka 10.4: Síly působící na pylon – normálová síla a příčný ohybový moment	107
Tabulka 10.5: Podélný ohybový moment působící na pylon – MSÚ [kNm]	108
Tabulka 10.6: Výstup ze softwaru IDEA Statica – výpočet momentů druhého řádu.....	108
Tabulka 10.7: Výsledné interakční diagramy	109
Tabulka 10.8: Vypočtené minimální vzdálenosti kotev	110

15 Seznam příloh

1.	Vzorové příčné řezy	1:50
2.	Podélný řez	1:200
3.	Půdorys	1:200
4.	Vedení předpětí	1:200/20