

České vysoké učení technické v Praze

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



DIPLOMOVÁ PRÁCE

Návrh přemostění Vltavy v Praze Holešovicích

Autor: Bc. Antonín Michálek

Vedoucí práce: Ing. Michal Drahorád, Ph.D.

V Praze 2023



ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Michálek	Jméno: Antonín	Osobní číslo: 479104
Zadávající katedra: K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí		
Studijní program: Stavební inženýrství		
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby		

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Návrh přemostění Vltavy v Praze Holešovicích	
Název diplomové práce anglicky: Design of the Bridge over Vltava River in Prague - Holešovice	
Pokyny pro vypracování: - koncepční rozvaha konstrukčního řešení přemostění Vltavy - volba konstrukčního systému - rámcový návrh nosné konstrukce, spodní stavby a založení objektu - přehledné výkresy	
Seznam doporučené literatury: Soubor technických norem	
Jméno vedoucího diplomové práce: Michal Drahorád	
Datum zadání diplomové práce: 30. 9. 2022	Termín odevzdání diplomové práce: 9. 1. 2023 <i>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</i>
Podpis vedoucího práce	Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

Datum převzetí zadání	Podpis studenta(ky)
-----------------------	---------------------

Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem předloženou diplomovou prací vypracoval samostatně pod odborným vedením Ing. Michala Drahoráda, Ph.D. Veškeré literární prameny a informace, které jsou v práci využity, jsou uvedeny v seznamu použité literatury.

Jsem si vědom toho, že se na moji práci vztahují práva a povinnosti vyplývající ze zákona č. 121/2000 Sb., v jeho platném znění (autorský zákon).

Souhlasím s prezenčním zpřístupněním své práce v Ústřední knihovně Fakulty stavební a Fakulty architektury ČVUT.

V Praze dne:.....

.....

Bc. Antonín Michálek

Poděkování

Zde bych rád poděkoval Ing. Michalovi Drahorádovi, Ph.D. za odborné vedení mé diplomové práce, konzultace, užitečné rady a veškerou pomoc, která přispěla k mému úspěšnému dokončení.

Abstrakt

Diplomová práce se věnuje návrhu přemostění Vltavy v Praze Holešovicích. V první části je zpracována studie zájmového okolí a rešerše na téma zavěšených a extradosed mostů. V rámci rešerše jsou popsány základní charakteristiky, podobnosti a rozdíly zavěšených a extradosed mostů. V souvislosti s tím jsou také vyhledány realizované příklady studovaných typů konstrukcí. Ve druhé a třetí části práce je zpracován návrh a posouzení všech hlavních konstrukčních částí finální varianty mostu, včetně spodní stavby a založení. Ve finále proběhne návrh mostních ložisek a mostních závěrů. Most je navržen jako zavěšený o 3 polích 44+92+44 m. Mostovka je navržena z prefabrikovaných betonových segmentů zavěšených ve dvou rovinách na ocelobetonových pylonech.

Klíčová slova

Zavěšený most, extradosed most, ocelobetonový pylon, mostovka, závěs, segment, betonová konstrukce, tramvaj, cyklostezka, řeka, pilíř, předpjatý beton, hlubinné založení.

Abstract

The master's thesis discusses the design of a bridging of the Vltava in Praha Holešovice. The first section is focused on the study of the area of interest for the planned bridge construction. The first part of the thesis also focuses on the research into cable-stayed bridges, extradosed bridges, and the differences and similarities between them. Lastly, a couple of examples of those researched bridges are shown. A final version of the bridge design chosen in section one is designed, assessed, and analyzed in the second and third section of the thesis, including the substructure and foundation. The final section consists of a bridge bearing and bridge closure design. The bridge is designed as a cable-stayed structure constructed of 3 spans of 44+92+44 m. The bridge deck design consists of prefabricated concrete segments suspended from two steel-concrete composite pylons using two planes of stay cables.

Key words

Cable-stayed bridge, extradosed bridge, steel-concrete composite pylon, bridge deck, stay cable, segment, concrete structure, tram, bicycle path, river, pillar, prestressed concrete, deep foundation.

Obsah

1.	Úvod	9
2.	Koncepční rozvaha/studie	10
2.1	Umístění mostu	10
2.2	Variantní řešení	11
2.2.1	Okrajové podmínky území	11
2.2.2	Návrhy variant mostu	12
2.3	Rešerše	13
2.3.1	Zavěšené mosty	14
2.3.2	Extradosed mosty	20
2.3.3	Zavěšené vs extradosed mosty	22
2.3.4	Příklady vhodných mostů	22
2.4	Finální varianta mostu	25
2.4.1	Výběr finální varianty	25
2.4.2	Konstrukční návrh finální varianty	26
3.	Návrh mostu	28
3.1	Materiály	28
3.1.1	Beton	28
3.1.2	Betonářská výztuž	29
3.1.3	Předpínací výztuž	31
3.1.4	Použité průřezy	32
3.2	Zatížení	33
3.2.1	Stálé zatížení	33
3.2.2	Proměnné zatížení	34
3.2.3	Kombinace zatížení	41
3.3	Postup výstavby	45
3.4	Statický výpočet – Příčný řez	46
3.4.1	Efektivní šířka řezu	48

3.4.2	Návrh příčného předpětí	49
3.5	Statický výpočet – Podélný řez.....	53
3.5.1	Desko-stěnový 3D model.....	53
3.5.2	Příčný roznos zatížení	55
3.5.3	Prutový 2D model	59
3.5.4	Model fázové výstavby	64
3.6	Posouzení MSP	66
3.6.1	Mezní stav omezení napětí v betonu	66
3.6.2	Mezní stav omezení napětí v závěsech	67
3.6.3	Mezní stav přetvoření mostovky	68
3.6.4	Ověření hlavních napětí v betonu	69
3.7	Posouzení MSÚ.....	70
3.7.1	Ohyb s normálovou silou	70
3.7.2	Návrh a posouzení smykové výztuže	74
3.7.3	Návrh a posouzení betonářské výztuže segmentu	75
3.7.4	Posouzení normálové síly v závěsech	78
3.7.5	Posouzení pylonu.....	79
3.8	Návrh a posouzení spodní stavby.....	82
3.8.1	Návrh a posouzení dříku pilíře.....	82
3.8.2	Návrh a posouzení koncové opěry	83
3.8.3	Návrh založení	84
3.9	Návrh konstrukčních detailů	86
3.9.1	Návrh ložiska.....	86
3.9.2	Návrh mostního závěru	88
4.	Závěr.....	90
5.	Použité zdroje.....	91
6.	Seznam obrázků a fotografií.....	94
7.	Seznam tabulek	98

8. Seznam příloh.....	99
-----------------------	----

1. Úvod

Diplomová práce se zaměřuje na návrh mostu přes řeku Vltavu v hlavním městě Praze. Most se nachází v severnější části města. Konstrukce má propojovat dvě městské části, a to Karlín a Holešovice.

Diplomová práce sestává ze tří hlavních částí. První část práce obsahuje studii zájmového území, kde dojde k seznámení se s umístěním plánované konstrukce a s okrajovými podmínkami okolí.

Ve druhé části bude provedena rešerše na téma zavěšených a extradosed mostů. Diplomová práce se bude zabývat základními charakteristikami dvou podobných druhů mostních konstrukcí. V rámci rešerše budou vyhledány stavby co možná nejvíc odpovídající navrhované konstrukce, které budou v pozdější kapitole použity jako inspirace pro variantní řešení mostu. Na základě této rešerše proběhne návrh několika možných variant přemostění. Převážně půjde o rozdílné podélné uspořádání, s tím, že k návrhu příčného řezu dojde až při návrhu finální varianty.

Třetí část obsahuje uvážení variant a vybrání jedné finální. Tato varianta bude poté podrobně navržena. Po návrhu adekvátního příčného řezu bude konstrukce vymodelována v programu SCIA engineer. Po kompletním návrhu konstrukce dojde k posouzení stavby a návrhu a posouzení spodní stavby a založení. V rámci přílohy bude práce doplněna o přehledné výkresy.

2. Koncepční rozvaha/studie

2.1 Umístění mostu

Plánový most je v územním plánu situován na řece Vltavě v hlavním městě Praze. Most má za účel propojit městskou část Karlín s částí Holešovice. Území vyhrazené dle územního plánu na stavbu mostu lze charakterizovat jako zastavěnou městskou oblast. Na jižním břehu v městské části Karlín je břeh řeky výrazně méně zastavěn a výstavba tu tudíž bude méně komplikovaná. Terén v okolí 100 m od jižního břehu je převážně rovinný. Komunikace na mostě se napojí na infrastrukturu v linii s Urxovou ulicí. Naopak na severním břehu je vzdálenost mezi břehem řeky a frekventovaně využívanou komunikací pouhých pár desítek metrů. Na severním břehu se most napojuje v oblasti ulice Na Maninách a ulice Jateční.



Obrázek 1 - Umístění mostu v metropolitním plánu [23]

V rámci územního plánu se od roku 1999 uvažovala poloha mostu blíže k ostrovu Štvanice. Tato varianta je z mnoha důvodů již už překonána a plánovaný most bude s největší pravděpodobností zrealizován v koridoru vyznačeném na obr. 1. Přesná poloha mostu v tuto chvíli ještě není určena.



Obrázek 2 – Překonaná poloha mostu (žlutá - 1999) [12]

Most je plánovaný z důvodu komfortnějšího spojení dvou výše uvedených městských částí. Nejbližší místo pro přejezd v současnosti je Libeňský most a Hlávkův most, který je ovšem již v dnešní době v dopravní špičce přetížený. Navíc slouží z hlediska dopravy v městské části k dopravě tranzitní, a ne pro místní dopravu. V blízkosti plánovaného mostu v současnosti probíhá realizace lávky pro pěší (vlevo na obr. 2). To ovšem nepomůže s automobilovou dopravou. Dalším důvodem je špatný stav Hlávkova a Štefánikova mostu, které v budoucnu budou muset projít rekonstrukcí. Vzhledem k tomu, že se jedná o jediné tramvajové přejezdy přes řeku v této oblasti, rekonstrukce bude muset počkat na zrealizování nového mostu, jež bude také osazen tramvajovou tratí spojující Karlín a Holešovice.

Podle [24] je nejmenší podjezdná výška nově stavěných mostů na dopravně významné cestě 7,0 m nad nejvyšší plavební hladinou. Jelikož je podle [25] vodní tok Vltavy v oblasti řešeného místa zařazen do dopravně významných vodních cest, je nutné tuto minimální podjezdnou výšku dodržet.

2.2 Variantní řešení

Vzhledem k výše uvedeným podmínkám okolí, je nutné navrhnout konstrukce s co možná nejmenší konstrukční výškou mostovky. Toto je důležité hned z několika důvodů. Přemostované břehy jsou navýšeny od běžné hladiny řeky o pouhých 7-8 metrů, tudíž je nutné udržet nízkou konstrukci mostovky a tím nijak neomezit průplavní prostor na řece. Nadále má být most napojen na stávající komunikaci, díky čemuž je znemožněné významné navýšení nivelety. V případě klasického předpjatého mostu by bylo potřeba buď vystavění většího množství mezilehlých podpěr, nebo by byla nutná mostovka o značné výšce. To by vyústilo k nutnosti zbytečného nadvýšení mostovky. Z těchto důvodů bude navržena konstrukce umožňující malou výšku mostovky. Tohoto bude docíleno zaměněním pod mostových podpor za náhradní podpory tvořené pomocí závěsných (vně předpínaných) lan.

2.2.1 Okrajové podmínky území

Vzhledem k podmínkám okolí uvedených v kapitole 2.1 se bude jednat o most přemostující vodní tok o šířce cca 160 m. Délka přemostění se pohybuje okolo 180 m na základě možností založení v blízkosti vodního toku. Celková délka mostu bude cca 200 m. Dle zvolené varianty se bude jednat o most s jednou až třemi mezilehlými podporami.

Pomocí [27] a [28] byl zjištěn, pokud možno nejpřesnější výškový profil zájmového území. Po obou stranách řeky se břehy vyšplhávají na výšku 188 m n. m., kdežto hladina řeky se díky regulaci pohybuje okolo maximálních 180 m n. m.

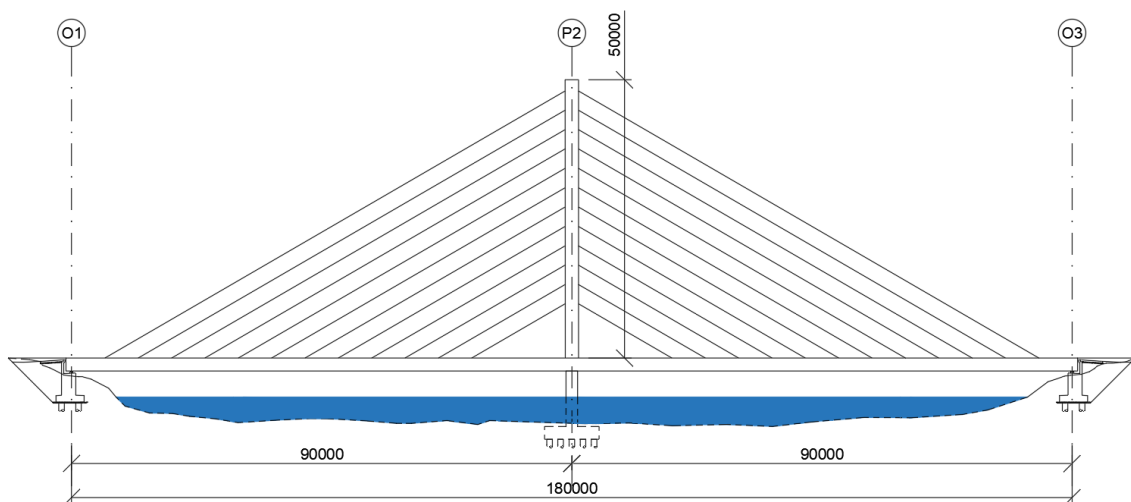
2.2.2 Návrhy variant mostu

Na základě předešlých kapitol budou stručně navrženy varianty mostu. Poté proběhne rešerše na téma navržených variant a následně proběhne jejich porovnání a finální výběr jedné varianty.

2.2.2.1 Varianta 1 – Zavěšený most

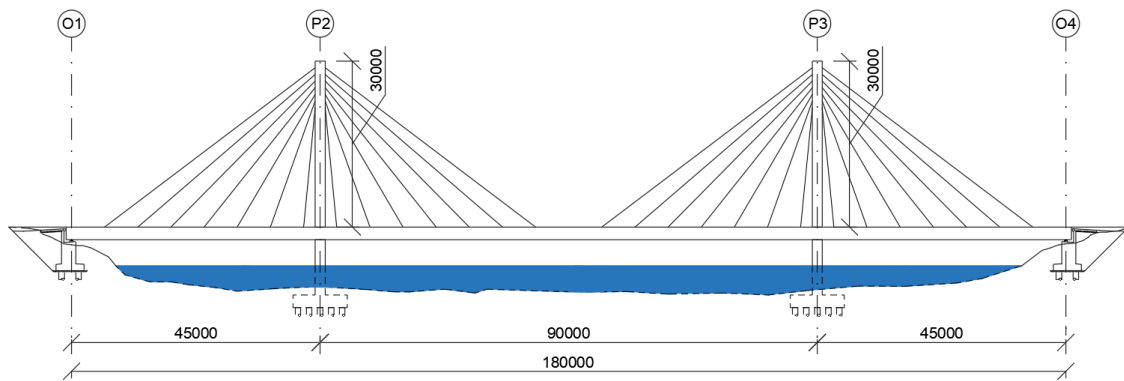
První variantou konstrukce je konstrukce zavěšená. V rámci zavěšených mostů bude uvážena kombinace několika možností. Nejprve varianta, kdy bude celá překážka překonána pomocí pouze jednoho pylonu, a poté varianta se dvěma pylony. Další možnosti zahrnují variantu s jednou, či dvěma závěsnými rovinami. Od počtu závěsných rovin se bude nadále i odvíjet typ a tvar pylonu. Výhodou zavěšené konstrukce je možnost velmi nízké konstrukční výšky a snížení počtu překážek v oblasti řeky.

První typem zavěšené konstrukce je konstrukce zavěšená z jednoho pylonu. Most je tímto rozdělen na dvě poloviny po 90 m. Výška pylonu od mostovky se pohybuje okolo 50 m. Vzhledem k vysoké výšce pylonu je možné využít harfovitého systému závěsů, který je z estetického hlediska v určitých případech vhodnější.



Obrázek 3 - Varianta 1 - Zavěšený most 1 – Pohled

Druhým typem zavěšené konstrukce je konstrukce, která je rozdělena na 3 pole o rozpětí 45 + 90 + 45 m. Závěsy jsou kotveny do dvou cca 30 m vysokých pylonů. Vzhledem k menší výšce pylonů je zvolen polovějivý systém závěsů, který maximalizuje svislost závěsů v blízkosti pylonů.

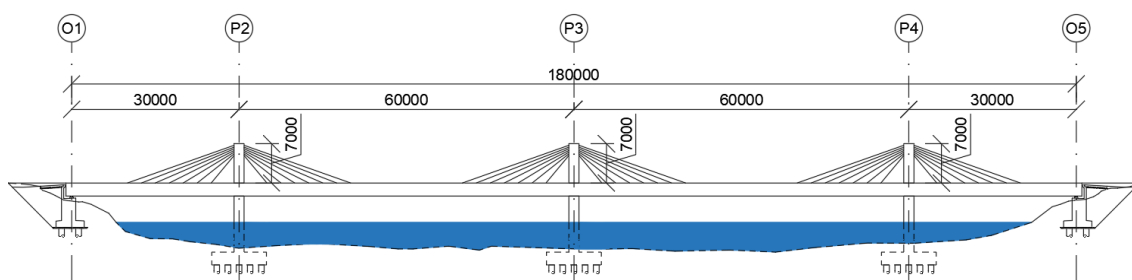


Obrázek 4 - Varianta 1 - Zavěšený most 2 – Pohled

2.2.2.2 Varianta 2 – Extradosed most

Druhá z variant plánovaného mostu je most využívající konstrukci extradosed. Jak bude rozepsáno níže, extradosed most se neliší od zavěšeného mostu vizuálně, nýbrž svojí funkcí. Na rozdíl od mostu zavěšeného, fungují pylony extradosed mostu spíše jako deviátory předpínací výztuže. Pomocí pylonů je tak navýšena excentricita předpětí nad podporami o značnou vzdálenost. Díky takto zvýšené excentricitě je konstrukce schopna se vypořádat se značnými nepříznivými hodnotami ohybových momentů nad podporami.

Důvodem vhodnosti této konstrukce je vcelku nízká potřebná výška podpěr pod mostem, a proto je možné uvážení většího počtu podpěr. Extradosed varianta konstrukce by byla navržena se třemi pilíři. Celková rozpětí mostu jsou 30 + 60 + 60 + 30 m. Prvotní návrh pilířů je 7 m. Lana jsou skrz pilíř vedeny v polovějřovitém uspořádání, které je ideální pro konstrukci s velkým rozdílem délky pole a výšky pylonu.



Obrázek 5 - Varianta 2 - Extradosed most – Pohled

2.3 Rešerše

V rámci rešerše budou vysvětleny základní charakteristiky dvou typů konstrukcí uvažovaných pro návrh tohoto mostu. Jak již bylo uvedeno výše, jedná se o zavěšené a

extradosed mosty. Po vysvětlení charakteristik a fungování jednotlivých typů konstrukcí bude věnována kapitola studii již realizovaných mostů odpovídajících plánovanému návrhu jak v rozměrech, tak v typu konstrukce.

2.3.1 Zavěšené mosty

Zavěšené mosty jsou složeny z několika hlavních nosných prvků. Hlavním nosným prvkem je určitý druh mostovky zavěšené na šikmých závěsech kotvených do pylonů. V případě zavěšených mostů fungují jednotlivá lana jako pružné podpory mostovky působící v místě zakotvení lana převážně svislou silou. Vzhledem k šikmosti lan působí lana na podpory šikmým tahem. Samotné závěsy jsou namáhány převážně osovým tahem. Ohyb je způsobený vlastní tíhou lana a později je částečně eliminován předpětím lan. Osová síla je z lan přenášena do pylonů, které jsou namáhány převážně normálovou svislou silou. Snahou je vyrovnat vodorovnou složku zatížení působící na pylon pomocí symetrie konstrukce. V určitých případech lze vodorovnou složku kompenzovat větším předpětím lan na jedné straně (obr. 6), nebo vystavěním pylonu ve sklonu, jako je to například u Mariánského mostu v Ústí nad Labem (obr. 7).



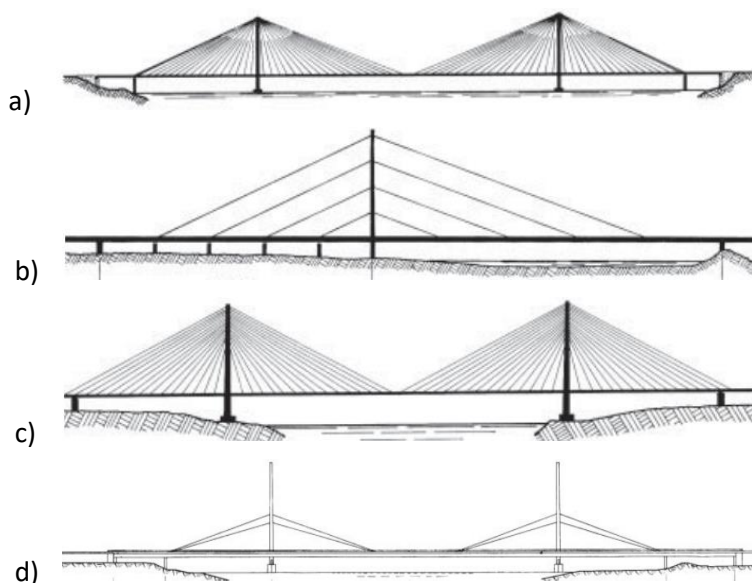
Obrázek 6 - Rama VIII most, Bangkok, Thajsko [32]



Obrázek 7 - Mariánský most, Ústí nad Labem [13]

Zavěšené mosty se dělí na základě uspořádání závěsů a počtu hlavních závěsných polí. Nejčastěji se jedná o mosty se dvěma i více závěsnými poli, ale i jednopolové mosty nejsou

ojedinělé, viz Mariánský most (obr. 7). Naopak od jednoplových konstrukcí, kde bývá kotvení do kotevního bloku, u víceplových konstrukcí lze, díky symetrii, kotvit lana pouze do mostovky. Jednotlivé uspořádání soustavy závěsů se dělí na harfové, polovějířovité, vějířovité a v ojedinělých případech se také vyskytuje uspořádání hvězdicové, které vyjma estetiky nemá výhody oproti ostatním variantám. Při harfovém uspořádání jsou lana vedena rovnoběžně a kotvena se stejnými rozestupy. V případě vějířovitého uspořádání jsou závěsy kotveny do pylonu prakticky v jednom místě (minimální výškové rozestupy potřebné pro ukotvení). Polovějířovitý systém závěsů je kombinace dvou předešlých, kde jsou rozestupy kotvení na pylonu větší než u vějířovitého systému, ale menší než u systému harfového. [10]

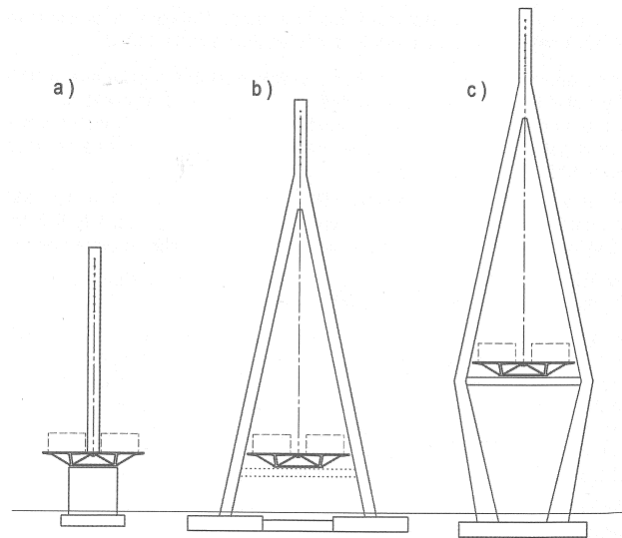


Obrázek 8: a) vějířovitá soustava, b) harfová soustava, c) polovějířovitá soustava, d) hvězdicová soustava [10]

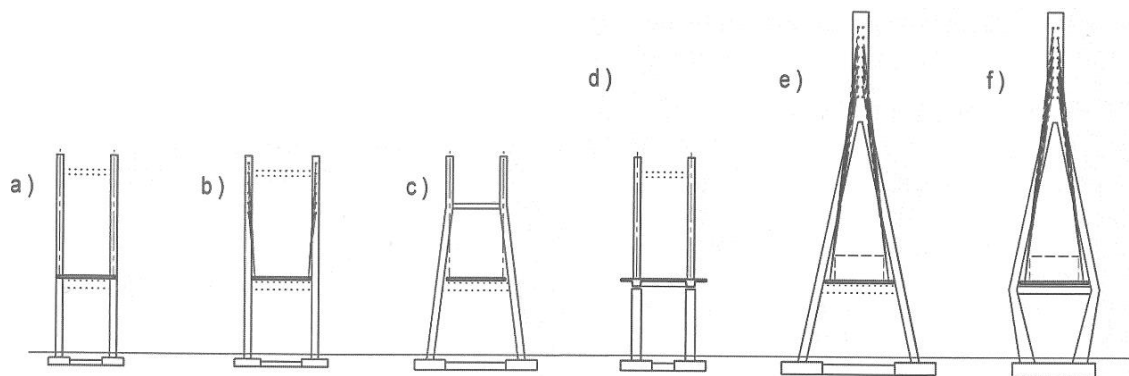
Jednotlivé soustavy závěsů jsou rozdílné ve třech hlavních kritériích. Mezi kritéria patří estetika, složitost kotvení a v neposlední řadě přenášení síly. Estetika je samozřejmě částečně subjektivní věc, do které zasahuje plno faktorů, jako například umístění a okolí stavby, tudíž je složité určit jaká varianta je z pohledu estetiky nejlepší. Nutné je ale říci, že právě z důvodu estetiky je v určitých případech zvolena harfovitá soustava, i když by se staticky hodila soustava jiná. Co se složitosti kotvení týče, nejobtížnější bývá soustava vějířovitá, kde je komplikovanější kotvení všech lan do prakticky jednoho bodu. Nejčastěji používanou soustavou je soustava polovějířovitá. Jedná se o hybrid mezi předešlými dvěma soustavami. Eliminuje komplikovanost kotvení závěsů v jednom místě, zatímco maximalizuje výšku ukotvení závěsů a tím zvyšuje schopnost přenášet svíslé síly z mostovky do pylonu.

Zavěšené mosty se dále dělí dle uspořádání pylonů v příčném směru. Mostovka může být zavěšená pomocí jedné nebo dvou rovin závěsů. V případě nadměrně široké konstrukce je

možné použít i více rovin závěsů, jako například na rekordně širokém (67,3 m) mostě Rod El-Farag Axis v Egyptě, který disponuje prakticky 4 rovinami závěsů (obr. 11). [15]



Obrázek 9 - Schéma uspořádání pylonů - 1 závěsná linie [6]



Obrázek 10 - Schéma uspořádání pylonů - 2 závěsné linie [6]

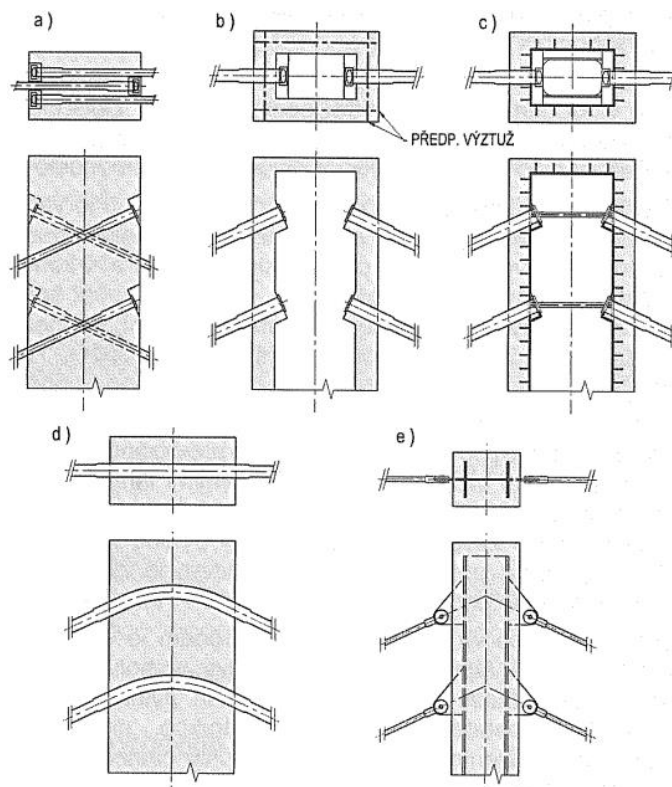


Obrázek 11 - Rod El-Farag Axis most [16]

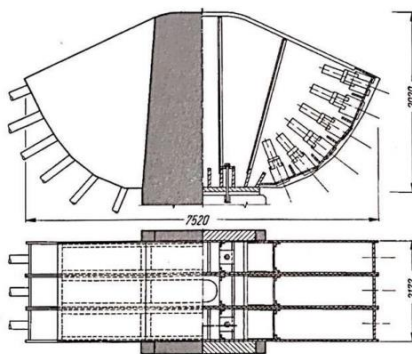
Pylony u zavěšených mostů se navrhují vysoké. Výška pylonu nad mostovkou se obvykle pohybuje okolo $1/5$ až $1/3$ délky hlavního pole. Takto stanové rozmezí ovšem není nutně

směrodatné. Finální poměr výšky pylonů a délky jednotlivých polí záleží na návrhu konstrukce a celkovém statické řešení konkrétního případu. Se zvětšující se výškou pylonů dochází k vhodnějšímu přenosu sil mezi mostovkou, závěsem a pylonem (nižší šikmost = větší část síly působící svisle), ale také ke zvětšení spotřeby materiálu na pylon a jednotlivá lana. V případě příliš nízkých pylonů dochází k vodorovnému přerozdělení sil působících v lanech a tím dochází k většímu průhybu mostovky. [3] [9]

Kotvení závěsů do pylonu lze zrealizovat třemi hlavními způsoby. V prvních případech (obr. 12a) prochází závěs pylonem a je zakotven na protilehlé straně pylonu. Tedy se protijdoucí závěsy kříží uvnitř pylonu. Druhá metoda (obr. 12b, 12c) je používána pro duté pylony větších rozměrů, kde jsou závěsy kotveny do přilehlých stěn pylonu. Vzhledem k tomu, jaká uvnitř vznikají tahová napětí od závěsů je nutné sepnout protilehlé stěny pylonu táhly. Při třetím postupu (obr. 12d) procházejí kabely závěsů skrze pylon pomocí výškového zaoblení a kotveny jsou tedy pouze na obou stranách do mostovky. Pro vějířovité kotvení závěsů existují i jiné způsoby kotvení. Jednou z nich je ocelová hlavice používaná pro kotvení závěsů na betonovém pylonu (obr. 13). [6]



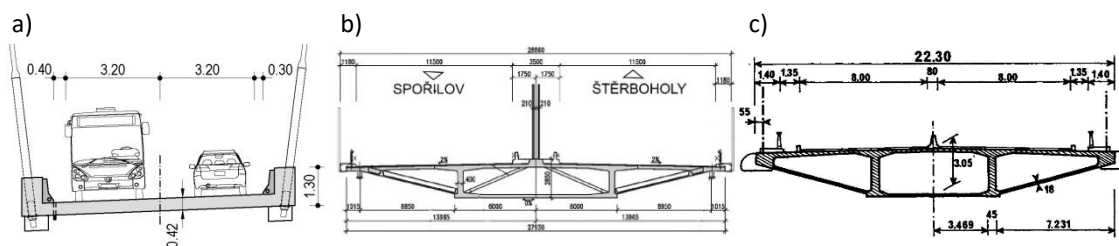
Obrázek 12 - Kotvení závěsů do pylonu [6]



Obrázek 13 - Ocelová hlavice pro vějířovité kotvení závěsů na pylonu [10]

Jedna z výhod zavěšených mostů je relativně nízká konstrukční výška mostovky. Toto je uskutečnitelné díky principu zavěšení, kdy je četností závěsů sníženo ohybové namáhání působící na mostovku.




Základem je udržet dostatečnou torzní tuhost příčného řezu. Problém nastává u mostů s pouze jednou závěsnou rovinou. Mostovka je v takovém případě nepříznivě namáhána kroucením a torzní tuhost konstrukce je nutné zajistit jinak. Torzní tuhost konstrukce lze tedy zařídit počtem lan (obr. 14a), torzně tuhým příčným řezem (obr. 14b), nebo jejich kombinací (obr. 14c). Příkladem navýšení torzní tuhosti pro most o jedné rovině závěsů je navržení komorového nosníku, který má oproti deskové konstrukci větší tuhost v kroucení. Pro větší šířky mostu je vhodná kombinace, tedy například komorový nosník zavěšený pomocí dvou rovin závěsů.



Obrázek 14 - a) Desková konstrukce, 2 závěsy [33];
b) Komorová konstrukce, 1 závěs [34];
c) Komorová konstrukce, 2 závěsy [35]

2.3.1.1 Závěsy

Jedním z hlavních prvků zavěšené konstrukce jsou samotné závěsy. Od vlastností zvolených závěsů se odvíjí fungování celého mostu. Mezi hlavní typy závěsů patří paralelní drátové a lanové kabely, ocelová táhla a samosvorné kabely LCR. Dále se dají závěsy dělit dle použitého materiálu, kde se v dnešní době vyrábí i závěsy z uhlíkových nebo skelných vláken. [31]

Characteristics	Modern locked coil rope	Parallel wire cable	Parallel strand cable
			
$E \cdot 10^{-6}$ [N/mm ²]	0.170	0.205	0.195
f_u [N/mm ²]	1470	1670	1870
$\Delta\sigma$ [N/mm ²]	150	200	200

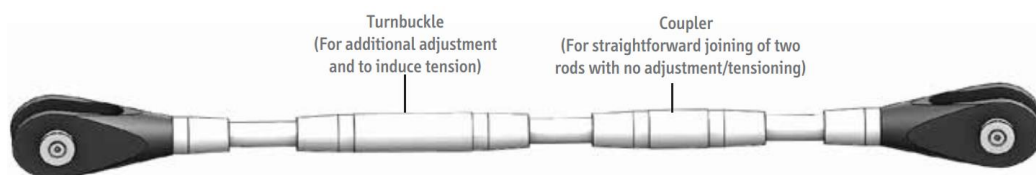
Obrázek 15 - Charakteristiky jednotlivých závěsů [10]

Modern locked coil ropes neboli samosvorná lana se při tahovém namáhání bočně svírají díky tvaru lan. Jednotlivé dráty jsou ve tvaru Z, a důsledkem toho se lano při namáhání „zamyká“. Krom několika vnějších drátů tvaru Z jsou ve středu lana kulaté dráty o průměru 5 mm. Charakteristická pevnost těchto lan je 1470 MPa a modul pružnosti 170 GPa. Protikorozi ochrana lan je složena z pozinkování samostatných drátů, maziva mezi vnitřními dráty lana a dodatečného protikorozi nátěru. [10]

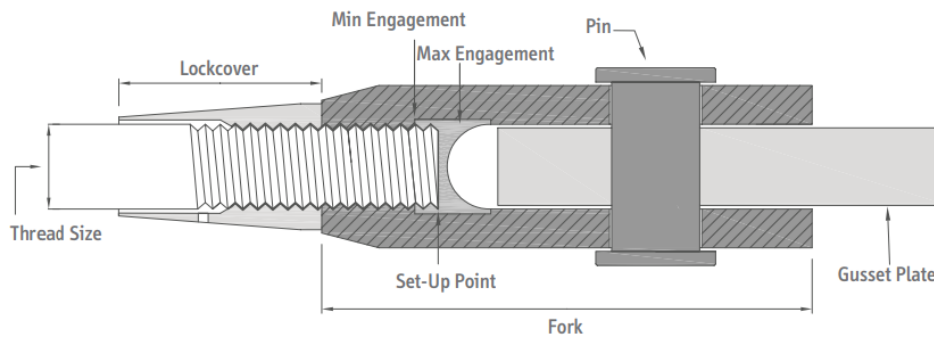
Parallel wire cables neboli paralelní drátové kabely jsou tvořeny kulatými dráty o průměru 7 mm. Jednotlivé dráty jsou vedeny v PE trubce, jež je zainjektována cementovou zálivkou. Charakteristická pevnost je 1670 MPa a modul pružnosti 200 GP. Protikorozi ochrana je řešena samotnou PE trubkou a cementovou zálivkou. Nadále se ochrana proti korozi zařizuje nátěrem a pozinkováním jednotlivých drátů. [31]

Parallel strand cables neboli paralelní lanové kabely jsou tvořeny obdobně jako paralelní drátové kabely, s tím, že namísto drátů jsou použity monostrandy. Taková varianta na rozdíl od předešlé nepotřebuje dodatečné zainjektování PE trubky. Charakteristická pevnost je 1870 MPa a modul pružnosti 200 GP. Protikorozi ochrana je řešena pozinkováním, epoxidovým nátěrem a samotnou PE chráničkou. [10][31]

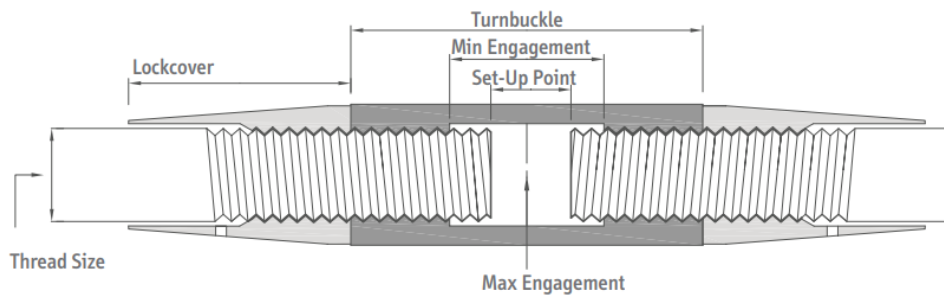
Posledním hlavním druhem závěsů jsou tyčové závěsy. Konkrétně se jedná o Macalloy tyčové závěsy. Tyče jsou vyráběny o pevnostech S460, S520 a S550. Tyče se vyrábí do délek 6 m. (ocelové) a 11,8 m. (uhlíkové). Jednotlivé tyče jsou po své délce propojovány pomocí spojek. [8]



Obrázek 16 - Tyčová závěs Macalloy [8]



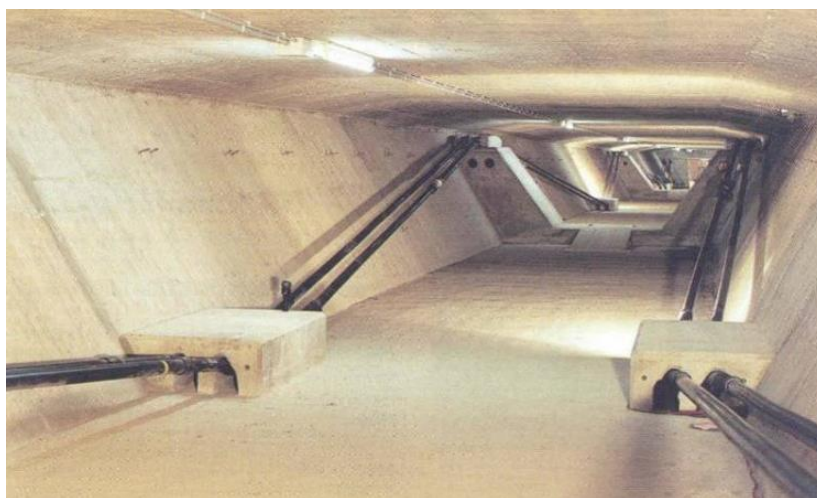
Obrázek 17 - Detail kotvení Macalloy závěsu [8]



Obrázek 18 - Detail rektifikačního prvku Macalloy závěsu [8]

2.3.2 Extradosed mosty

Extradosed mosty se mohou prvotně zdát podobné, či dokonce identické mostům zavěšeným. Fungováním jsou ovšem více podobné trémovým konstrukcím. Extradosed mosty se tedy pohybují někde na rozmezí předpjatých mostů s vnějšími volnými kabely předpětí a zavěšených mostů s nízkou výškou pylonu. Typický trémový most s vnějším předpětím má kabely předpětí vedené, ačkoli volně, uvnitř konstrukce. Kabely jsou pak ohýbány v deviatorech, či v příčnicích. [1] Příklad volného předpětí vně komorové mostu:



Obrázek 19 - Volné kabely vnějšího předpětí v komorovém nosníku [2]

Extradosed konstrukce není od výše uvedené tak odlišná co se funkčnosti týče, nýbrž vzhledově. U extradosed konstrukce jsou volné kabely vnějšího předpětí vyvedeny v místě podpěr nad konstrukci napodobující spíš konstrukci zavěšenou.

Výšky pylonů u extradosed mostů se pohybují v rozmezí L/15 až L/8 (dle jiných zdrojů se jedná o podobné rozmezí L/11–L/9), kde L je délka hlavního (nejdelšího) pole. Sklon lan je tedy výrazně menší než u lan zavěšených mostů. Jelikož je výše uvedené rozmezí převzaté z diplomové práce s nedohledatelným zdrojem, je zde uvedeno porovnání výšky pylonů a délek polí několika již zrealizovaných extradosed mostů. [3] [9]

Tabulka 1 - Poměr výšky pylonu a délky hlavního pole [4][5]

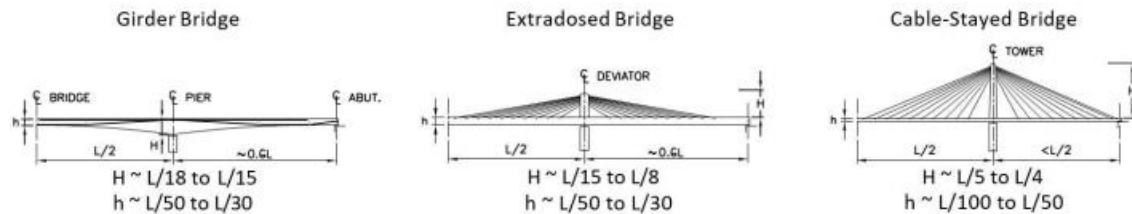
Lokace:	Rok:	Nejdelší pole L [m]:	Výška pylonu nad mostovkou H [m]:	H/L:
Konin	2007	80	10,3	1/8
Olešnice	2012	43,5	8,45	1/5
Gdańsk	2012	135	26	1/5
Mszana	2014	130	17,1	1/8
Chongqing	2010	250	32	1/8
Iñapari	2005	110	22,5	1/5
Changzhou	2003	120	31	1/4

Jak je z tabulky vidět, některé extradosed mosty zapadají poměrem výšky pylonu k délce pole spíše do kategorie zavěšených mostů. Zde se jedná pouze o miniaturní vzorek, lze ale stále vidět, že hranice mezi extradosed a zavěšením opravdu není nijak stanovená. Takto stanovená rozmezí jsou samozřejmě vhodná pouze pro prvotní návrh konstrukce.

Hned po výšce pylonu je druhým důležitým faktorem konstrukční výška nosné konstrukce. Klasické trémové konstrukce se běžně navrhují od rozpětí okolo 35 m až do rekordních 330 m na mostě Shibano Yangtze v Číně. Optimální tloušťky trémových konstrukcí v závislosti na rozpětí jsou v případě spojitých nosníků v rozmezí 1/18 až 1/25 délky hlavního pole. Co se výšky nosníku přímo u extradosed mostu týče, záleží na samotném návrhu projektu. Dle podmínek a požadavků na konstrukci je možné navrhnout most fungující převážně jako předpjatá konstrukce, kde vystoupaní volných kabelů předpětí nad úroveň mostovky je potřebné pouze za účelem zvýšení excentricity předpětí v místě podpěry. Na druhou stranu je možné navrhnout excentricitu předpětí nad podporami v takové míře, že samotná lana budou do konstrukce vnášet nejen normálovou sílu, ale i výraznější hodnotu síly posouvající. V takovém případě již extradosed most hraničí s mostem zavěšeným. Od samotného návrhu se tedy odvíjí i výška nosné konstrukce. Obecně se výška konstrukce pohybuje mezi L/50 a L/30. [1] [3] [6] [7]

2.3.3 Zavěšené vs extradosed mosty

Jak je jasné z předešlých kapitol, hlavním faktorem při návrhu je výška pylonu a s ní spojený sklon lan (zavěsných/předpínacích). Se zvyšující se výškou pylonu přechází působení lan z převážně vodorovného na převážně svislé, resp. z extradosed konstrukce se stává konstrukce zavěšená. V případě extradosed mostů plní lana funkci externího předpětí, a tedy je jejich primárním účelem vnesení normálové tlakové síly do mostovky. Naopak v případě zavěšených mostů se jedná o sílu posouvající.



Obrázek 20: Poměr výšky pylonu a výšky nosné konstrukce ku rozpětí – Trámový most, Extradosed most, Zavěšený most [3]

Jak je zřejmé z obr. 15, mimo výšku pylonu je dalším důležitým faktorem při rozdělení typů mostů konstrukční výška nosné konstrukce. Výška u klasického trámového mostu je při větších rozpětích proměnlivá. Pohybuje se v rozmezí $L/50$ až $L/30$ v oblasti uprostřed pole a v rozmezí $L/18$ až $L/15$ v oblasti nad podporou. Výška nosné konstrukce u extradosed mostů silně záleží na návrhu mostu. Zjednodušeně lze zařadit extradosed konstrukci někde mezi trámovou a zavěšenou. Průměrně se výška pohybuje okolo $L/30$. Výška nosné konstrukce u mostů zavěšených je díky vyššímu počtu pružných podpor nejnižší. Regulérně se výška pohybuje okolo $L/100$. Narozdíl od výšky pylonu není možné podle výšky nosné konstrukce rozlišit, zdali se jedná o most extradosed nebo most zavěšený. Na základě specifických podmínek a potřeb návrhu je například možné navrhnout tuhou mostovku zavěšeného mostu, a tudíž by se jednalo o mostovku o výšce v rozmezí odpovídající spíše mostu extradosed. [3]

2.3.4 Příklady vhodných mostů

V této sekci je probráno několik příkladů již zrealizovaných zavěšených a extradosed konstrukcí. Budou vybrány mosty s co možná nejbližší podobou okolí a využití.

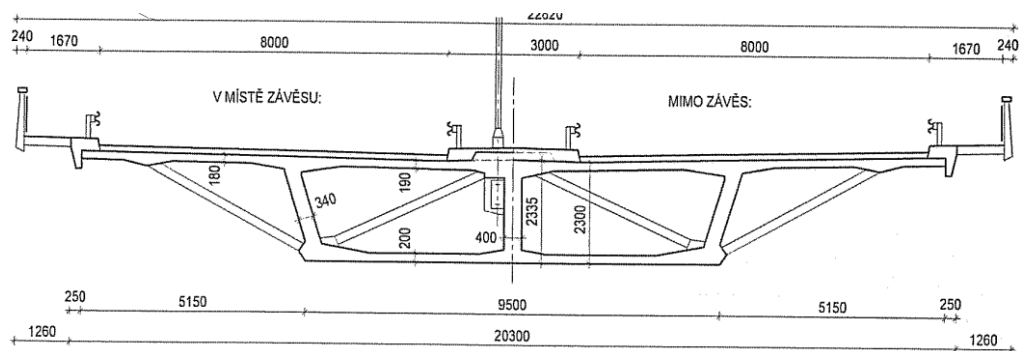
2.3.4.1 Zavěšený most přes Jordán, Tábor

Konstrukce uvedena do provozu v roce 1991 je vybudována jako zavěšená betonová konstrukce přemostující nádrž Jordán v oblasti Tábora. Most je zavěšen na jednom 53,5 m vysokém pylonu (měřeno od mostovky; od základů je celková výška pylonu 77 m). Celková délka mostu je 208,5 m z čehož je hlavní pole o délce 111 m. [17]

Závěsy jsou kotveny v jedné závěsové rovině v harfovém systému se vzdáleností 6,2 m mezi jednotlivými kotvami na mostovce. Celkem se na mostě nachází 26 závěsných lan (13 na každé straně). Celková šířka konstrukce je 23 m. [17]



Obrázek 21 - Most přes Jordán, Tábor [17]



Obrázek 22 - Most přes Jordán (Příčný řez) [6]

2.3.4.2 Dálniční most přes Labe u Poděbrad

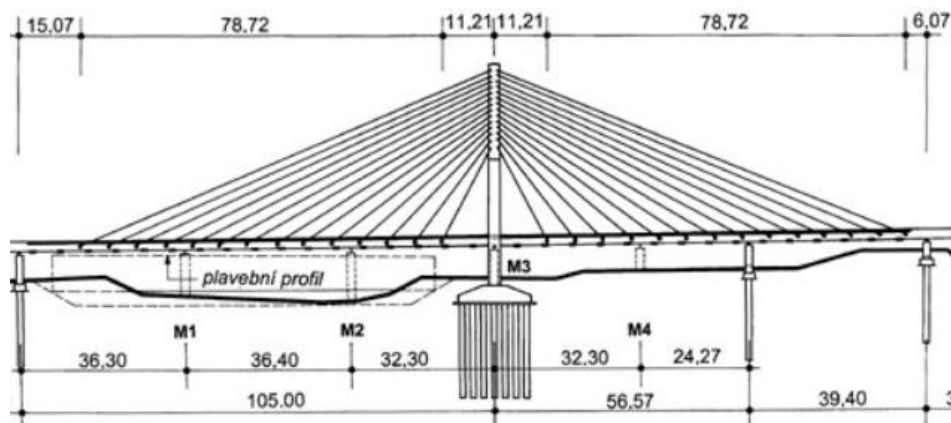
Jedná se o zavěšený most s jednou závěsovou rovinou. Most je rozdělen na tři pole o délkách 61 + 123 + 61 m, celková délka mostu tedy činí 245 m. Mostovka je zavěšená na dvou 28 m vysokých pylonech. Na každém pylonu je zakotveno z každé strany 22 dvojic lan, tudíž se jedná o celkem 176 lan na celém mostě. Mostovka je zavěšená na lanech v polovějřívitém rozložení. Základním požadavkem projektu byla průjezdnost lodí po řece Labe, stejně jako to je potřeba v případě zde navrhovaného mostu. [18]



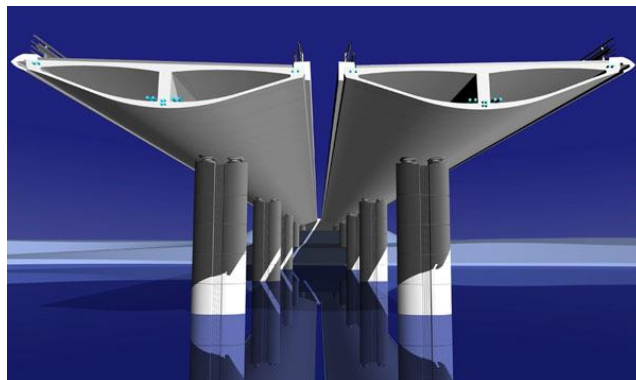
Obrázek 23 - Dálniční most přes Labe u Poděbrad [18]

2.3.4.3 Zavěšený most přes Odru

Zavěšená část mostu dosahuje 201 m. Komorová mostovka je zavěšená na jednom 46,81 m vysokém pylonu (od základu; od mostovky měří 37,31 m) pomocí 28 závěsů. Uspořádání závěsných kabelů je polovějřovitě. Závěsy jsou kotveny v mostovce po 6,07 m a v pylonu po 1,20 m. Lana jsou uspořádána do jedné závěsné roviny. Nosná konstrukce mostu je tvořena pomocí dvoukomorového nosníku výšky 2,20 m. [19]



Obrázek 24 - Zavěšený most přes Odru (Podélný řez) [19]



Obrázek 25 - Zavěšený most přes Odru (Příčný řez) [19]

2.3.4.4 Most přes Labe, Chvalovice u Nymburka

Rozpětí polí nosné konstrukce hlavního mostu je 41 + 132 + 41 m. Hlavní pole je zavěšeno v 1/3 délky. Příčný řez je navržen jako symetrický dvoutrám s proměnnou výškou. Závěsy jsou ukotveny do dvou pylonů ve dvou závěsných rovinách. Betonové pylony dosahují výšky 15,8 m. Celkem se jedná o čtyři pylony po šesti lanech, tedy celkem 24 lan v harfové

soustavě. Most je navržený jako extradosed most se spřaženou mostovkou ve střední části hlavního pole. [20]



Obrázek 26 - Most přes Labe [20]

2.4 Finální varianta mostu

V této kapitole budou na základě rešerše porovnány varianty konstrukce popsané v kapitole 2.2.2 a následně bude vybrána finální varianta, jež bude navržena a posouzena.

2.4.1 Výběr finální varianty

Jako první byla vyřazena první varianta zavěšeného mostu s jedním pylonem. Tento druh konstrukce je vzhledem k důležitosti mostu a podmínkám okolí poněkud přehnaný. Konstrukce o stavební výšce dosahující 60 metrů není vhodnou konstrukcí pro stavbu v městském prostředí. Tímto zůstávají dvě možné varianty mostu, a to zavěšená konstrukce o dvou pylonech a most na způsob extradosed.

Extradosed konstrukce je velmi zajímavá jak z estetického, tak z technického hlediska. Na papíře by se jednalo o použitelnou konstrukci pro řešené území, vzhledem k tomu, že pomocí extradosed metody jde docílit nízké konstrukční výšky mostu. Ačkoliv má tento typ konstrukce své výhody, najdou se i nevýhody. Hlavní nevýhoda extradosed konstrukce je její pracnost a v České republice její ojedinělost. Pro okrajové podmínky řešeného mostu je více vhodná varianta zavěšená.

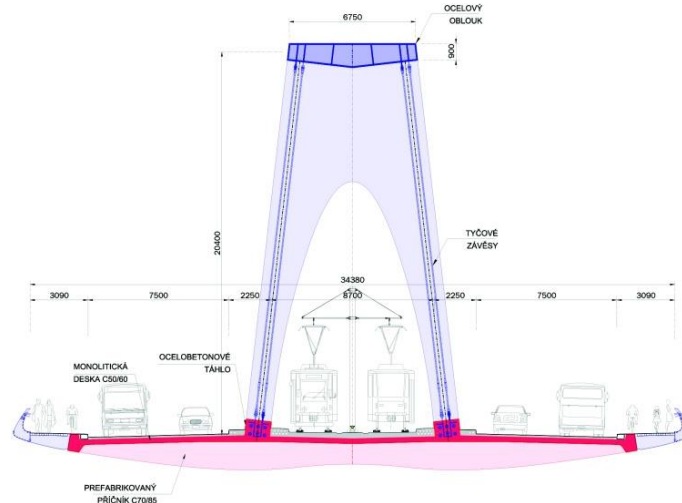
Zavěšenou konstrukcí o dvou pylonech lze docílit podobně nízké konstrukční výšky mostu. Také se dle subjektivního názoru jedná o esteticky vhodnější stavbu pro dané místo. Navýšením počtu pylonů a snížením jejich výšky se vytvoří varianta konstrukce spojující výhody zavěšeného mostu o jednom vysokém pylonu a extradosed mostu o třech nízkých pilířích. Dva pylony o výšce 30 m jsou ideální kombinací pro pohled zachycující stavbu, které ovšem svojí nadměrnou výškou nenarušují charakter okolní zástavby.

2.4.2 Konstrukční návrh finální varianty

Jak již bylo řečeno, v podélném směru se jedná o most dlouhý 180 m mezi krajními opěrami. Most je rozdělen na tři pole, kde dvě krajní pole měří 44 m a hlavní mezilehlé pole 92 m. Jednotlivá pole jsou rozdělena dvěma pylony, do kterých jsou ukotvena závěsná lana v polovějřovitým uspořádání. Vzhledem k empirickým hodnotám v kapitole 2.3.1 je prvotní výška pylonů navržena na $L/3$, neboli na 30 m. Samozřejmě je možné, že se při podrobnějším návrhu ukáže tato výška jako nevhodná a dojde ke změnám. Lana jsou do pylonu zakotvena po co možná nejkratších vzdálenost, které ovšem nekomplikují kotvení, jakožto bývá u pylonů s vějířovitým systémem kotvení. Do mostovky jsou závěsy kotveny po 6 m.

Pro potřeby příčného řezu (viz. níže) je navržen dvojitý pylon umožňující dvě roviny závěsů. Jak lze vidět na obrázku níže, bude se jednat o pylon tvaru H. Z estetického hlediska byly zvažovány i pylony tvaru obráceného písmene Y, ale z důvodu potřebné výšky trakce pro tramvajovou dopravu by musel být pylon takového tvaru prakticky dvojnásobně vysoký. Další nevýhodou by byl příčný sklon závěsů, který je eliminován při použití H pylonu, kde jsou lana kotvena v prakticky svislé rovině. Vzhledem k vcelku široké mostovce s kotvením lan ve vzdálenosti 8 m od hrany mostovky je zvolena varianta pylonů zakotvených přímo do mostovky. Pylony obcházející mostovku z vnější strany by byly neekonomické. Pylony jsou v horní části spojeny příčником, tvořící tvar připomínající písmeno H.

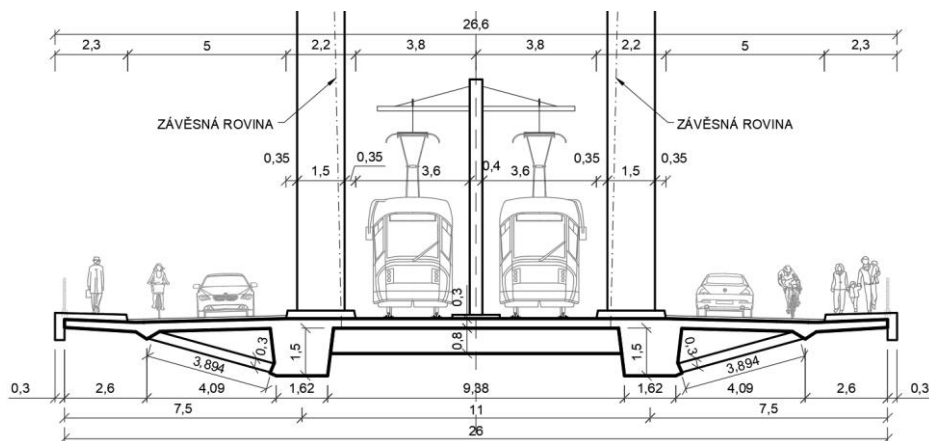
Příčný řez se ukázal být poněkud komplikovaný. Hlavním faktorem mostu je možnost přejezdu automobilové a tramvajové dopravy, od čehož se odvíjí zbytek příčného uspořádání. Inspirace byla brána z nedalekého Trojského mostu, kde jsou protisměrné pruhy automobilové dopravy rozděleny oblastí pro tramvajovou dopravu. Prostor pro tramvajovou dopravu je právě od automobilové dopravy oddělen závěsy nosné konstrukce.



Obrázek 27 - Příčný řez Trojského mostu [29]

Finální příčný řez se tedy skládá z chodníku pro chodce, cyklostezky, automobilového pruhu a tramvajové koleje na každé straně. Koleje jsou od silničních pruhů odděleny prostorem pro pylony a závěsy. Dle [30] je minimální šířka pro tramvajovou dvoukolej 7 m. Tento prostor je rozšířen o 1 m pro umístění trakčních stožárů. Zbytek šířkového rozdělení lze vidět na obr. 28.

Konstrukce je navržena jako dvoutrámová konstrukce doplněna o vnitřní příčníky a vnější vzpěry. Jsou zvoleny lichoběžníkové trámy o výšce 1,5 m. Na těchto trámech je usazena 0,3 m vysoká betonová deska. Deska si drží tloušťku po celé šířce pro možnost umístění příčného předpětí. Jednotlivé trámy jsou umístěny v osové vzdálenosti 11 m od sebe. Místo mezi trámy je vyplněno 0,8 m vysokým a 0,6 m tlustým příčníkem, jehož průměrná délka vychází na 9,15 m. Z vnější strany na trámy navazuje po obou stranách konzola. Konzoly jsou podepřeny prefabrikovanými betonovými vzpěrami o rozměru 0,4x0,3 m. Vzpěry jsou podélně umístěny, stejně jako příčníky, po 2 m.



Obrázek 28 - Příčný řez

3. Návrh mostu

3.1 Materiály

V kapitole materiálů budou probrány zvolené základní materiály použité při návrhu mostu.

3.1.1 Beton

Beton použitý na nosné konstrukci je navržen třídy C 40/50. Charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku ve stáří 28 dní f_{ck} je tedy 40,0 MPa a krychelná pevnost v tlaku 50,0 MPa. Průměrná válcová pevnost betonu v tlaku f_{cm} je 48,0 MPa. Dolní hodnota charakteristické pevnosti v dostředném tahu $f_{ctk,0,05}$ je 2,5 MPa a horní hodnota $f_{ctk,0,95}$ je 4,6 MPa. Průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu f_{ctm} je 3,5 MPa. Sečnový modul pružnosti E_{cm} je 35,0 GPa. Návrhové hodnoty pevnosti jsou získané pomocí součinitelů (viz níže).

Součinitele:

- Dílčí součinitel betonu pro mezní stavy únosnosti: $\gamma_c = 1,5$
- Součinitel pro zohlednění dlouhodobých účinků na pevnost v tlaku a nepříznivých účinků vyplývajících ze způsobu zatěžování: $\alpha_{cc} = 0,9$

Návrhové hodnoty:

- Návrhová válcová pevnost betonu v tlaku: $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,9 \cdot \frac{40}{1,5} = 24 \text{ MPa}$
- $f_{ctk} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ctm}}{\gamma_c} = 0,9 \cdot \frac{3,5}{1,5} = 2,1 \text{ MPa}$
- Návrhová pevnost betonu v tahu: $f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = 1,00 \cdot \frac{2,5}{1,5} = 1,667 \text{ MPa}$

Pro pevnosti betonu v čase platí:

- Pro $3 < t < 28$ dní: $f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} - 8 = \exp\left\{s \left[1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right]\right\}$
- Pro $t \geq 28$ dní: $f_{ck}(t) = f_{ck}$
- $f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} = \exp\left\{s \left[1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right]\right\} \cdot f_{cm}$
- $f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^\alpha \cdot f_{ctm} = \left(\exp\left\{s \left[1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right]\right\}\right)^\alpha \cdot f_{ctm}$

Vzhledem k lokaci navrhovaného mostu je navržen beton se stupněm koroze vyvolané karbonatací XC3 neboli pro středně vlhké prostředí. Nadále byl beton zařazen do mokrého,

občas suchého prostředí, tedy do XD2 stupně koroze vyvolané chloridy. Na posledním místě je XF2 stupeň střídavého působení mrazu a rozmrazování (mrazových cyklů), což značí prostředí středně nasycené vodou a rozmrazovacími prostředky. [21]

Beton spodní stavby: C30/37

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

$$f_{ck,cube} = 37 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} = 38 \text{ MPa}$$

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

$$f_{ctk\ 0,05} = 2 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 18 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = 1,3 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 32 \text{ GPa}$$

3.1.2 Betonářská výztuž

Při návrhu je použita betonářská výztuž B500B s charakteristickou mezí kluzu $f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$.

Součinitele:

- Dílčí součinitel betonářské výztuže: $\gamma_s = 1,15$

Návrhové hodnoty:

- Návrhová mez kluzu betonářské výztuže: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,783 \text{ MPa}$
- Návrhová hodnota modulu pružnosti betonářské oceli: $E_s = 200 \text{ GPa}$

3.1.2.1 Krytí betonářské výztuže

Finální beton použitý při návrhu je tedy C 40/50 – XC3, XD2, XF2 a betonářská výztuž byla zvolena B500B. S finálním návrhem betonu a výztuže je již možné stanovit tloušťku krytí betonářské výztuže. Účelem krycí vrstvy je zajištění soudržnosti betonu s výztuží a ochrana výztuže proti korozi a požáru. Nominální hodnota betonové krycí vrstvy c_{nom} se stanoví pomocí vzorce $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$. [20]

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

- $c_{min,b}$ zohledňuje průměr použité betonářské výztuže v mm
 - $c_{min,b} = 25 \text{ mm}$
- $c_{min,dur}$ znázorňuje tloušťku krycí vrstvy na základě třídy konstrukce a vlivu prostředí, určenou pomocí tabulek zobrazených níže.

Tabulka 2 - $c_{min,dur}$ [21]

Požadavek $c_{min,dur}$ [mm]							
K-ční třída	Stupeň prostředí						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Doporučená třída konstrukce je S4.

Podle výše zmíněného stupně prostředí XD2 a podle doporučené konstrukční třídy S4 je zvoleno $c_{min,dur} = 40 \text{ mm}$ (viz šedá hodnota v tab. 2).

Tabulka 3 – Úprava třídy konstrukce [21]

Kritérium	Třída konstrukce						
	Stupeň vlivu prostředí						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
návrhová životnost 100 let	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2
pevnostní třída ¹⁾²⁾	≥ C30/37 zmenšit třídu o 1	≥ C30/37 zmenšit třídu o 1	≥ C35/45 zmenšit třídu o 1	≥ C40/50 zmenšit třídu o 1	≥ C40/50 zmenšit třídu o 1	≥ C40/50 zmenšit třídu o 1	≥ C45/55 zmenšit třídu o 1
deskové konstrukce (poloha výztuže není ovlivněna výrobním postupem)	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	Zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1
zajištěna zvláštní kontrola kvality výroby betonu	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	Zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1

Po úpravě klasifikace konstrukce se zvýšila konstrukční třída o 1 stupeň, tudíž finální $c_{min,dur} = 45 \text{ mm}$ (viz modrá hodnota v tab. 2).

- $\Delta c_{dur,\gamma}$, $\Delta c_{dur,st}$ a $\Delta c_{dur,add}$ znázorňují ostatní ochrany výztuže. V této práci budou uvažovány 0 mm.

- $c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm\} = \max\{25; 45; 10\} = 45 \text{ mm}$

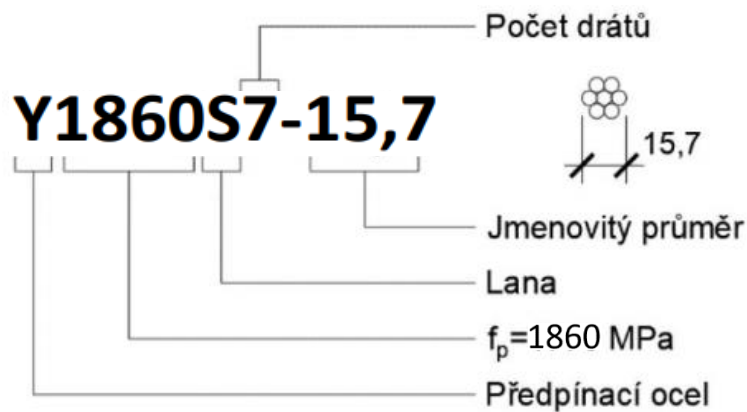
Přídavek pro návrhovou odchylku Δc_{dev} :

- $\Delta c_{dev} = 5 \text{ mm}$ (je uvažována řádná, či velmi přísná kontrola měření krycí vrstvy)

Celková nominální hodnota tloušťky betonové vrstvy tedy bude $c_{nom,s} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 45 + 5 = 50 \text{ mm}$.

3.1.3 Předpínací výztuž

Předpínací výztuž je zvolena typu Y1860S7-15,7. Jedná se o výztuž složenou z drátů o finálním průměru lana 15,7 mm. Charakteristickou pevností v tahu $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$. Charakteristická smluvní mez kluzu dle tabulek je $f_{p0,1k} = 1640 \text{ MPa}$. Průřezová plocha lana A_p činí 150 mm^2 . Modul pružnosti předpínací výztuže $E_p = 195 \text{ GPa}$.



Návrhové hodnoty:

- Návrhová pevnost v tahu: $f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{1640}{1,15} = 1426,087 \text{ MPa}$

Napětí v předpínací výztuži nesmí při předpínání překročit:

- Maximální napětí ve výztuži při napínání

$$\sigma_{p,max} = \min(0,8f_{pk}; 0,9f_{p0,1k}) = \min(0,8 \cdot 1860; 0,9 \cdot 1640) = \min(1488; 1476) = 1476 \text{ MPa}$$

Napětí v předpínací výztuži po odečtení krátkodobých ztrát nesmí překročit:

- Maximální napětí po předpětí

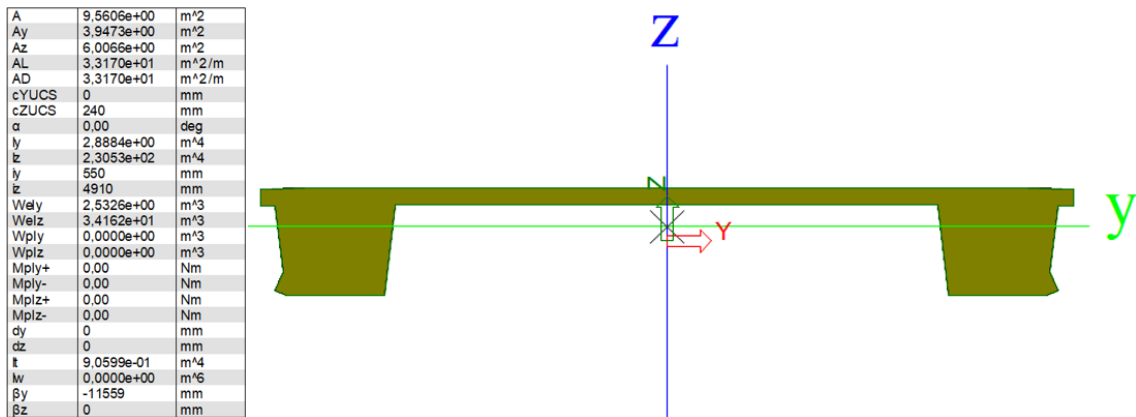
$$\sigma_{pm0} = \min(0,75f_{pk}; 0,85f_{p0,1k}) = \min(0,75 \cdot 1860; 0,85 \cdot 1640) = \min(1395; 1394) \\ = 1394 \text{ MPa}$$

3.1.3.1 Krytí předpínací výztuže

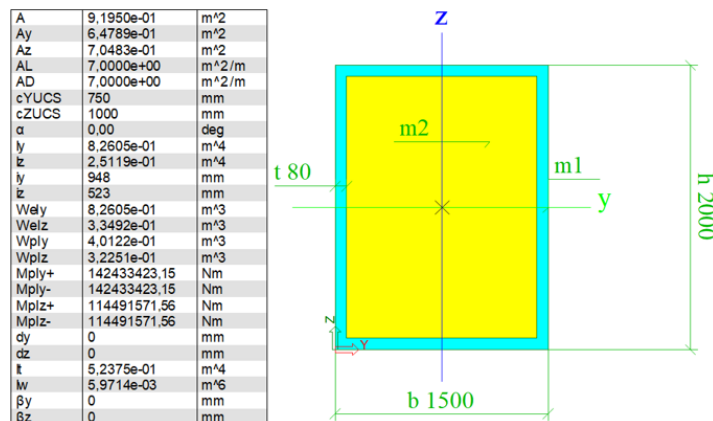
Krytí předpínací výztuže je získáno obdobným způsobem, jako krytí výztuže betonářské, proto je zde uveden pouze stručný postup s výsledky.

- $c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\} = \max\{1,5 \cdot 15,7; 45; 10\} = \max\{23,55; 45; 10\} = 45 \text{ mm}$
- $\Delta c_{dev} = 5 \text{ mm}$
- $c_{nom,p} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 45 + 5 = 50 \text{ mm}$

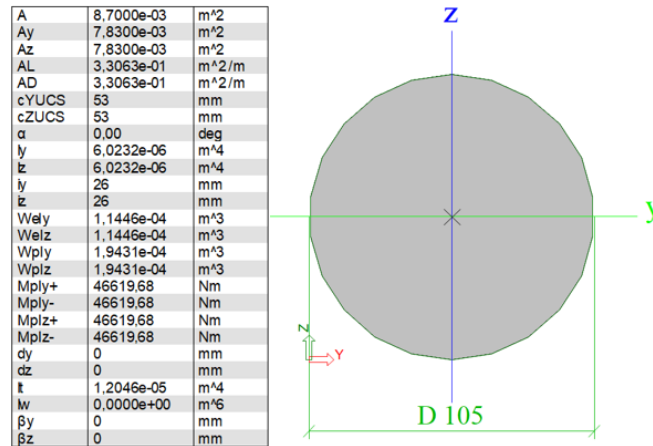
3.1.4 Použité průřezy



Obrázek 29 - Hlavní nosná část mostovky



Obrázek 30 - Pylon



Obrázek 31 - Příklad závěsu

3.2 Zatížení

Navrhovaná konstrukce je zatížena stálým i proměnným zatížením. Ve stálém zatížení je zahrnuta vlastní tíha konstrukce a ostatní stálé zatížení. V proměnném zatížení je zahrnuta změna teploty, zatížení větrem a zatížení dopravou, což obsahuje zatížení automobilní, chodci (cyklisty) a tramvajové.

3.2.1 Stálé zatížení

3.2.1.1 Vlastní tíha

Vlastní tíha konstrukce je vypočítána automaticky statickým programem SCIA engineer na základě příčného řezu. V 2D TDA modelu je nutné zadat vlastní tíhu konstrukce ručně, proto je zde vypočítána. Díky programu je započítána i samotná hmotnost lan. Objemová hmotnost materiálu je složena ze součtu prostého betonu 24 kN/m³ a 1 kN/m³ za betonářskou výztuž. Tudiž finální objemová hmotnost konstrukce je odhadnuta na $g_{0,k} = 24 + 1 = 25 \text{ kN/m}^3$. Vzhledem k postupu výstavby, který je popsán níže, je mostovka rozdělena na jednotlivé části.

Hlavní trémová část mostovky má plochu 9,561 m², tudíž je tíha $g_{0,k} = 25 \cdot 9,561 = 239,025 \text{ kN/m}$. Objemová hmotnost příčniku o rozměrech 9,1x0,8x0,6 m. je $g_{0,k} = 25 \cdot 9,1 \cdot 0,8 \cdot 0,6 = 109,200 \text{ kN}$. Zjednodušeně po délce dvou metrového segmentu se jedná o $g_{0,k} = 109,200 \div 2 = 54,600 \text{ kN/m}$. Celková liniové zatížení od prefabrikovaného segmentu je $g_{0,k} = 239,025 + 54,600 = 293,625 \text{ kN/m}$ a poloviční zatížení na jeden trám tedy $g_{0,k} = 293,625 \div 2 = 146,813 \text{ kN/m}$.

Konzoly mostovky nesoucí silniční pruhy a chodníky mají každá plochu 1,909 m², tím pádem je celkové liniové zatížení od konzol $g_{0,k} = 25 \cdot 1,909 \cdot 2 = 95,450 \text{ kN/m}$. Jedna konzolová vzpěra o tíze 11,681 kN roznesena na délku dvou metrů vyvozuje liniové zatížení

$g_{0,k} = 11,681 \div 2 = 5,841 \text{ kN/m}$. Celkové liniové zatížení od konzol a vzpěr je $g_{0,k} = 95,450 + 2 \cdot 5,841 = 107,132 \text{ kN/m}$ a poloviční zatížení na jeden trám tedy $g_{0,k} = 107,132 \div 2 = 53,566 \text{ kN/m}$.

Celková vlastní tíha mostovky je $g_{0,k} = 293,625 + 107,132 = 400,757 \text{ kN/m}$. Poloviční vlastní tíha poté vychází na $g_{0,k} = 400,757 \div 2 = 200,379 \text{ kN/m}$.

3.2.1.2 Ostatní stálé zatížení

Na konstrukci se nachází po obou stranách identické římsy. Jedna z krajních říms má plochu $0,685 \text{ m}^2$. Vlastní tíha jedné z krajních říms je tedy celkem $g_{1,k} = 25 \cdot 0,685 = 17,125 \text{ kN/m}$. Římisa rozděluje silniční a tramvajový prostor má plochu $0,452 \text{ m}^2$ a tím pádem hmotnost $g_{1,k} = 25 \cdot 0,489 = 12,225 \text{ kN/m}$. Na každé krajní římse je umístěno zábradlí o liniové hmotnosti $0,5 \text{ kN/m}$.

Do ostatního stálého zatížení je započítána vozovka o tloušťce 100 mm s objemovou hmotností cca 25 kN/m^3 . Liniové zatížení od vozovky je $g_{1,k} = 25 \cdot 0,1 \cdot 5 = 12,500 \text{ kN/m}$ pro jednu stranu.

Dalším zatížením patřícím do této kategorie je hmotnost kolejnic. Hmotnost kolejnice je cca 60 kg/m . Liniové zatížení jedné koleje je $g_{1,k} = 2 \cdot 60 \cdot 10 = 1,2 \text{ kN/m}$. Posledním zatížením jsou trakční stožáry, které jsou ovšem svojí nízkou hmotností a četností zanedbatelné.

Liniové ostatní stálé zatížení na celém mostě tedy vychází na $g_{1,k} = 2 \cdot (17,125 + 12,225 + 12,500 + 1,200 + 0,5) = 2 \cdot 43,550 = 87,100 \text{ kN/m}$.

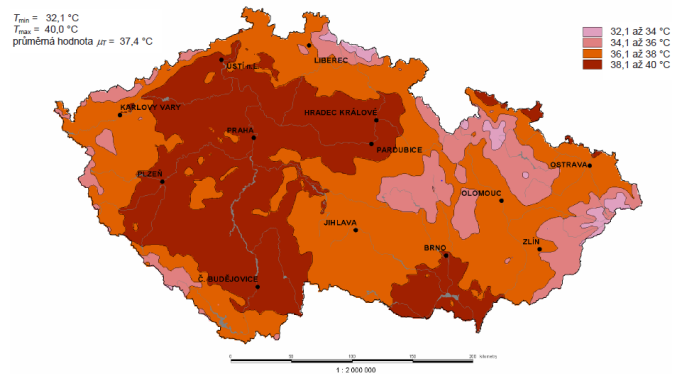
3.2.2 Proměnné zatížení

3.2.2.1 Zatížení teplotou

Zatížení teplotou je počítáno pomocí normy ČSN EN 1991-1-5 [22]. Zatížení mostu je stanoveno podle normy pomocí rovnoměrné a rozdílné složky teploty. Pro stanovení rozdílové složky teploty je tedy uvažován lineární průběh teploty po průřezu.

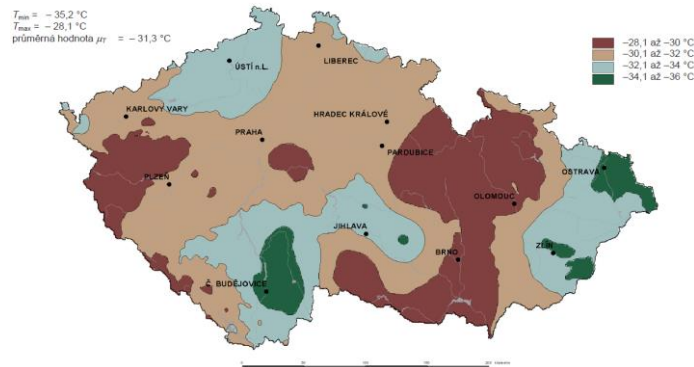
Rovnoměrná složka teploty závisí na minimální a maximální teplotě konstrukce. Z map uvedených v normě byla vyčtena maximální a minimální teplota lokace uvažovaného mostu. [22]

Hodnoty maximální teploty vzduchu ve stínu, která je překročena ročními maximy s pravděpodobností 0,02.



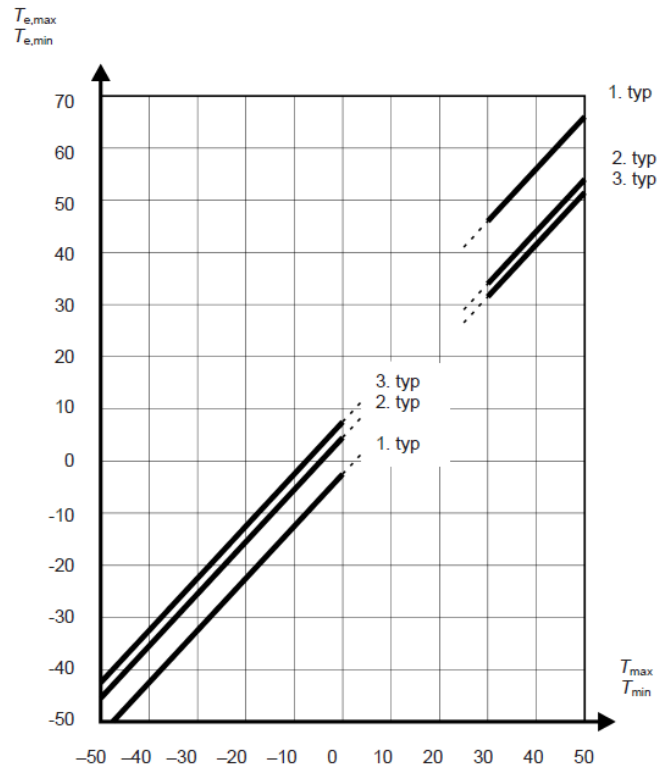
Obrázek 32 – Mapa maximálních teplot vzduchu ve stínu [22]

Hodnoty minimální teploty vzduchu ve stínu, která je překročena ročními minimy s pravděpodobností 0,02.



Obrázek 33 – Mapa minimálních teplot vzduchu ve stínu [22]

Maximální teplota vzduchu ve stínu v Karlín-Holešovicích je $T_{\max} = 40 \text{ }^{\circ}\text{C}$. Minimální teplota v Karlín-Holešovicích je $T_{\min} = -32 \text{ }^{\circ}\text{C}$. Podle normy zapadá nosná betonová nosníková konstrukce do 3. typu nosné konstrukce. Podle grafu na obr. 34 se pomocí minimálních a maximálních teplot ve stínu získá minimální a maximální rovnoměrná složka teploty mostu T_e . Pro navrhovaný most je tedy minimální rovnoměrná složka teploty $T_{e,\min} = -24 \text{ }^{\circ}\text{C}$ a maximální $T_{e,\max} = 41,5 \text{ }^{\circ}\text{C}$. [22]



Obrázek 34 – Vztah mezi extrémními teplotami ve stínu a extrémní rovnoměrnou složkou teploty mostu [22]

Výchozí teplota mostu v čase, kdy bude most konstruován, bude podle doporučení normy uvažována na $T_0 = 10 \text{ °C}$. Nyní se dopočítá charakteristickou hodnotu maximálního rozsahu rovnoměrné složky teploty pro výpočet zkrácení mostu $\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 10 - (-24) = -34 \text{ °C}$. Obdobně pro výpočet prodloužení mostu $\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 41,5 - 10 = 31,5 \text{ °C}$. Rovnoměrná složka teploty mostu má tedy finální rozsah $\Delta T_N = T_{e,max} - T_{e,min} = 41,5 - (-24) = 65,5 \text{ °C}$. [22]

Lineární rozdíl teploty pro navržený most je stanoven podle tab. 4. Tabulka je v normě uvažována pro mostní svršek tloušťky 50 mm. V případě zde navrhované konstrukce se jedná o vozovku výšky 100 mm, tudíž je nutné tabulkové hodnoty vynásobit součinitelem k_{sur} uvedeným v tab. 5.

Tabulka 4 – Lineární rozdíly teplot pro jednotlivé typy konstrukcí [22]

Skupiny hlavních nosných konstrukcí	Kladné rozdíly teplot	Záporné rozdíly teplot
	$\Delta T_{M,heat} [\text{°C}]$	$\Delta T_{M,cool} [\text{°C}]$
1. typ: ocelová nosná konstrukce	18	13
2. typ: ocelobetonová nosná konstrukce	15	18
3. typ: betonový komorový nosník	10	5
betonový nosník	15	8
betonová deska	15	8

Tabulka 5 – součinitel k_{sur} [22]

Mosty pozemních komunikací, lávky pro chodce a železniční mosty						
Tloušťka mostního svršku	betonové		ocelové		ocelobetonové	
	horní povrch teplejší než dolní	dolní povrch teplejší než horní	horní povrch teplejší než dolní	dolní povrch teplejší než horní	horní povrch teplejší než dolní	dolní povrch teplejší než horní
[mm]	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}
0	1,5	1,0	1,6	0,6	1,1	0,9
izolace	1,6	0,6	1,1	0,9	1,5	1,0
50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,7	1,0	0,7	1,2	1,0	1,0
150	0,5	1,0	0,7	1,2	1,0	1,0
štěrkové lože	0,6	1,0	0,6	1,4	0,8	1,2

Pro současné působení rovnoměrné a rozdílové složky teploty ΔT_N a ΔT_M jsou normou [22] doporučeny následující vztahy, kde $\omega_N = 0,35$ a $\omega_M = 0,75$:

$$1) \Delta T_{M,heat}(\text{nebo } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \cdot \Delta T_{N,exp}(\text{nebo } \Delta T_{N,con})$$

nebo (podle toho který je nejnepříznivější)

$$2) \omega_M \cdot \Delta T_{M,heat}(\text{nebo } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp}(\text{nebo } \Delta T_{N,con})$$

3.2.2.2 Zatížení větrem

Zatížení větrem je stanoveno dle ČSN EN 1991-1-4 [26]. Zatížení větrem je uvažováno působící kolmo na konstrukci, tedy zatížena je mostovka, pylon a zábradlí. Působení dynamických účinků větru na závěsy je v rámci statického modelu zanedbáno.

Zatížení větru na jednotlivé výše uvedené části mostu je vypočítáno dle zjednodušené metody výpočtu doporučené normou. Velikost síly působící ve vodorovném směru kolmo na mostovku je vypočítána následovně:

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{x,ref}$$

kde:

Měrná hodnota vzduchu $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$

Základní rychlost větru $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 25 = 25 \text{ m/s}$

Součinitel směru větru $c_{dir} = 1,0$

Součinitel ročního období $c_{season} = 1,0$

Výchozí základní rychlost větru $v_{b,0} = 22,5 \text{ m/s}$ (kategorie I dle obr. 35)

Součinitel zatížení větrem $C = c_e \cdot c_{f,x} = 1,2 \cdot 1,3 = 1,56$

Součinitel expozice $c_e = 1,2$ (dle obr. 35 – kategorie terénu IV (obr. 36))

Součinitel síly pro zatížení konstrukce mostu ve vyšetřovaném směru

$$c_{f,x} = c_{fx,0} = 1,3$$

Součinitel síly bez vlivu proudění kolem volných konců

$$c_{fx,0} = 1,3 \text{ (pro běžné mosty)}$$

Referenční plocha definována jako součet čelní plochy předního hlavního nosníku a čelní plochy neprodyšného zábradlí nad nosníkem

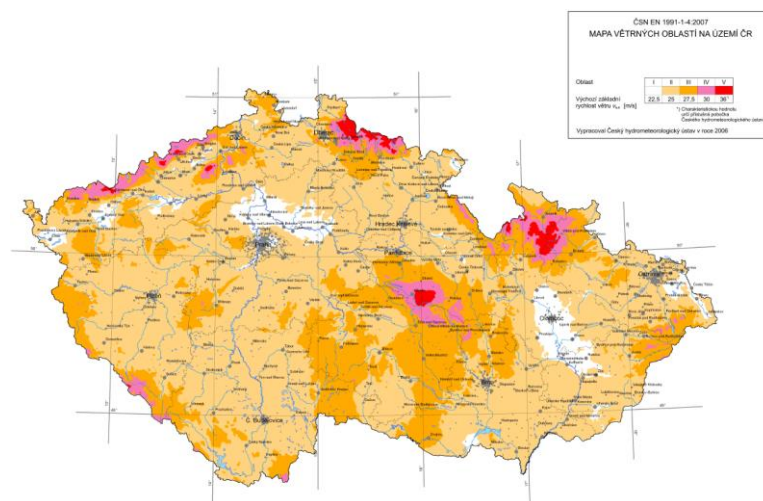
Pro mostovku: $A_{x,ref} = 2 \text{ m/m'}$

Pro pylony: $A_{x,ref} = 2 \text{ m/m'}$

$$F_{w,mostovka} = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 22,5^2 \cdot 1,56 \cdot 2 = 1,0 \text{ kN/m'}$$

$$F_{w,pylon} = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 22,5^2 \cdot 1,56 \cdot 2 = 1,0 \text{ kN/m'}$$

Dle výsledků uvažuji po celé konstrukci zatížení větrem o hodnotě $F_w = 1,0 \text{ kN/m'}$.

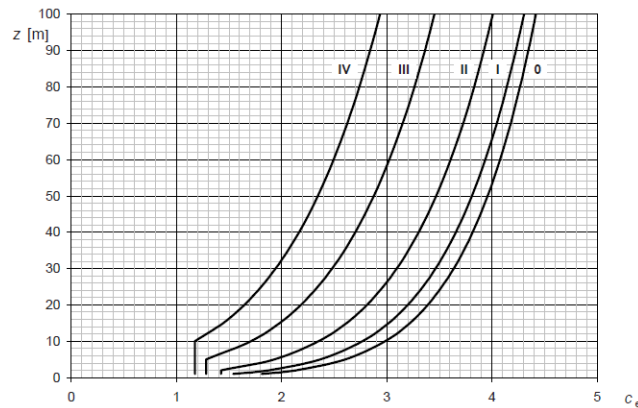


Obrázek 35 - Mapa větrných oblastí na území ČR [26]

Kategorie terénu	z_0 [m]	z_{min} [m]
0 Moře nebo pobřežní oblasti vystavené otevřenému moři	0,003	1
I Jezera nebo vodorovné oblasti se zanedbatelnou vegetací a bez překážek	0,01	1
II Oblasti s nízkou vegetací jako je tráva a s izolovanými překážkami (stromy, budovy), jejichž vzdálenost je větší než 20násobek výšky překážek	0,05	2
III Oblasti rovnoměrně pokryté vegetací nebo budovami nebo s izolovanými překážkami, jejichž vzdálenost je maximálně 20násobek výšky překážek (jako jsou vesnice, předměstský terén, souvislý les)	0,3	5
IV Oblasti, ve kterých je nejméně 15 % povrchu pokryto pozemními stavbami, jejichž průměrná výška je větší než 15 m	1,0	10

POZNÁMKA Kategorie terénu jsou zobrazeny v A.1.

Obrázek 36 - Kategorie terénu [26]



Obrázek 37 - Součinitel expozice C_e [26]

3.2.2.3 Zatížení dopravou

Do zatížení dopravou na mostě patří provoz chodců, cyklistů, automobilová doprava a doprava tramvajová.

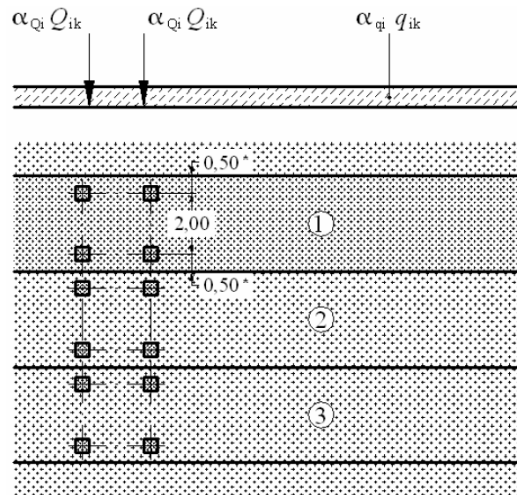
Zatížení chodci je dle normy ČSN EN 1991-2 [36] plošné o velikosti $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$. O stejné velikosti působí zatížení na prostor cyklostezky.

Zatížení silniční dopravou je určeno pomocí modelu zatížení. Model zatížení 1, neboli LM1, zohledňuje účinky dopravy osobních a nákladních vozidel. LM1 se dělí na soustředěné zatížení (TS) Q_k a rovnoměrné zatížení (UDL) q_k . Hodnoty jednotlivých zatížení pro určitý počet jízdních pruhů jsou dané v tabulce níže. [36]

Tabulka 6 - LM1 – charakteristické hodnoty [36]

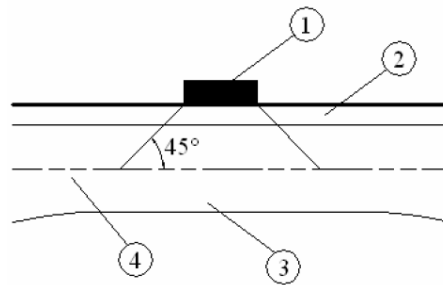
Umístění	Dvojnáprava (TS)	Rovnoměrné zatížení (UDL)
	nápravové síly Q_k [kN]	q_k (nebo q_{rk}) [kN/m ²]
Pruh č. 1	300	9
Pruh č. 2	200	2,5
Pruh č. 3	100	2,5
Ostatní pruhy	0	2,5
Zbývající plocha (q_k)	0	2,5

Pro každý jízdní pruh o šířce 3 m. se uvažuje zatížení jedné dvojnápravy a rovnoměrného zatížení. Zatížení dvojnápravy je umístěno do pruhu dle obr. 38. Vzhledem k tomu, že se na navrhovaném mostě nachází pouze jeden silniční pruh, dvounápravová síla bude $Q_k = 300 \text{ kN}$ a rovnoměrné zatížení $q_k = 9 \text{ kN/m}^2$. Každé jedno kolo je tedy zatíženo soustředěnou silou 150 kN . [36]



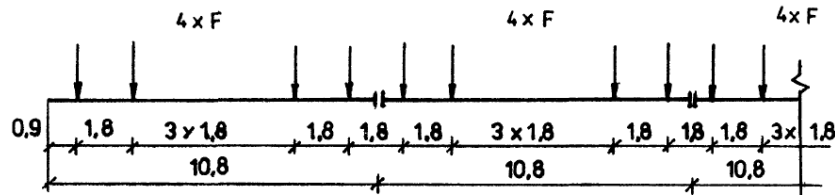
Obrázek 38 - Model zatížení 1 [36]

Plocha soustředěné síly zatížení pod jedním kolem je o rozměru $0,4 \times 0,4 \text{ m}$. Zatížení se roznáší vozovkou a konstrukcí mostovky pod úhlem 45° až po střednicovou plochu desky mostovky. [36]



Obrázek 39 - Roznášení soustředěného zatížení - 1) dotykový tlak kola; 2) vozovka; 3) deska mostovky; 4) střednicová plocha

Zatížení od tramvajové dopravy je určeno, na doporučení ČSN EN 1991-2, dle již neplatné normy ČSN 73 6203 [37]. Zatížení tramvajovými vozidly je nahrazeno ideálním zatěžovacím vlakem. Sestava nápravových sil je zobrazena na obr. 40, kde nápravová síla $F = 120 \text{ kN}$. Pro zůstání na straně bezpečnosti budou uvažovány 3 vozidla.



Obrázek 40 - Sestava nápravových sil pro tramvajová vozidla

3.2.2.4 Staveništní zatížení

Poslední započítaný zatěžovací stav konstrukce je použit pouze v průběhu výstavby. Staveništní zatížení je stanoveno dle normy ČSN EN 1991-1-6 [14]. Odpovídající typ staveništního zatížení je typ „osoby a ruční nářadí“, čehož doporučená hodnota je $1,0 \text{ kN/m}^2$. Liniové zatížení je tedy pro první fázi mostovky $Q_{ca} = 1 \cdot 13,5 = 13,5 \text{ kN/m}$ a $Q_{ca} = 1 \cdot 26 = 26 \text{ kN/m}$ pro finální šířku mostovky.

3.2.3 Kombinace zatížení

V této kapitole jsou rozebrány kombinace výše uvedených zatížení. Dle ČSN EN 1990 (73 0002) [38] jsou kombinace zatížení rozděleny na kombinace pro mezní stav únosnosti (MSÚ) a mezní stav použitelnosti (MSP). Všechny typy zatížení jak stálé, tak proměnné, použité pro vytvoření všech kombinací jsou uvedeny výše. Pro fáze výstavby předcházející uvedení do provozu je uváženo zatížení teplotou jako hlavní proměnné zatížení. Všechny kombinace, jak pro výstavbu, tak pro provoz, jsou rozepsané v tabulkách níže (tab. 7 & tab. 8).

Tabulka 7 - Kombinace zatížení – Výstavba

Kombinace	Stálé zatížení	Hlavní proměnné zatížení	Vedlejší proměnné zatížení
1	Vlastní tíha, ostatní stálé, pokles podpor	Teplota ⁺	Stavba, vítr
2		Teplota ⁻	Stavba, vítr

Tabulka 8 - Kombinace zatížení – Provoz

Kombinace	Stálé zatížení	Hlavní proměnné zatížení	Vedlejší proměnné zatížení
1	Vlastní tíha, ostatní stálé, pokles podpor	gr1a + TRAM	Teplota ⁺ , vítr
2		gr1a + TRAM	Teplota ⁻ , vítr
3		Teplota ⁺	Doprava, vítr
4		Teplota ⁻	Doprava, vítr
5		Vítr	Doprava, teplota ⁺
6		Vítr	Doprava, teplota ⁻

Kombinace popsané v kapitolách níže jsou vytvořeny za pomoci doporučených hodnot kombinačních součinitelů uvedených v tab. 9. Jednotlivé účinky zatížení jsou sledovány celkem na čtyřech místech, a to nad koncovou opěrou (00), na krajním poli (01), nad mezilehlou podporou (02) a ve středu hlavního pole (03). [38]

Tabulka 9 - Doporučené hodnoty součinitelů ψ pro mosty pozemních komunikací [38]

Zatížení	Značka		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Zatížení dopravou (viz EN 1991-2, Tabulka 4.4)	gr1a (LM1+ zatížení chodci nebo cyklisty) ¹⁾	TS (dvojnápravy)	0,75	0,75	0
		UDL (rovnoměrné zatížení)	0,40	0,40	0
		Zatížení chodci + zatížení cyklisty ²⁾	0,40	0,40	0
		gr1b (jednotlivá náprava)	0	0,75	0
		gr2 (vodorovné síly)	0	0	0
		gr3 (zatížení chodci)	0	0,40	0
		gr4 (LM4 (zatížení davem lidí))	0	-	0
	gr5 (LM3 (zvláštní vozidla))	0	-	0	
Zatížení větrem	$F_{w,k}$				
	- Trvalé návrhové situace		0,6	0,2	0
	- Provádění		0,8	-	0
	F_w^*		1,0	-	-
Zatížení teplotou	T_k		0,6 ³⁾	0,6	0,5
Zatížení sněhem	$Q_{s,k}$ (během provádění)		0,8	-	-
Staveništní zatížení	Q_c		1,0	-	1,0

¹⁾ Doporučené hodnoty součinitelů ψ_0 , ψ_1 a ψ_2 pro gr1a a gr1b jsou uvedeny pro zatížení silniční dopravou, která odpovídá regulačním součinitelům $\alpha_{0,i}$, $\alpha_{0,l}$, $\alpha_{0,r}$ a β_0 rovným 1. Ty, které se vztahují k UDL (rovnoměrné zatížení), odpovídají běžným scénářům dopravy, ve kterých se může zřídka kdy vyskytnout kumulace nákladních vozidel. Jiné hodnoty lze předpokládat pro jiné třídy komunikací nebo očekávanou dopravu, které se vztahují k výběru odpovídajících součinitelů α . Např. hodnota ψ_2 jiná než nula se může předpokládat pouze pro rovnoměrné zatížení (UDL) modelu zatížení 1 (LM1) pro mosty převádějící silnou nepřetržitou dopravu. Viz také EN 1998.

²⁾ Kombinační hodnota zatížení od chodců a cyklistů, zmíněná v tabulce 4.4 EN 1991-2, je redukována hodnota. Součinitele ψ_0 a ψ_1 odpovídají této hodnotě.

³⁾ Doporučenou hodnotu ψ_0 pro zatížení teplotou lze ve většině případů snížit až na nulu pro mezní stavy únosnosti EQU, STR a GEO. Viz také Eurokódy pro navrhování.

3.2.3.1 MSP kombinace

Předpětí a zavěšení konstrukce je navrženo na MSP kombinaci zatížení. Dle [38] se v rámci mezního stavu použitelnosti jedná o tři kombinace. Jednotlivé kombinace vypadají následovně:

- a) Charakteristická kombinace (většinou používána pro nevratné mezní stavy):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- b) Častá kombinace (většinou používána pro vratné mezní stavy):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- c) Kvazi-stálá kombinace (většinou používána pro dlouhodobé účinky a vzhled konstrukce):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

kde:

$G_{k,j}$ je charakteristická hodnota j-tého stálého zatížení,

P je hodnota zatížení od předpětí,

$Q_{k,1}$ je charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení,

$Q_{k,i}$ je charakteristická hodnota vedlejšího i-tého proměnného zatížení,

Ψ_0 je součinitel pro kombinační hodnotu proměnného zatížení,

Ψ_1 je součinitel pro častou hodnotu proměnného zatížení,

Ψ_2 je součinitel pro kvazistálou hodnotu proměnného zatížení.

Zavěšení a předpětí je navrženo na charakteristickou kombinaci zatížení, vzhledem k tomu, že je v případě segmentové výstavby nutné dodržet podmínku dekomprese v každé fázi výstavby a životnosti. Podmínka dekomprese zajišťuje, že je ve každé části konstrukce, převážně pak ve spárách mezi segmenty, tlakové napětí.

Dle tab. 10, ve které je uveden příklad účinků zatížení na konstrukci, je vidno, že nejnepříznivější účinky na konstrukci jsou vyvozeny kombinací číslo 1. Na kterou bude vyladěna kombinace zavěšení a předpětí na konstrukci.

Tabulka 10 - Charakteristická kombinace (bez předpětí)

ŘEZ 0				
Kombinace	V _{z,max} [kN]		M _{y,min} [kNm]	
1	25,06		0,00	
2	23,85		0,00	
3	26,96		0,00	
4	24,92		0,00	
5	23,35		0,00	
6	22,14		0,00	
ŘEZ 1				
Kombinace	V _{z,max} [kN]	V _{z,min} [kN]	M _{y,max} [kNm]	M _{y,min} [kNm]
1	13,82	-13,34	69,60	7,97
2	13,97	-13,51	69,48	3,48
3	12,78	-12,32	77,35	8,37
4	13,04	-12,60	77,16	0,90
5	12,67	-12,26	62,32	9,98
6	12,83	-12,43	62,20	5,50
ŘEZ 2				
Kombinace	V _{z,max} [kN]		M _{y,min} [kNm]	
1	55,54		-390,82	
2	55,72		-392,05	
3	49,31		-348,07	
4	49,61		-350,13	
5	49,25		-347,63	
6	49,43		-348,86	
ŘEZ 3				
Kombinace	V _{z,max} [kN]	V _{z,min} [kN]	M _{y,max} [kNm]	
1	7,09	-7,05	301,43	
2	7,09	-7,05	296,99	
3	6,84	-6,76	282,01	
4	6,82	-6,76	274,61	
5	6,80	-6,75	268,46	
6	6,79	-6,76	264,02	

3.2.3.2 MSÚ kombinace

Kombinace zatížení pro mezní stav únosnosti se uvažují tři hlavní. Stavy jsou EQU (ztráta statické rovnováhy konstrukce), STR (vnitřní porucha nebo nadměrná deformace konstrukce) a GEO (porucha nebo nadměrná deformace základové půdy). Dle [38] se jinak jedná o kombinace 6.10, 6.10a a 6.10b. Rozhodující kombinací bude ta nejnepříznivější z kombinací 6.10a a 6.10b, jelikož kombinace 6.10 může vést, absencí snižujících koeficientů, k neekonomickému a neekonomickému návrhu. Kombinace vypadají následovně:

6.10:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

6.10a:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \Psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

6.10b:

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Kde, dříve nezmíněné, hodnoty znamenají:

ξ_j redukční součinitel pro nepříznivá stálá zatížení G, kde $\xi_j = 0,85$

$\gamma_{G,j}$ dílčí součinitel j-tého stálého zatížení

γ_P dílčí součinitel zatížení od předpětí

$\gamma_{Q,1}$ dílčí součinitel proměnného zatížení (modelové nejistoty a proměnnost rozměrů)

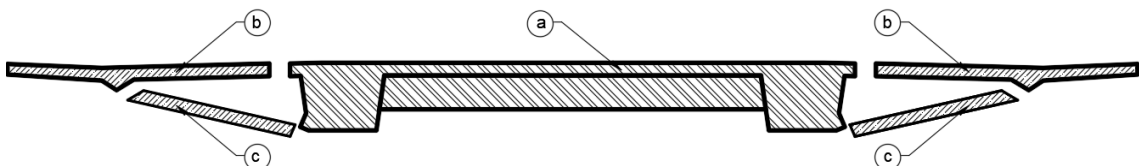
$\gamma_{Q,i}$ dílčí součinitel vedlejšího i-tého proměnného zatížení

Tabulka 11 - Návrhové součinitele zatížení [38]

	Nepříznivý vliv	Příznivý vliv
Stálé zatížení	$\gamma_{G,sup} = 1,35$	$\gamma_{G,inf} = 1,0$
Zatížení silniční dopravou	$\gamma_{Q,sup} = 1,35$	$\gamma_{Q,inf} = 0,0$
Ostatní proměnné zatížení	$\gamma_{Q,sup} = 1,50$	$\gamma_{Q,inf} = 0,0$
Předpětí	$\gamma_P = 1,0$	

3.3 Postup výstavby

Samotný návrh mostní konstrukce byl zvolen s ohledem na možné postupy výstavby dané okrajovými podmínkami. Mostovka je tvořena prefabrikovanými segmenty o délce 2 metrů. Pro co možná největší snížení hmotností segmentu a zjednodušení montáže segmentů bude prefabrikována pouze hlavní středová část mostovky (obr. 41a). Po výstavbě středové části mostovky se dostaví prefabrikované vzpěry, na kterých se za pomoci monolitické betonáže dostaví krajní konzoly (obr. 41b, obr. 41c). Vzhledem k délce segmentů, vzpěry i příčníky jsou umístěny po dvou metrech.



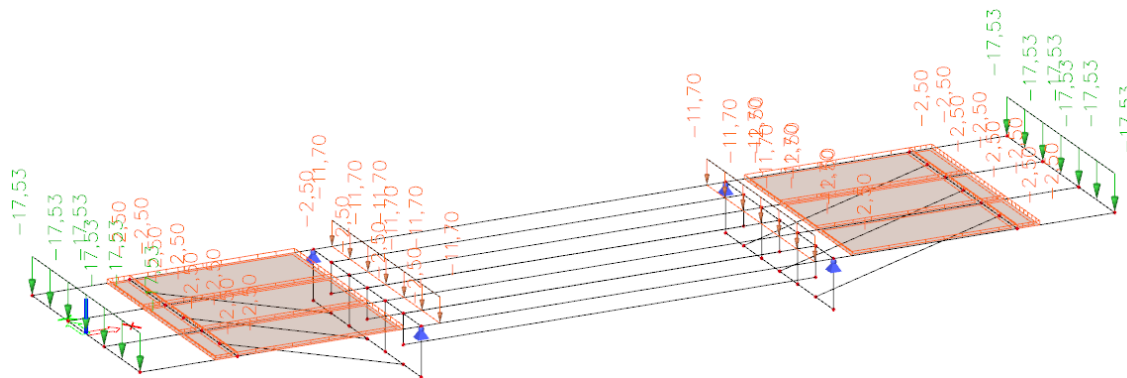
Obrázek 41 - Rozdělené mostovky – a) Hlavní část mostovky; b) Konzoly; c) Vzpěry

V prvním kroku výstavby se postaví koncové opěry a mezilehlé podpěry. Následuje montáž krajních polí mostu na pevné skruži. Po dostavení krajních polí dojde ke konstrukci dvou

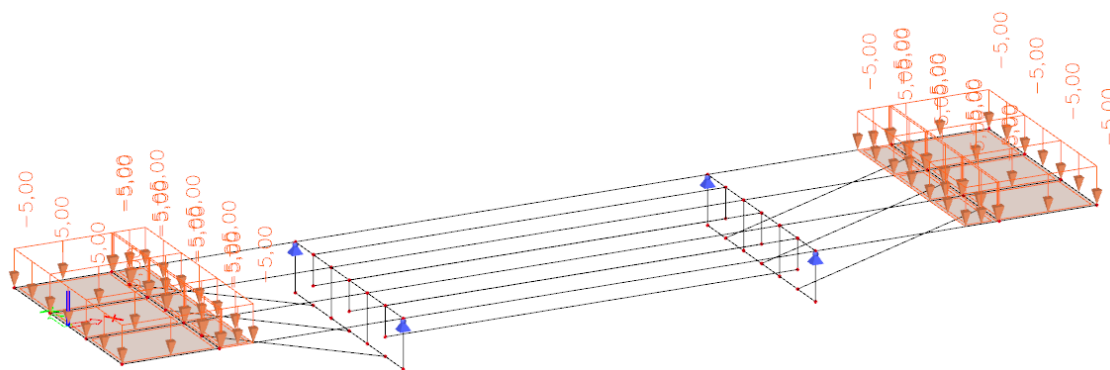
pylonů nad mezilehlými podporami. Dalším krokem je postupné zavěšování mostovky po 6 metrech neboli po 3 segmentech. Takto postavená konstrukce je sepnuta předpětím. Po dokončení výstavby základní nosné části konstrukce (obr. 41a) dojde na vybetonování krajních konzol a podpůrných vzpěr. Následuje konstrukce ostatního stálého zatížení, tudíž římsy, zábradlí, kolejnice, vozovka atd. Během posledních fází výstavby dojde společně s předpětím k rektifikaci zavěšení na finální hodnotu. Tímto krokem je výstavba ukončena.

3.4 Statický výpočet – Příčný řez

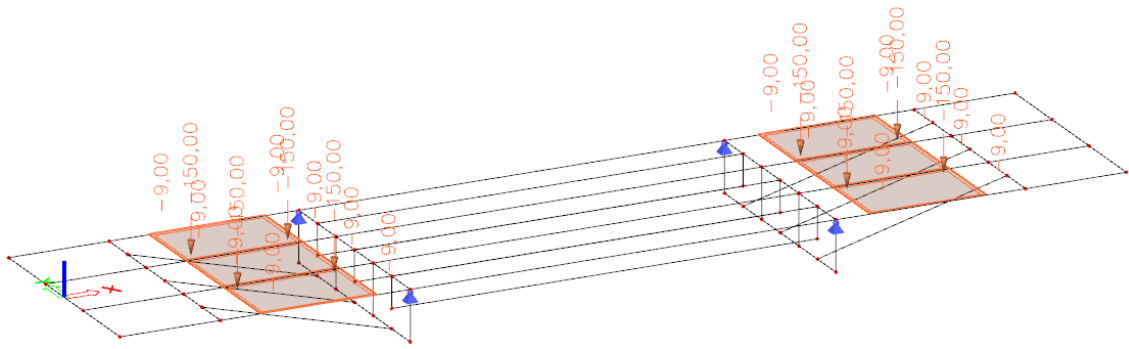
V počátku návrhu je nutné posoudit dříve navržený příčný řez konstrukce. Je nutné vědět, zdali rozvržení příčného řezu uvedeného výše vůbec unese potřebné zatížení působící na most. Vzhledem k tomu, že jsou lana kotvena do mostovky po 6 m, byl pomocí Scia engineer vytvořen deskový model jednoho 6 m segmentu mostovky. Do 4 kotevních míst byly umístěny kloubové podpory. Na tento model bylo umístěno všechno důležité zatížení uvedené v kapitole 3.2, jako je ostatní stálé zatížení, zatížení od chodců, cyklistů, automobilové dopravy a dopravy tramvajové. Veškerá pohyblivá zatížení byla umístěna jako statická zatížení o maximální hodnotě do středu segmentu v podélném směru. Z tramvajového zatížení byla použita část na rozmezí dvou vozidel, tudíž se na segmentu ocitne největší možné statické zatížení. Vlastní tíha nosníku je počítána automaticky programem.



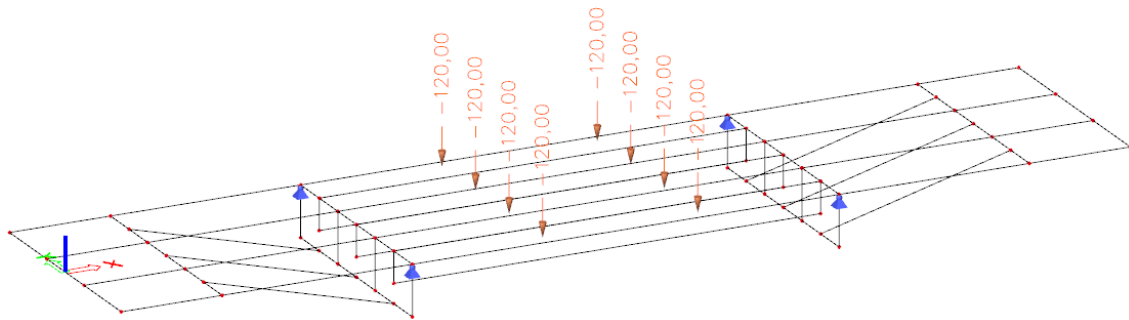
Obrázek 42 - Zatížení – Římsy + vozovka



Obrázek 43 - Zatížení – Chodci + cyklisté

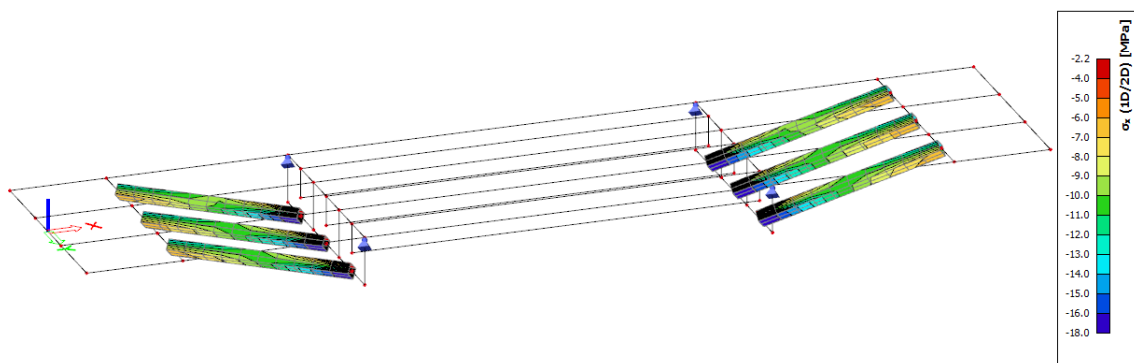


Obrázek 44 - Zatížení – Silniční doprava



Obrázek 45 - Zatížení – Tramvajová doprava

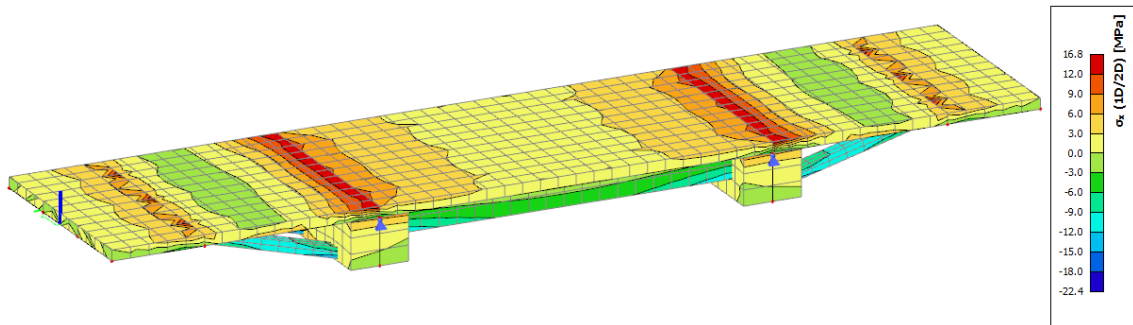
První sledovanou oblastí jsou vzpěry držící konzoly po obou stranách. Vzhledem k původně nevyhovujícímu profilu byl profil navýšen a současně byl rozestup mezi vzpěrami snížen ze tří na dva m. Tímto se zvýší počet vzpěr na jedné straně segmentu ze dvou na tři. Současně mají vzpěry obdélníkový tvar o stranách 300x400 mm, který již dokáže převzít zatížení z konzoly, aniž by napětí ve vzpěře přesáhlo pevnost betonu v tlaku (obr. 46).



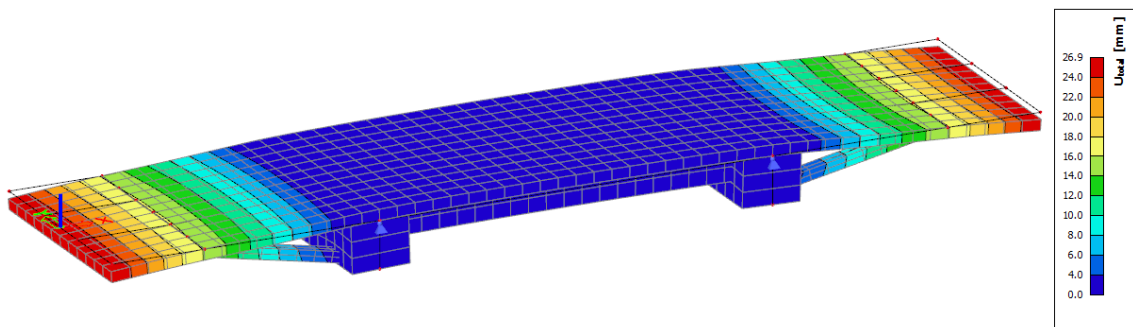
Obrázek 46 - Napětí ve vzpěrách konstrukce

Nadále jsou sledovány napětí a průhyby desky v místě největšího zatížení, a to tedy v místě silničních pruhů a tramvajových kolejí (obr. 47 & obr. 48). Napětí dosahuje kritických tlakových hodnot v místě kotvení vzpěr do spodní části mostovky. Toto napětí bude rozneseno

průběžnou lištou, do které budou tyto vzpěry opřeny. Druhým rizikovým místem je samozřejmě spoj nosníků a konzol mostovky. Na napětí v tomto místě bude později navrženo příčné předpětí.



Obrázek 47 - Napětí na mostovce

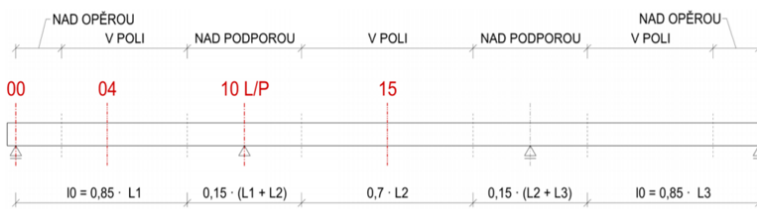


Obrázek 48 - Přemístění po šířce mostovky

Vše se dle prvotního posouzení zdá být vyhovující, v případě pozdějšího nevyhovění bude příčný řez pozměněn.

3.4.1 Efektivní šířka řezu

EFEKTIVNÍ ŠÍŘKA



$$L_1 = 44 \text{ m}$$

$$L_2 = 92 \text{ m}$$

$$l_0(04) = 0,85 \cdot L_1 = 37,4 \text{ m}$$

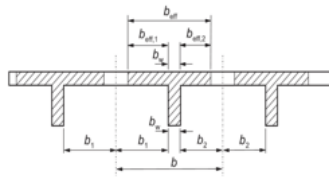
$$l_0(10) = 0,15 \cdot (L_1 + L_2) = 20,4 \text{ m}$$

$$l_0(15) = 0,7 \cdot L_2 = 64,4 \text{ m}$$

SPOLUPŮSOBÍCÍ ŠÍŘKA DESKY beff

OBECNÝ PRŮŘEZ

$b_1 =$	7,500	m
$b_2 =$	5,500	m
$b_w =$	1,800	m
$b = \Sigma b_i + b_w =$	14,800	m



PRŮŘEZ 00 (nad koncovou opěrou)

$b_{eff,1} = 0,2b_1 + 0,1l_0(00) =$	5,240	m	$\leq 0,2l_0(00)$	7,480	m	VYHOVUJE	->	$b_1 \geq b_{eff,1} \rightarrow b_{eff,1} =$	5,240	m
$b_{eff,2} = 0,2b_2 + 0,1l_0(00) =$	4,840	m	$\leq 0,2l_0(00)$	7,480	m	VYHOVUJE	->	$b_2 \geq b_{eff,2} \rightarrow b_{eff,2} =$	4,840	m
$b_{eff} = \Sigma b_{eff,i} + b_w =$	11,880	m	$\leq b =$	14,800	m	REDUKOVAT				

PRŮŘEZ 04 (v poli)

$b_{eff,1} = 0,2b_1 + 0,1l_0(04) =$	5,240	m	$\leq 0,2l_0(04)$	7,480	m	VYHOVUJE	->	$b_1 \geq b_{eff,1} \rightarrow b_{eff,1} =$	5,240	m
$b_{eff,2} = 0,2b_2 + 0,1l_0(04) =$	4,840	m	$\leq 0,2l_0(04)$	7,480	m	VYHOVUJE	->	$b_2 \geq b_{eff,2} \rightarrow b_{eff,2} =$	4,840	m
$b_{eff} = \Sigma b_{eff,i} + b_w =$	11,880	m	$\leq b =$	14,800	m	REDUKOVAT				

PRŮŘEZ 10 (nad podporou)

$b_{eff,1} = 0,2b_1 + 0,1l_0(10) =$	3,540	m	$\leq 0,2l_0(10)$	4,080	m	VYHOVUJE	->	$b_1 \geq b_{eff,1} \rightarrow b_{eff,1} =$	3,540	m
$b_{eff,2} = 0,2b_2 + 0,1l_0(10) =$	3,140	m	$\leq 0,2l_0(10)$	4,080	m	VYHOVUJE	->	$b_2 \geq b_{eff,2} \rightarrow b_{eff,2} =$	3,140	m
$b_{eff} = \Sigma b_{eff,i} + b_w =$	8,480	m	$\leq b =$	14,800	m	REDUKOVAT				

PRŮŘEZ 15 (v poli)

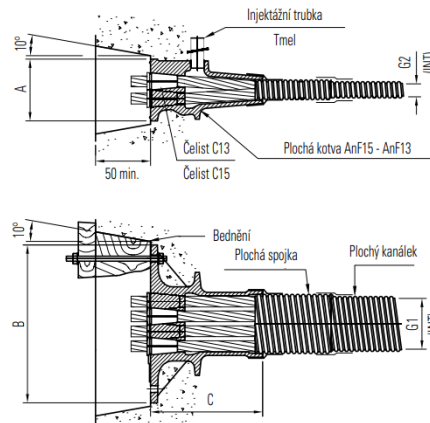
$b_{eff,1} = 0,2b_1 + 0,1l_0(15) =$	7,940	m	$\leq 0,2l_0(15)$	12,880	m	VYHOVUJE	->	$b_1 \leq b_{eff,1} \rightarrow b_{eff,1} =$	7,500	m
$b_{eff,2} = 0,2b_2 + 0,1l_0(15) =$	7,540	m	$\leq 0,2l_0(15)$	12,880	m	VYHOVUJE	->	$b_2 \leq b_{eff,2} \rightarrow b_{eff,2} =$	5,500	m
$b_{eff} = \Sigma b_{eff,i} + b_w =$	14,800	m	$\leq b =$	14,800	m	NEREDUKOVAT				

3.4.2 Návrh příčného předpětí

Pro správné fungování konstrukce v příčném směru je navrženo dodatečné příčné předpětí. Předpětí je navrženo na eliminaci nepříznivých momentů a napětí na konstrukci, převážně na přechodu mezi nosníkem a deskou mostovky.

Na předpětí desky byl použit systém předpětí Freyssinet F, který svojí minimální velikostí kabelových kanálků umožňuje předpětí i velice subtilních prvků, jako právě například deska mostovky. Napětí v předpínacích lanech bylo pro jistotu zadáno jako 75% maximálního napětí, neboli jsou zjednodušeně uvažovány ztráty příčného předpětí ve velikosti 25%.

Jednotlivé kabely jsou složeny z 5 lan, jelikož to je maximální umožněný počet lan, vzhledem k použití plochého kabelového kanálku.



Obrázek 49 - Předpětí Freyssinet F [39]

Typ	A (mm)	B (mm)	C (mm)	G1 x G2 (mm ²)	G (mm)	H (mm)
A3 F13/15	85	190	163	58 x 21	95	200
A4 F13/15	90	230	163	75 x 21	100	240
A5 F13/15	90	270	163	90 x 21	100	280

Obrázek 50 - Rozměry systému Freyssinet F [39]

3.4.2.1 Konstrukční zásady příčného předpětí

V desce jsou použity kabelové kanálky odpovídající typu A5 (obr. 50) s rozměry 90 x 21 mm. Krycí vrstva předpětí je již stanovena z kapitoly 3.1.3.1 na hodnotu $c_{nom,p} = 50$ mm. Nutné je dodržet dostatečné rozestupy mezi kabelovými kanálky.

Vodorovné minimální mezera:

$$s_h = \max(\varnothing_h; 50; d_g + 5) = \max(90; 50; 32 + 5) = 90 \text{ mm}$$

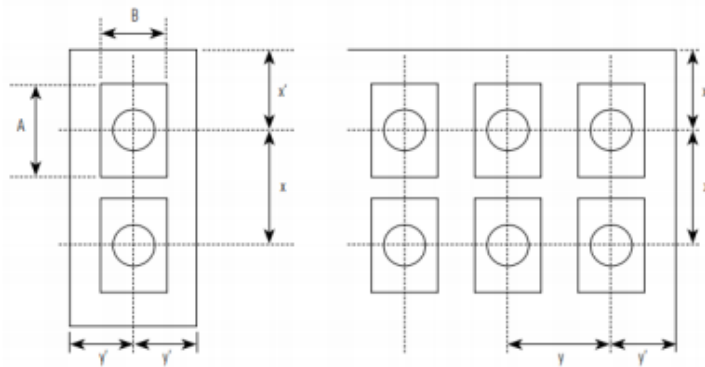
Svislá minimální mezera:

$$s_v = \max(\varnothing_v; 40; d_g + 5) = \max(21; 40; 32 + 5) = 40 \text{ mm}$$

, kde:

- \varnothing_h vodorovný rozměr kabelového kanálku,
- \varnothing_s svislý rozměr kabelového kanálku,
- d_g velikost největšího zrna kameniva.

3.4.2.2 Prostorové uspořádání kotev předpětí



Obrázek 51 - Prostorové uspořádání kotev příčného předpětí

U kotev příčného předpětí je nutné zajistit minimální rozestupy jak ve svislém, tak ve vodorovném směru. Rozestupy jsou počítány následovně:

$$x \geq A + 30 = 90 + 30 = 120 \text{ mm}$$

$$x' \geq 0,5 \cdot x + c_{nom,p} - 10 = 0,5 \cdot 120 + 50 - 10 = 100 \text{ mm}$$

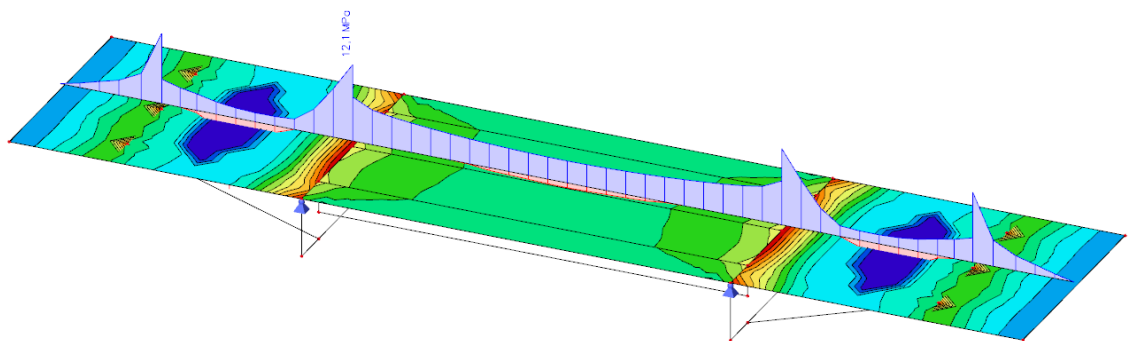
$$y \geq B + 30 = 270 + 30 = 300 \text{ mm}$$

$$y' \geq 0,5 \cdot y + c_{nom,p} - 10 = 0,5 \cdot 300 + 50 - 10 = 190 \text{ mm}$$

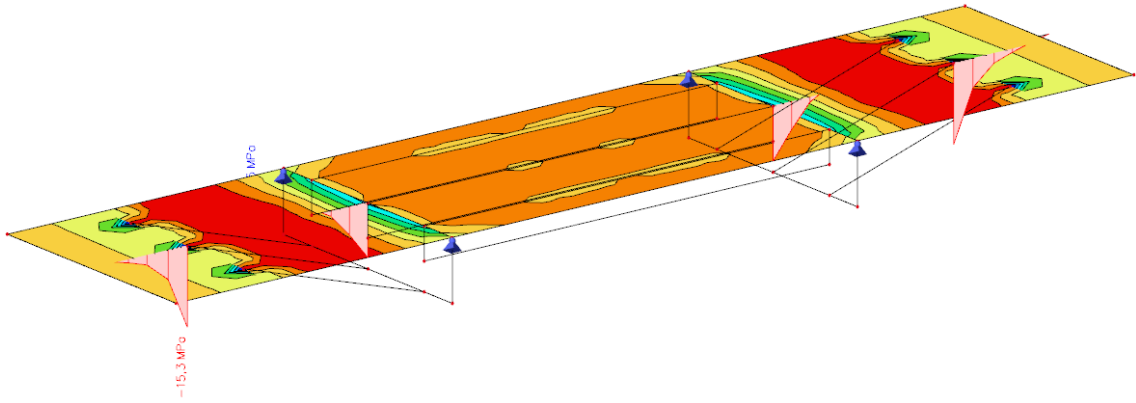
, kde:

- A svislý rozměr kotvy,
- B vodorovný rozměr kotvy.

3.4.2.3 Předpětí v desce

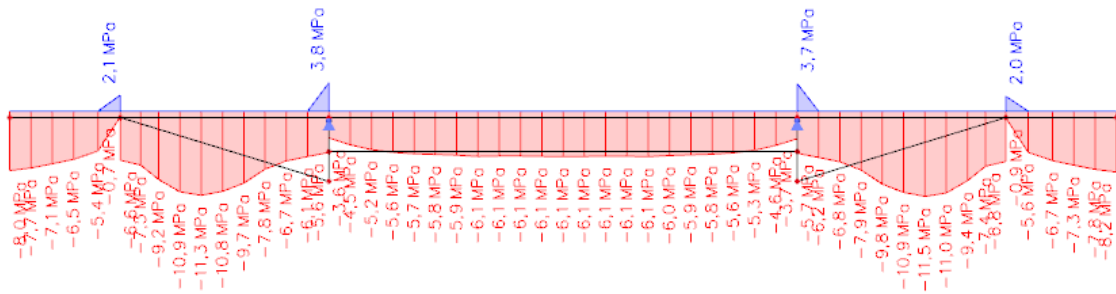


Obrázek 52 - Maximální napětí (bez předpětí)

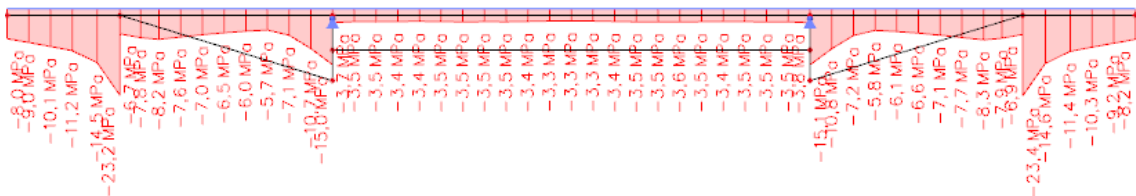


Obrázek 53 - Minimální napětí (bez předpětí)

Na maximální hodnoty napětí na konstrukci při MSP kombinaci bylo nejdříve navrženo centrické předpětí s rozmístěním kanálků po 300 mm. Z průběhů napětí níže je patrné, že centrické předpětí nevyeliminuje tahové napětí po celé délce konstrukce.

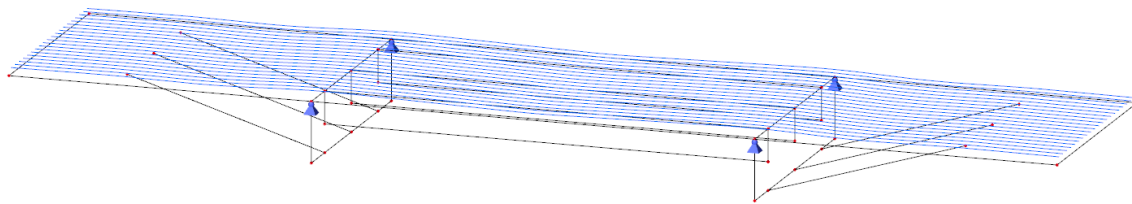


Obrázek 54 - Maximální napětí (centrické předpětí)

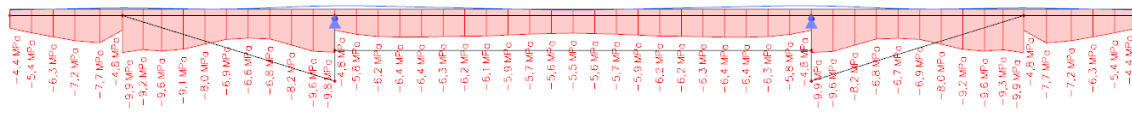


Obrázek 55 - Minimální napětí (centrické předpětí)

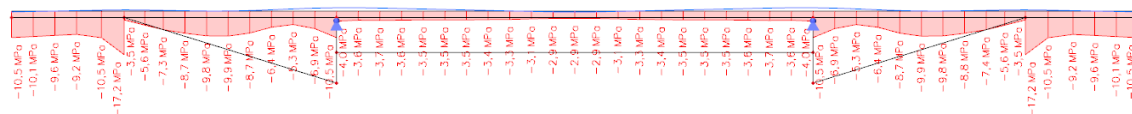
Od centrického působení předpětí se upustilo a na základě průběhů napětí byla navržena nová trasa kabelových kanálků. Nový průběh kabelových kanálků již zajišťuje dekompresi po celé šířce příčného řezu. Počty lan a rozteče kanálků zůstaly stejné. Mimo jiné je necentrický průběh kanálků výhodný z důvodu uvolnění prostoru pro kanálky podélného předpětí.



Obrázek 56 - Model příčného předpětí



Obrázek 57 - Maximální napětí (finální předpětí)

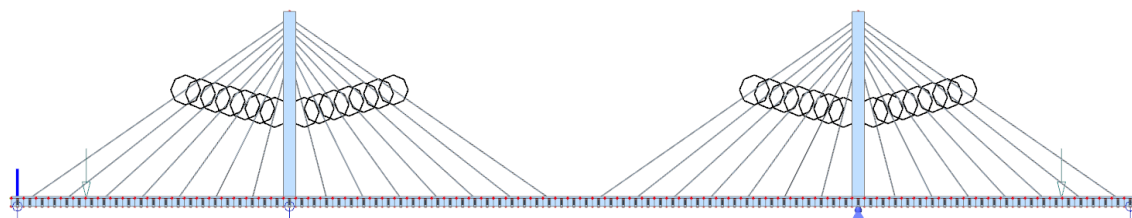


Obrázek 58 - Minimální napětí (finální předpětí)

3.5 Statický výpočet – Podélný řez

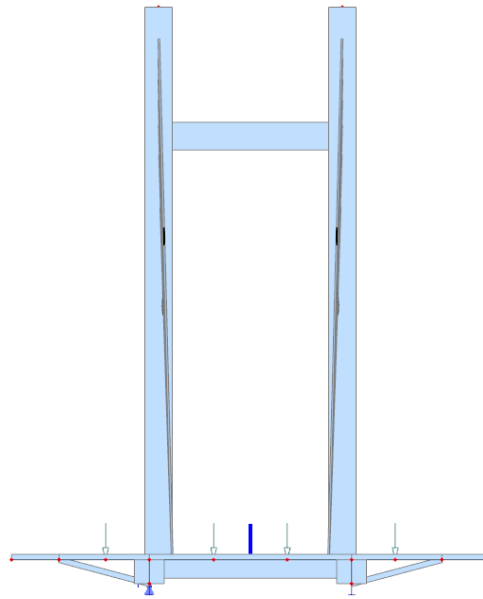
3.5.1 Desko-stěnový 3D model

Pro potřeby návrhu a posouzení mostu v podélném směru jsou vytvořeny dva modely. Prvním modelem je 3D desko-stěnový model. Model byl vytvořen pouhým roztažením již vytvořeného příčného řezu na celou plánovanou délku konstrukce.

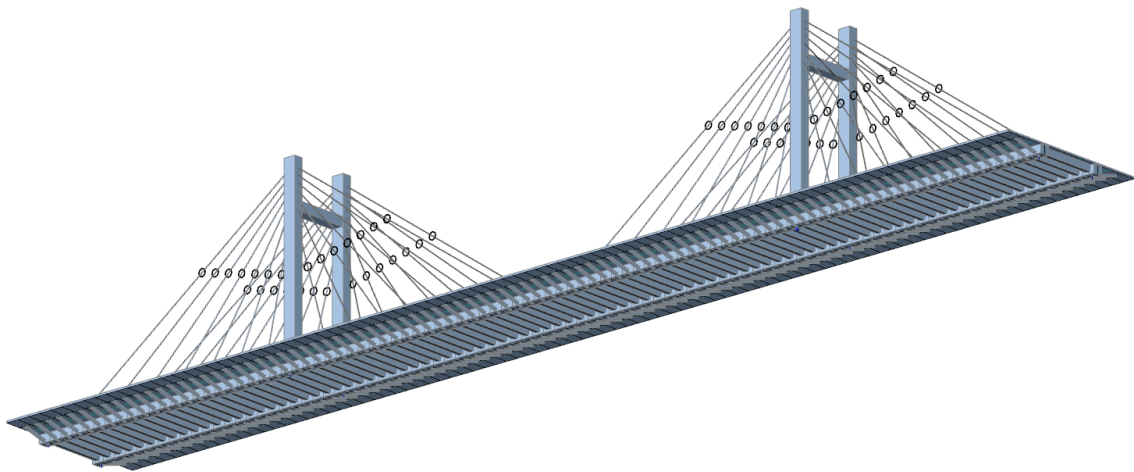


Obrázek 59 - Podélný řez desko-stěnového modelu

Nad podporové segmenty byly umístěny pylony. Podélné trámy byly zjednodušeny na stěnový prvek o konstantní tloušťce rovné průměrné tloušťce skutečného trámu. Závěsy byly ukotveny na vnitřní stranu mostovky. Ačkoliv jsou tímto závěsy pod příčným úhlem, jedná se o natolik malý úhel, že je tento efekt zanedbatelný. Jednotlivé závěsy byly zadány jako předpínací kabely povolující působení pouze osových sil.

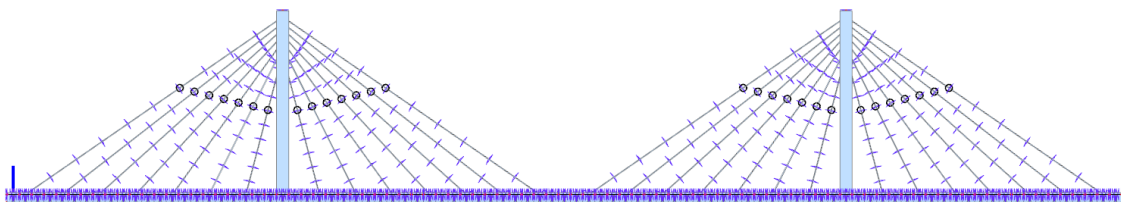


Obrázek 60 - Příčný řez desko-stěnového modelu

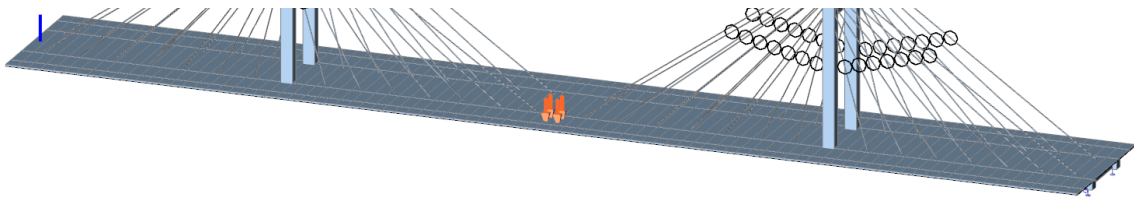


Obrázek 61 - Desko-stěnový model konstrukce

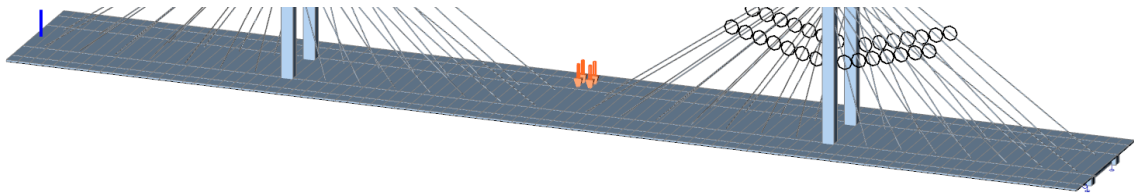
Desko-stěnový model je použit převážně pro výpočet účinků proměnného zatížení na konstrukci. Pro případné pozdější posouzení bylo na konstrukci umístěno krom proměnného zatížení i všechno stálé zatížení obdobně, jak bylo provedeno v případě modelu pro příčný řez.



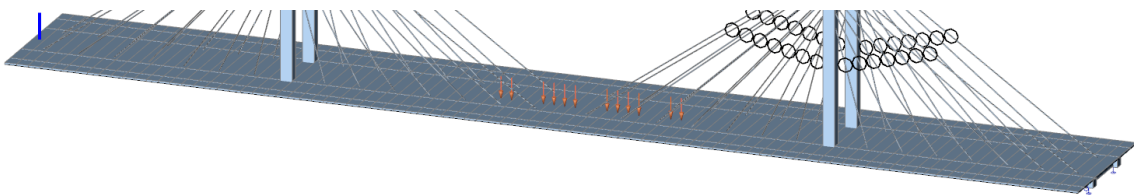
Obrázek 62 – Rovnoměrné a nerovnoměrné změny teploty



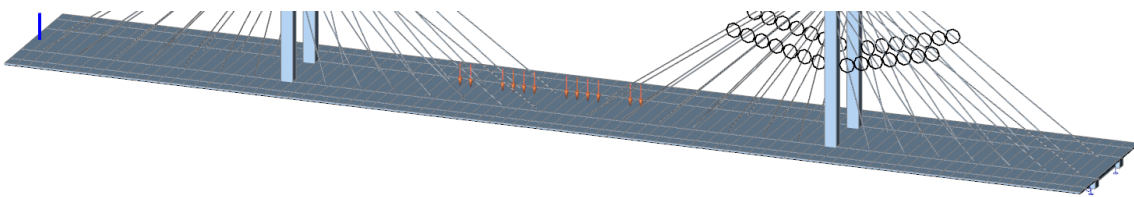
Obrázek 63 - Pohyblivé zatížení – LM1 – Pravá strana



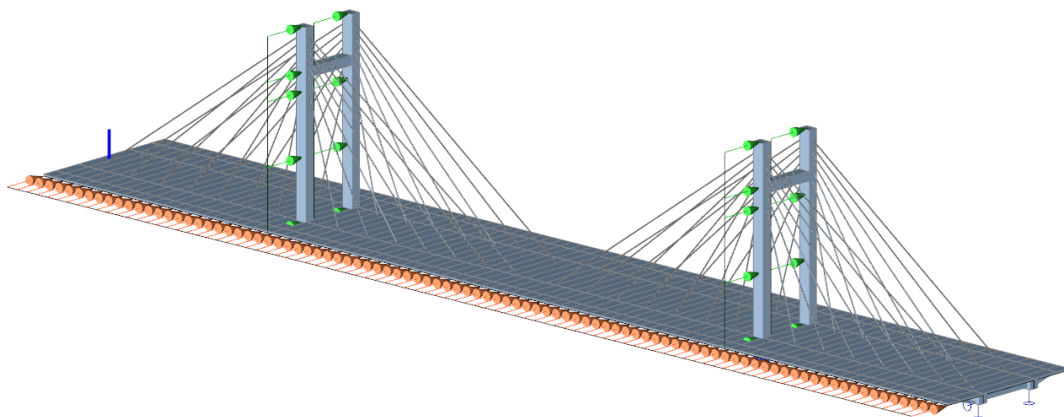
Obrázek 64 - Pohyblivé zatížení – LM1 – Levá strana



Obrázek 65 - Pohyblivé zatížení – Tramvaj – Pravá strana



Obrázek 66 - Pohyblivé zatížení – Tramvaj – Levá strana



Obrázek 67 - Zatížení větrem

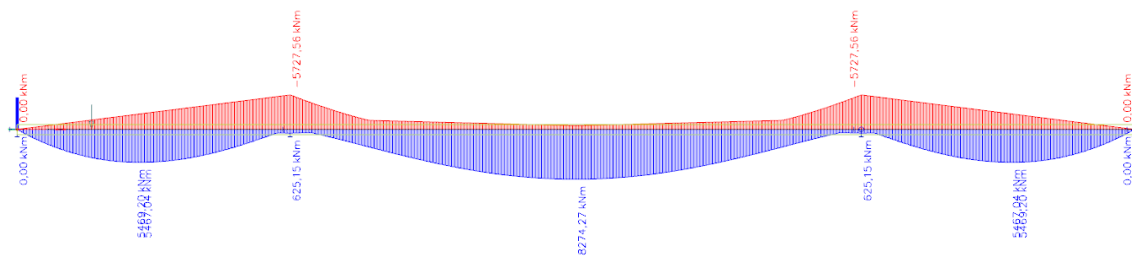
3.5.2 Příčný roznoš zatížení

Vzhledem k tomu že se návrh předpětí, zavěšení a posouzení mostu v podélném směru odehraje později na prutovém modelu, je nutné zajistit správné převedení proměnného zatížení ze skutečné konstrukce na zjednodušenou prutovou konstrukci. Důsledkem symetrie mostu je

stálé zatížení na prutový model uvedeno zjednodušeně v hodnotě celkového zatížení působícího v ose konstrukce. Tento postup ovšem není možný pro některé typy proměnného zatížení, a to převážně pro zatížení pohyblivé, které díky svému nesymetrickému působení vyvolává rozdílné účinky na jednotlivé nosníky. Aby se předešlo zanedbání účinků kroucení a smykového ochabnutí v podélném směru, jsou pro soustředěné složky pohyblivého zatížení stanoveny tzv. koeficienty příčného roznosu.

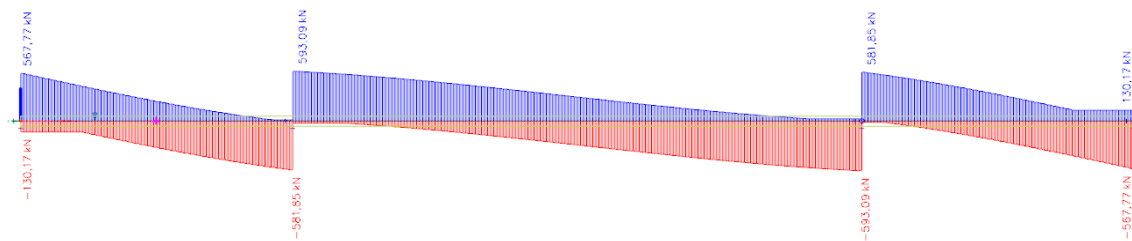
Pro jednotlivé zatížení od automobilové a tramvajové dopravy byly určeny nejnepříznivější polohy vyvolující extrémní momenty na třech významných průřezech, a to ve středu vedlejšího a hlavního pole a nad mezilehlou podporou. Pro posouvající síly se jedná o polohy nad opěrami a mezilehlými podporami. V rámci výpočtu příčného roznosu jsou uváženy i kombinace jednotlivých pohyblivých zatížení, jež mohou nastat ve stejný okamžik.

Pro ohybový moment v krajním poli je rozhodující 19. metr konstrukce, nad podporou se jedná o 77. metr a 90. metr pro střed hlavního pole.



Obrázek 68 - Příklad průběhu ohybového momentu od pohyblivého zatížení

Co se posouvající síly týče, rozhodující místa umístění sil jsou samozřejmě v okolí mezilehlých podpor.



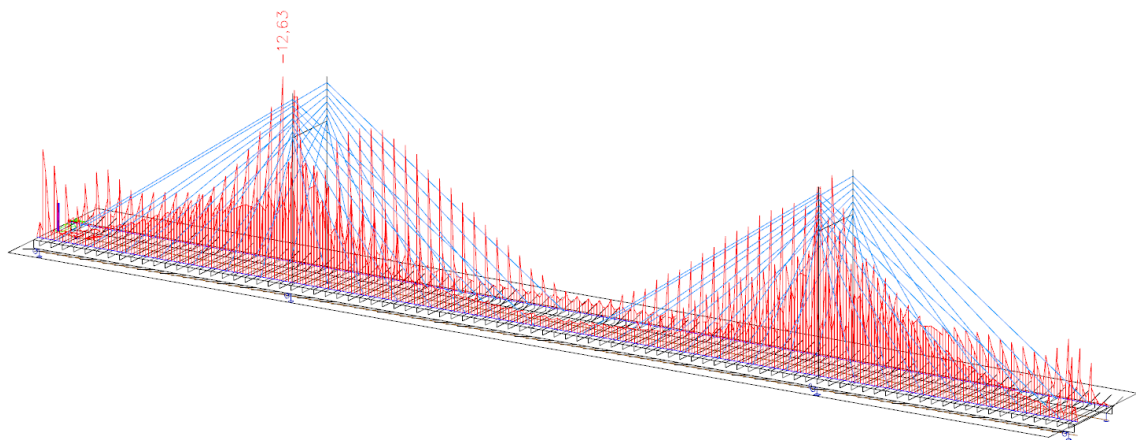
Obrázek 69 - Příklad průběhu posouvající síly od pohyblivého zatížení

V tabulce níže (tab. 12) jsou uvedeny jednotlivé koeficienty příčného roznosu pro jednotlivé typy zatížení. Ze všech poloh pohyblivého zatížení byly vybrány ty, které vyvolují největší diference mezi jedním a druhým nosníkem. Jednotlivá zatížení jsou vynásobena příslušným koeficientem na příslušné části konstrukce. Největší navýšení proměnného zatížení nastává v případě posouvající síly od tramvajové dopravy v oblasti nad vnitřní podporou, a to dle

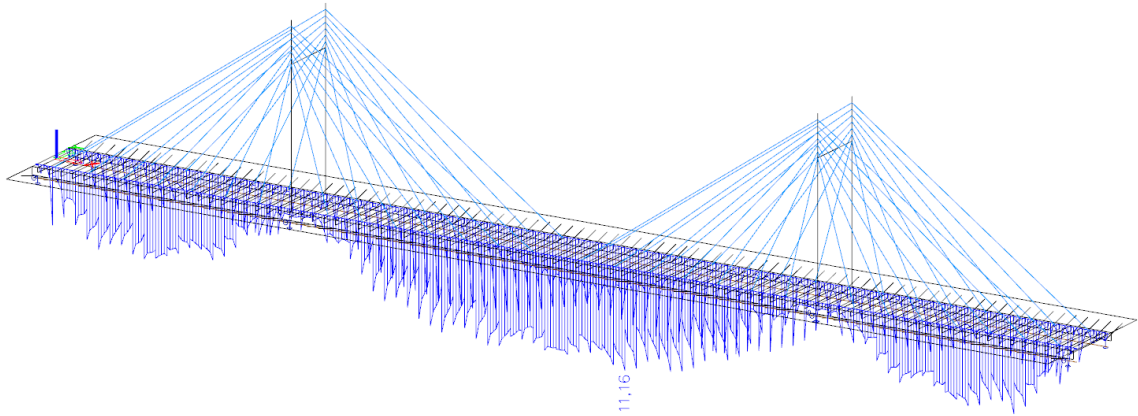
tab. 12 je koeficient o velikosti 0,65. V rámci prutového modelu je vymodelována celá prefabrikovaná část mostovky zahrnující oba nosníky. Vzhledem k tomu, že se proměnné zatížení na mostovku umístí v plné výši, stačí, aby bylo zvýšeno na 130% své původní velikosti.

Tabulka 12 - Koeficienty příčného roznosu od zatížení dopravou

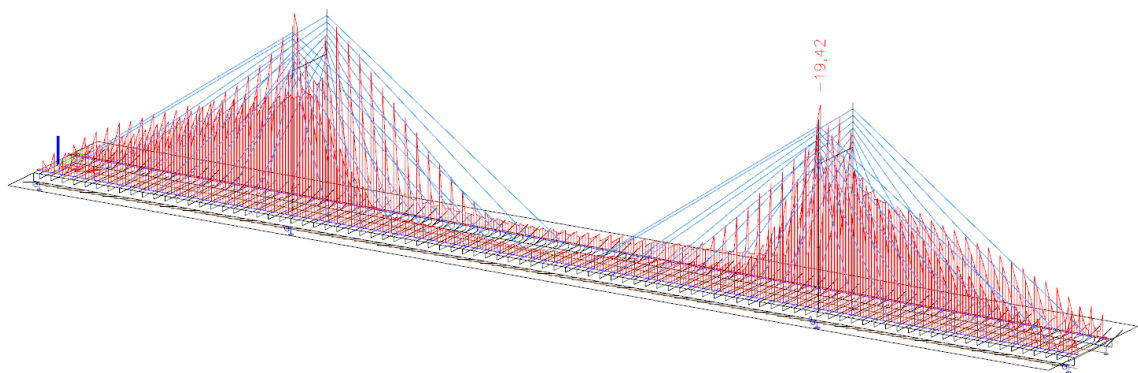
Veličina	Zatížení	Řez	T1	T2	Celkem
Účinky zatížení					
My	LM1 TS	kr. pole	8,31	5,83	14,14
		podpěra	12,63	9,12	21,75
		hl. pole	11,16	9,6	20,76
	TRAM	kr. pole	9,93	6,81	16,74
		podpěra	19,42	16,7	36,12
		hl. pole	17,17	16,29	33,46
Vz	LM1 TS	podpěra	47,48	36,13	83,61
	TRAM	podpěra	31,13	16,99	48,12
Koeficient příčného roznosu					
My	LM1 TS	kr. pole	0,59	0,41	1
		podpěra	0,58	0,42	1
		hl. pole	0,54	0,46	1
	TRAM	kr. pole	0,59	0,41	1
		podpěra	0,54	0,46	1
		hl. pole	0,51	0,49	1
Vz	LM1 TS	podpěra	0,57	0,43	1
	TRAM	podpěra	0,65	0,35	1



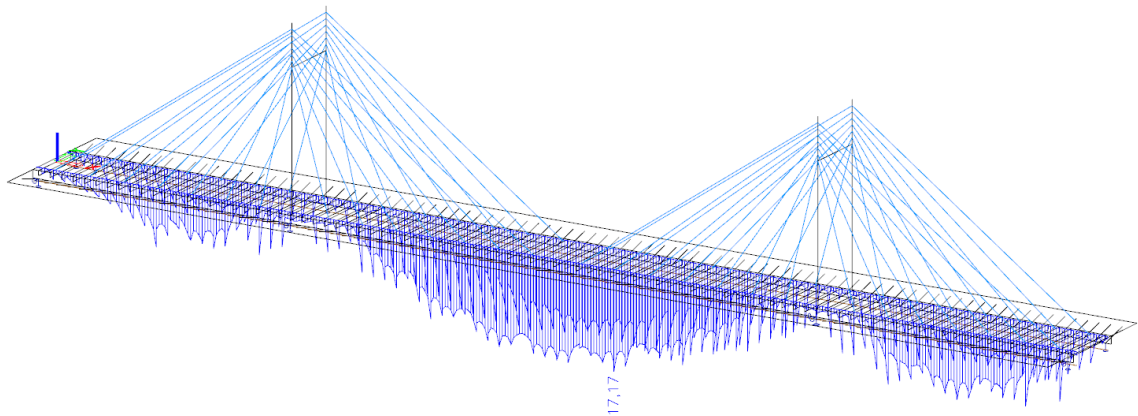
Obrázek 70 - Extrémní ohybový moment nad podporou – LM1 TS



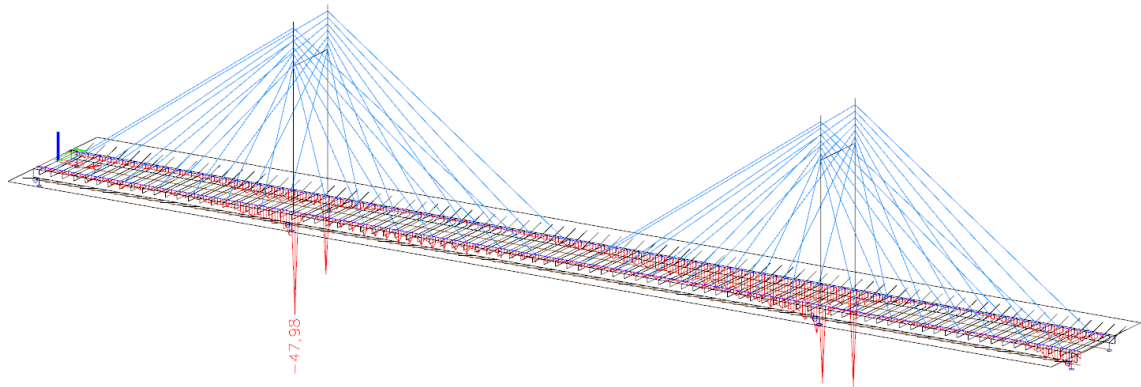
Obrázek 71 - Extrémní ohybový moment v poli – LM1 TS



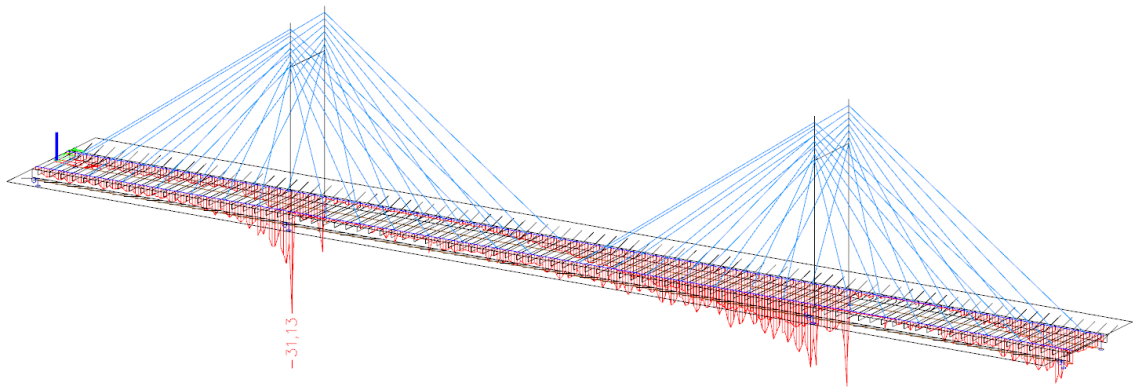
Obrázek 72 - Extrémní ohybový moment nad podporou – TRAM



Obrázek 73 - Extrémní ohybový moment v poli – TRAM



Obrázek 74 - Extrémní posouvající síla nad podporou – LM1 TS



Obrázek 75 - Extrémní posouvající síla nad podporou – TRAM

3.5.3 Prutový 2D model

Jak již bylo zmíněno výše, dalším krokem návrhu mostu je prutový 2D model. Ve 2D prostředí byl nejprve vytvořen model konstrukce ve finálním stavu. Prut byl vytvořen za pomoci plné velikosti průřezu prefabrikovaného segmentu bez příčníků (obr. 41a).

3.5.3.1 Návrh zavěšení

Prvním využitím vyrobeného modelu bylo vyladění zavěšení pro eliminaci průhybů. Závěsy jsou modelovány jako 1D prvky o průměru odpovídajícím počtu lan v kabelu. Závěsy jsou poté napínány ochlazením. Pro eliminaci protažení závěsů vlivem zatížení jsou lana rovnoměrně ochlazená po celé délce a tím zkrácena. Poměrné podélné přetvoření závěsů je počítáno ze vztahu:

$$\Delta l = \alpha \cdot l_0 \cdot \Delta T$$

$$l - l_0 = \alpha \cdot l_0 \cdot \Delta T$$

$$\Delta T = \frac{1}{\alpha} \cdot \left(\frac{l}{l_0} - 1 \right)$$

kde:

- l je finální délka závěsu po přetvoření,
 l_0 je počáteční délka závěsu,
 α je koeficient délkové teplotní roztažnosti [K^{-1}], $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$,
 ΔT je změna teploty [K],

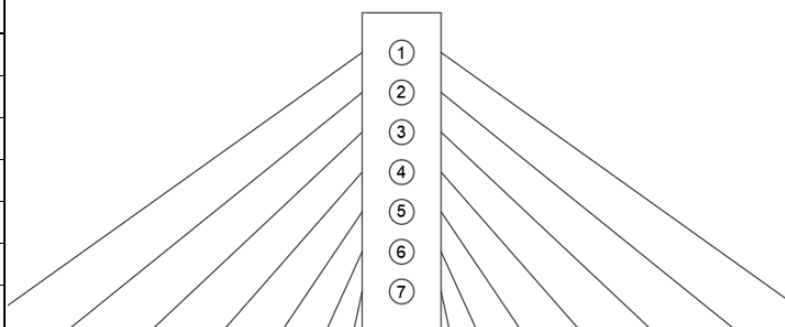
Ladění jednotlivých závěsů probíhalo následujícím postupem. Pro startovní bod byly závěsy navrženy na stálé zatížení přičítající se s každým dalším 6 m dlouhým kusem mostovky. Dle kapitoly 3.2.1 je zatížení od 6 m dílce s ostatním stálým zatížením 2927,142 kN. Dle geometrie jednotlivých závěsů a maximálního napětí v závěsu jsou vypočítány prvotní průměry průřezu. Hodnoty v tabulce jsou počítány pro dvojnásobný závěs, vzhledem k tomu, že v modelu je modelována pouze jedna závěsná rovina, namísto dvou.

Tabulka 13 - Návrh průměrů závěsů

	Výška pylonu [m]	Délka mostovky [m]	Úhel od mostovky [°]	Tíha 3 segmentů [kN]	N v závěsu [kN]	Max napětí v závěsu [MPa]	Plocha závěsu [mm ²]	Plocha lana [mm ²]	Počet lan	Průměr závěsu [mm]
Závěs 1	29	42	34,624	2927,142	5151,689	837	6154,945	150	42	90
Závěs 2	28	36	37,875	2927,142	4767,793	837	5696,288	150	38	86
Závěs 3	27	30	41,987	2927,142	4375,630	837	5227,754	150	35	82
Závěs 4	26	24	47,291	2927,142	3983,571	837	4759,345	150	32	79
Závěs 5	25	18	54,246	2927,142	3606,923	837	4309,347	150	29	75
Závěs 6	24	12	63,435	2927,142	3272,644	837	3909,969	150	27	72
Závěs 7	23	6	75,379	2927,142	3025,103	837	3614,221	150	25	70

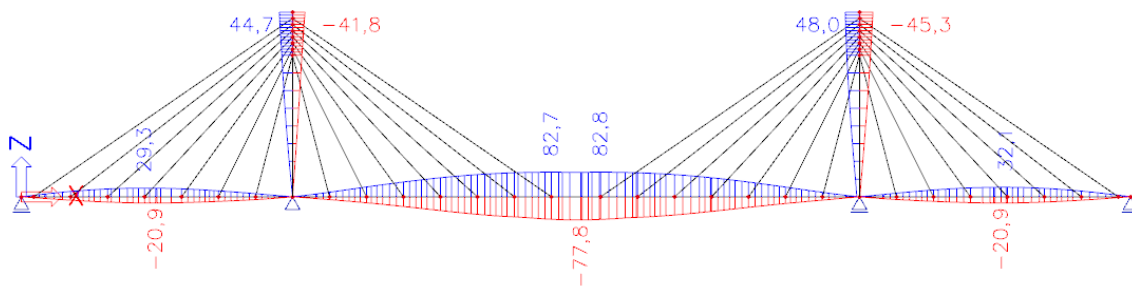
Nadále se iteračně doladily průměry a předepnutí závěsů pro co možná největší vykompenzování průhybů na konstrukci od kvazistálé kombinace MSP. Finální skutečný počet lan v jednotlivých závěsech pro jeden pylon je následující:

Číslo závěsu	Počet lan
1	29
2	28
3	26
4	25
5	23
6	22
7	21

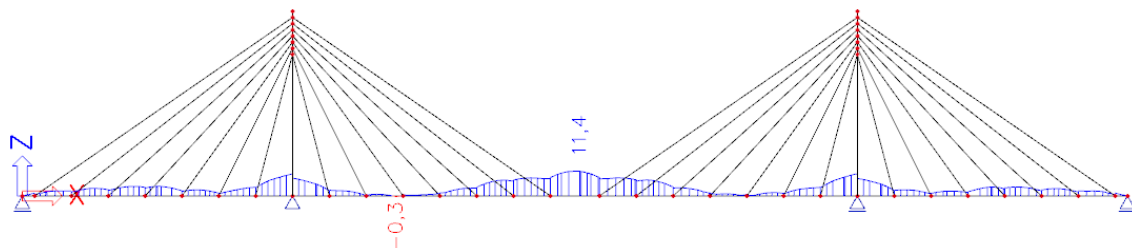


Obrázek 76 - Počet lan v jednotlivých závěsech

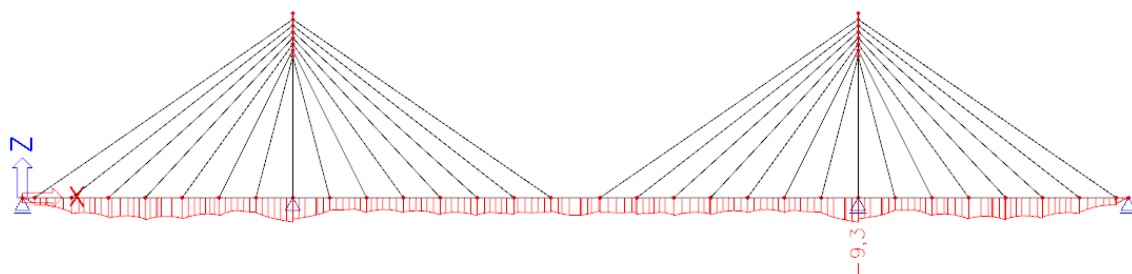
Finální stav zavěšení zaručil snížení průhybů ve všech polích a na pylonech na vyhovující hodnoty. Průhyby a napětí na konstrukci se zavěšením vypadají následovně:



Obrázek 77 - Průhyb konstrukce (bez předpětí)



Obrázek 78 - Max. tahové napětí na konstrukci (bez předpětí)

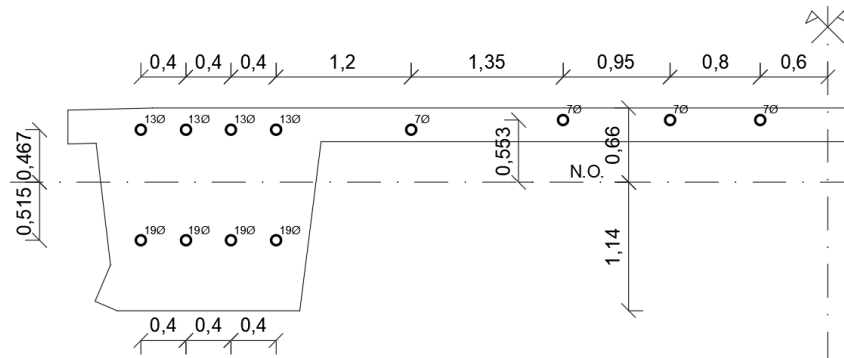


Obrázek 79 - Max. tlakové napětí na konstrukci (bez předpětí)

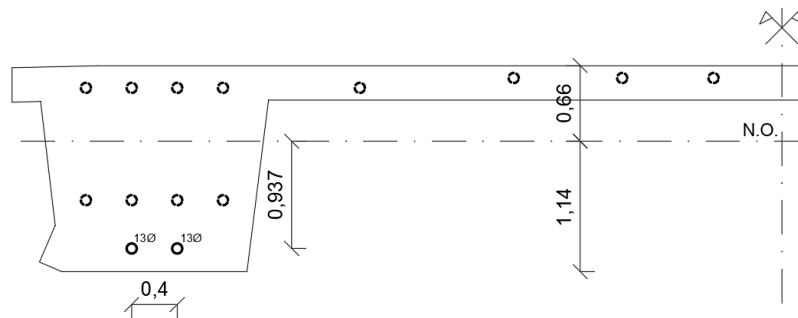
3.5.3.2 Návrh podélného předpětí

S průhybem vyhovujícím jen od zavěšení je dostačující předpětí centrické. Krom předpínacích kabelů vedených po celé délce konstrukce, jsou na konstrukci dodatečné předpínací kabely v místech extrémního tahového napětí. Extrémní tahové napětí se objevovalo v místě spodních vláken v oblasti nad podporou a v mezilehlém poli.

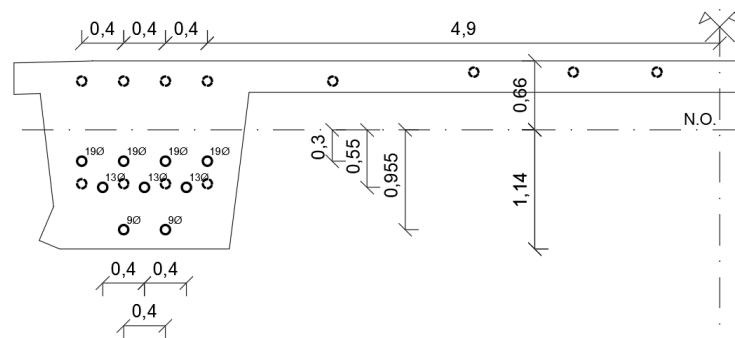
Finální stav počtu a umístění navržených předpínacích lan je zřejmý na obr. 80. Uvedené rozmístění a počty lan v jednotlivých kabelech vyvozují centrické předpětí na konstrukci. V obr. 81 a obr. 82 jsou uvedeny počty lan a umístění předpínacích kabelů eliminující dodatečné extrémní tahové napětí.



Obrázek 80 - Předpětí – Délka konstrukce

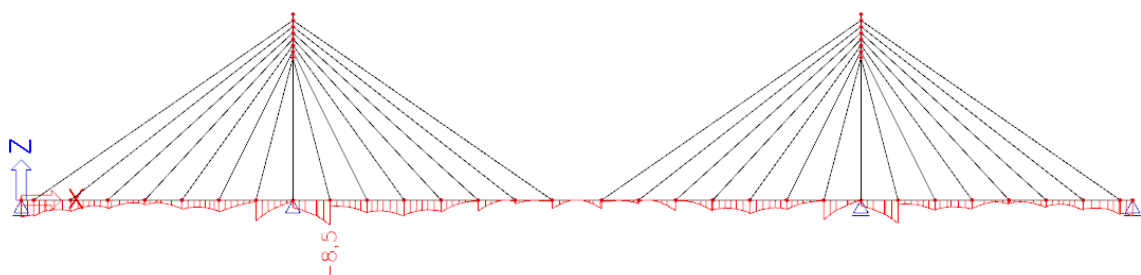


Obrázek 81 - Předpětí – Nadpodporový průřez

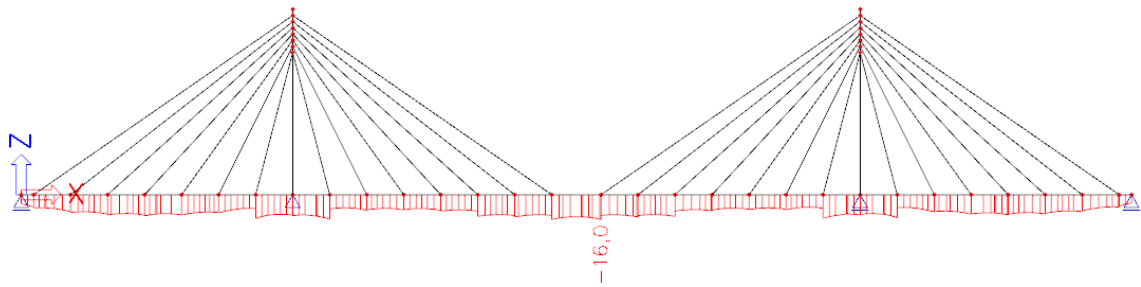


Obrázek 82 - Předpětí – Průřez v poli

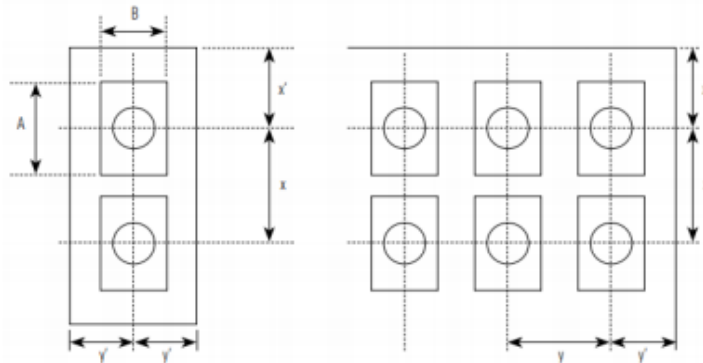
Po zavedení předpětí do konstrukce se dříve nevyhovující napětí na konstrukci stává již vyhovujícím, splňujícím podmínku dekomprese v nejvíce nepříznivé charakteristické kombinaci zatížení.



Obrázek 83 - Max. tahové napětí na konstrukci (s předpětím)



Obrázek 84 - Max. tlakové napětí na konstrukci (s předpětím)



Obrázek 85 - Prostorové uspořádání kotev příčného předpětí

U kotev podélného předpětí je nutné zajistit minimální rozestupy jak ve svislém, tak ve vodorovném směru. Rozestupy jsou počítány následovně:

$$x \geq A + 30$$

$$x' \geq 0,5 \cdot x + c_{nom,p} - 10$$

$$y \geq B + 30$$

$$y' \geq 0,5 \cdot y + c_{nom,p} - 10$$

, kde:

- A svislý rozměr kotvy,
- B vodorovný rozměr kotvy.

Tabulka 14 - Rozměry kotev podélného předpětí [39]

Typ kotvy:	A [mm]:	B [mm]:	x [mm]:	x' [mm]:	y [mm]:	y' [mm]:
7C15	180	150	210	145	180	130
13C15	250	210	280	180	240	160
19C15	300	250	330	205	280	180

3.5.4 Model fázové výstavby

V rámci posledního modelu byl předešlý model převeden do prostředí umožňující časově závislou analýzu (TDA). V tomto modelu byla konstrukce rozdělena na jednotlivé důležité fáze výstavby. Vzhledem k tomu, že budou během výstavby závěsná lana postupně rektifikována, průhyby během výstavby konstrukce budou prakticky nulové. Časově závislá analýza je tedy potřebná hlavně pro získání hodnot dlouhodobých ztrát předpětí mezi časem uvedení do provozu a koncem životnosti. Hlavní nosná část mostovky je tvořena z prefabrikovaných dílců, tudíž ani dotvarování během výstavby nebude vytvářet značné rozdíly v působení konstrukce. Z toho důvodu je konstrukce rozdělena pouze na 5 fází výstavby, a to na zavěšení základní nosné konstrukce, dobetonování krajních konzol mostovky, ostatní stálé zatížení + předpětí, uvedení do provozu a konec životnosti. Konstrukce bude sledována ve dvou hlavních fázích, a to v čase uvedení do provozu a na konci životnosti. V rámci výstavby je rektifikací zajištěn minimální průhyb konstrukce a během celé výstavby je v potřebných časech zajištěna podmínka dekomprese.

3.5.4.1 Ztráty předpětí

Dlouhodobé ztráty zavěšení jsou vypočítány ručně, jelikož se jedná pouze o vcelku malé protažení závěsů. V rámci skutečného mostu by bylo navrženo opatření rektifikace závěsů v případě, kdy se průhyb konstrukce změní o více než 5 cm (nebo jiný limitní rozdíl). Z výpočtu níže vycházejí ztráty napětí v závěsných lanech, které jsou v zadaných časech uvedeny na konstrukci jako ohřátí závěsů. Finální čas, kdy nárůst průhybu dosáhl 50 mm nastal v čase 40 let po uvedení do provozu. Tím pádem by byl předpoklad nutné rektifikace závěsů v okolí tohoto času. Průhyb na celé délce mostovky vyhovuje i v případě takto navýšeného průhybu.

$$\Delta\sigma_{p,relax} = \sigma_{pm0} \cdot 0,66 \cdot 2,5 \cdot e^{9,1 \cdot \frac{\sigma_{pm0}}{f_{pk}}} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{pm0}}{f_{pk}} \right)} \cdot 10^{-5}$$

$$\Delta T = \frac{\sigma}{E \cdot \alpha}$$

Tabulka 15 - Závislost času na ztrátě napětí v závěsu.

Fáze výstavby:	Čas [hod]	$\Delta\sigma_{p,relax}$ [MPa]	ΔT [K]
Uvedení do provozu - 0 let	0	0,00	0,0
5 let	43800	3,94	16,8
10 let	87600	5,25	22,4
20 let	175200	6,98	29,8
30 let	262800	8,26	35,3
40 let	350400	9,30	39,7
50 let	438000	10,19	43,6
60 let	525600	10,99	47,0
70 let	613200	11,71	50,0
80 let	700800	12,37	52,9
90 let	788400	12,99	55,5
Konec životnosti - 100 let	876000	13,57	58,0

Maximální hodnoty ztrát zavěšení jsou zavedeny do konstrukce s předpětím, na které jsou poté pomocí časově závislé analýzy vyšetřeny krátkodobé a dlouhodobé ztráty. Uvažované ztráty v rámci časově závislé analýzy výpočetního programu SCIA jsou:

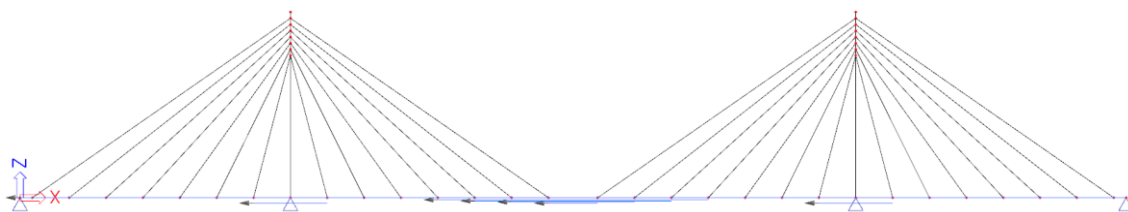
Krátkodobé ztráty:

- Pokluz v kotvě
- Okamžité pružné přetvoření betonu
- Krátkodobá relaxace
- Tření mezi kabelem a kabelovým kanálkem
- Postupným předpínáním

Dlouhodobé ztráty:

- Relaxací oceli
- Smrštěním a dotvarováním betonu (minimální vzhledem k použití prefabrikovaných segmentů)

Na základě ztrát předpětí vyhodnocených z TDA bylo zjištěno nutné navýšení předpětí o 10 %. Společně s dodatečnou ztrátou napětí v závěsech bylo ve finále nutné navýšit množství předpětí o cca 20 %. Finální počet a rozdělení předpínacích lan lze vidět na, dříve uvedených, obr. 80 – obr. 82.



Obrázek 86 - Finální předpětí – Podélný řez

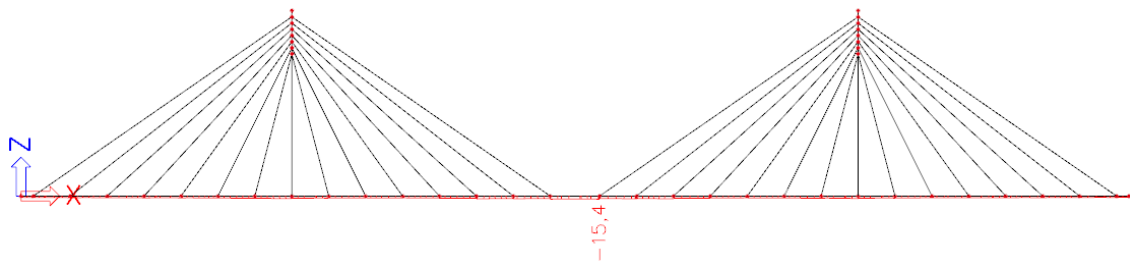
3.6 Posouzení MSP

3.6.1 Mezní stav omezení napětí v betonu

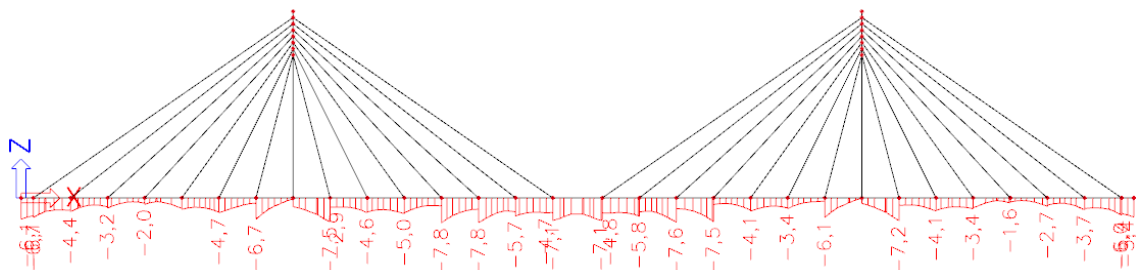
V nejnepríznivějších kombinacích uvedených výše budou sledovány hodnoty napětí od nejnepríznivějších možných poloh soustředěných sil pohyblivého zatížení. Mezní stavy použitelnosti jsou definovány dle ČSN EN 1992-1-1 [42].

V betonové konstrukci může dojít ke vzniku trhlin v případě, kdy napětí překročí kritickou hodnotu při charakteristické kombinaci. Pro zabránění vzniku podélných trhlin je doporučeno omezení maximálního napětí v betonu na hodnotu $0,6f_{c,k}$. Na nosnou část konstrukce je použit beton C40/50, limitní hodnota napětí v tlaku je tedy (dle kapitoly 3.1.1) 24 MPa. Pro předpoklad lineárního dotvarování konstrukce je nutné omezit napětí v betonu při kvazistálé kombinaci na hodnotu $0,45f_{c,k}$, což v případě navrhované konstrukce odpovídá hodnotě 18 MPa. Pro vyloučení tahových trhlin je běžně potřebné vyloučení překročení limitních hodnot tahových napětí. Vzhledem k tomu, že se ale jedná o most montovaný z prefabrikovaných segmentů, je nutné splnění podmínky dekomprese při charakteristické kombinaci zatížení. Dekomprese popisuje stav, při kterém se po celé délce na konstrukci objevuje pouze tlakové napětí, hlavně v místě mezi jednotlivými segmenty.

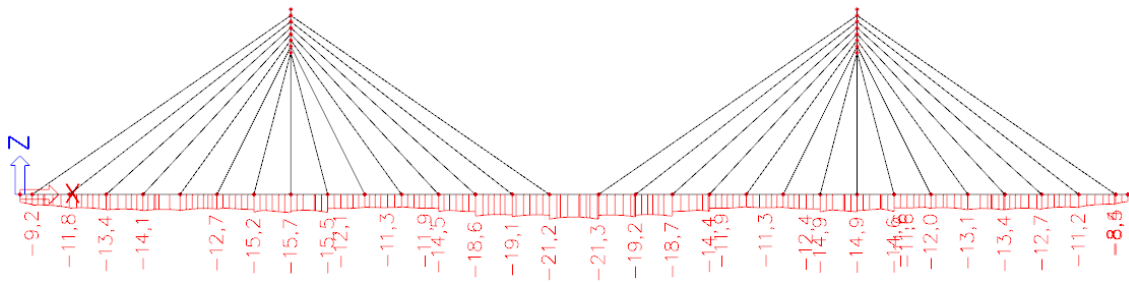
Výpočty napětí byly provedeny dle předešlých kapitol v programu SCIA. Finální průběhy napětí po konstrukci v rozhodujících fázích výstavby vypadají následovně:



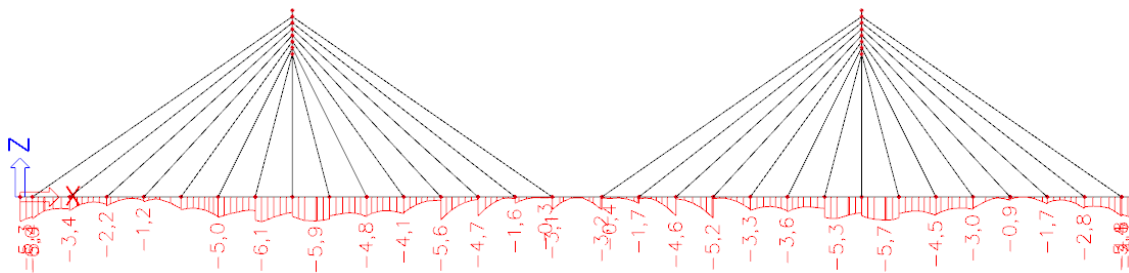
Obrázek 87 - Minimální normálové napětí na konstrukci (finální předpětí) - Kvazi-stálá kombinace



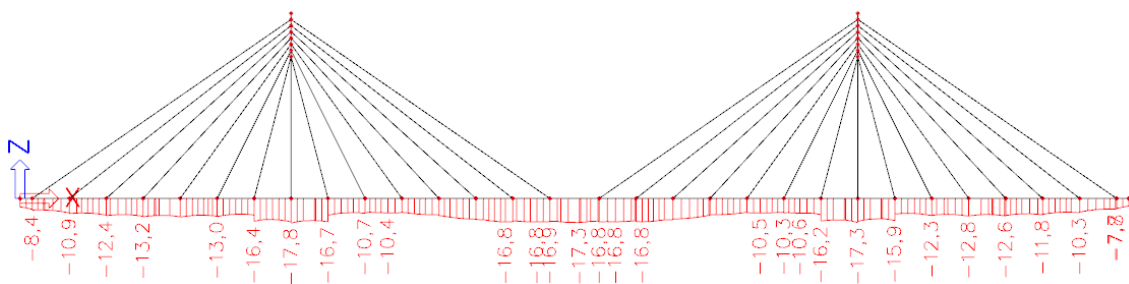
Obrázek 88 – Maximální normálové napětí na konstrukci (finální předpětí) - Uvedení do provozu



Obrázek 89 – Minimální normálové napětí na konstrukci (finální předpětí) – Uvedení do provozu



Obrázek 90 – Maximální normálové napětí na konstrukci (finální předpětí) - Konec životnosti



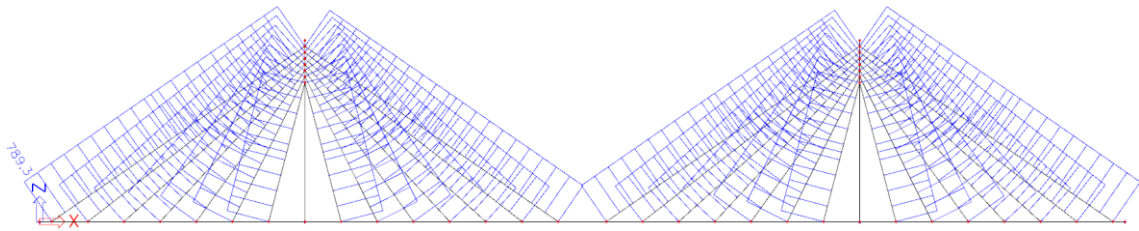
Obrázek 91 – Minimální normálové napětí na konstrukci (finální předpětí) – Konec životnosti

Z průběhů napětí výše lze zhodnotit konstrukci vyhovující z hlediska MSP. V žádné z kombinací není překročena limitní hodnota tlakového napětí v betonu, s tím že se vždy jedná o tlakové napětí a tím je splněna i podmínka dekomprese.

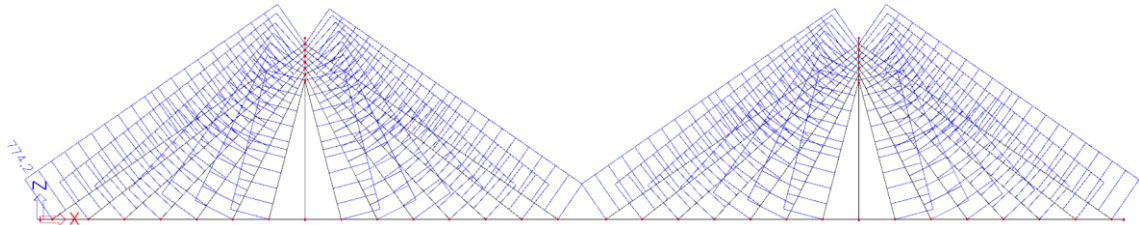
3.6.2 Mezní stav omezení napětí v závěsech

Dle ČSN EN 1993-1-11 [43] je napětí závěsných lan při charakteristické kombinaci omezeno na hodnotou $0,45 f_p$, aby nedocházelo k nadměrnému namáhání únavou. Takto zjednodušené posouzení je možné, v případě, kdy je rozkmit napětí v závěsech od proměnného zatížení menší než 50 MPa. Jelikož je tento požadavek v případě navrhované konstrukce splněn, stačí posoudit konstrukci na maximální přijatelnou hodnotu napětí. Limitní hodnota napětí je:

$$\sigma_{lim} = 0,45 \cdot f_{pk} = 0,45 \cdot 1860 = 837 \text{ MPa}$$



Obrázek 92 - Napětí v závěsech – Uvedení do provozu



Obrázek 93 - Napětí v závěsech – Konec životnosti

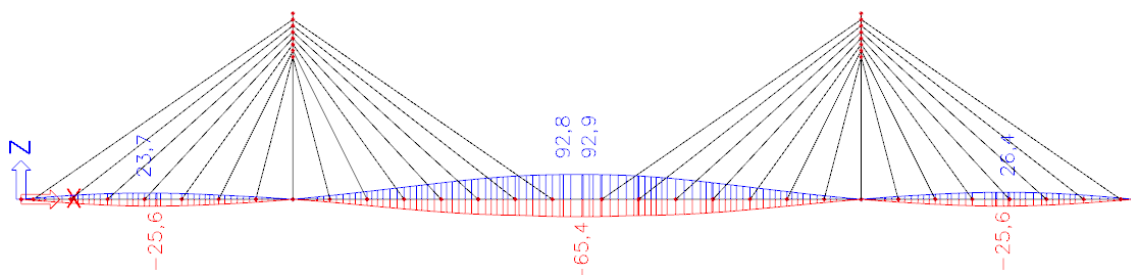
Z průběhů napětí v závěsech výše je zřejmé, že napětí v žádné fázi provozu nepřekročí dříve určenou limitní hodnotu. Tímto je požadavek na omezení napětí závěsných lan splněn.

3.6.3 Mezní stav přetvoření mostovky

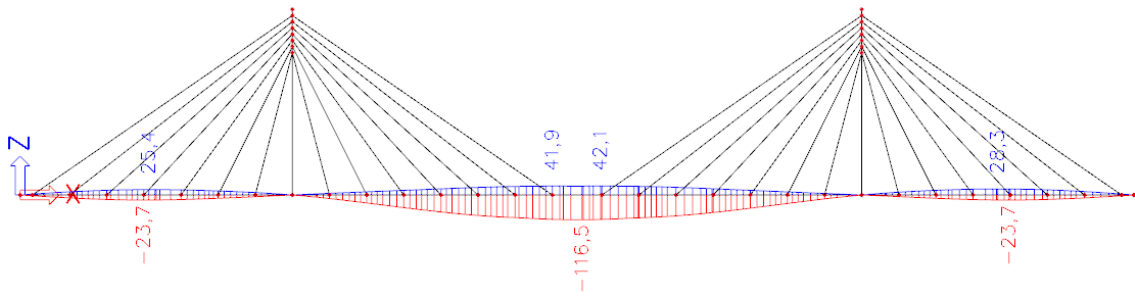
Dle ČSN 73 6214 jsou limitní hodnoty průhybů mostních konstrukcí stanoveny dle tab. 16. Průhyby jsou posuzovány pro nejnepříznivější kombinaci ve všech fázích provozu. [43]

Tabulka 16 - Přípustné hodnoty průhybů [43]

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	$L/600$



Obrázek 94 – Průhyb na konstrukci – Uvedení do provozu



Obrázek 95 - Průhyb na konstrukci – Konec životnosti

$$f_{lim} = \frac{L}{600} = \frac{92}{600} = 0,153 \text{ m} = 153 \text{ mm}$$

$$u_z \leq f_{lim}$$

$$116,5 \text{ mm} \leq 153 \text{ mm}$$

Podmínka maximálního průhybu konstrukce vyhovuje.

3.6.4 Ověření hlavních napětí v betonu

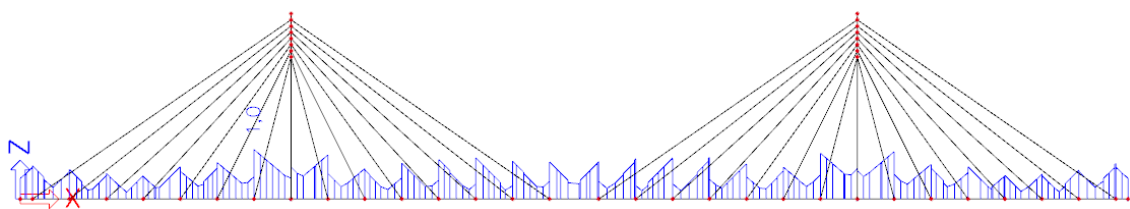
Ověření hlavních napětí je použito pro omezení vzniku smykových trhlin a případně pro návrh potřebné smykové výztuže. Ověření proběhne dle ČSN EN 1992-2 [44]. Vliv betonářské výztuže není v rámci ověření uvažován.

Směrově závislá pevnost betonu v tahu f_{ctb} je stanovena dle následujícího vztahu:

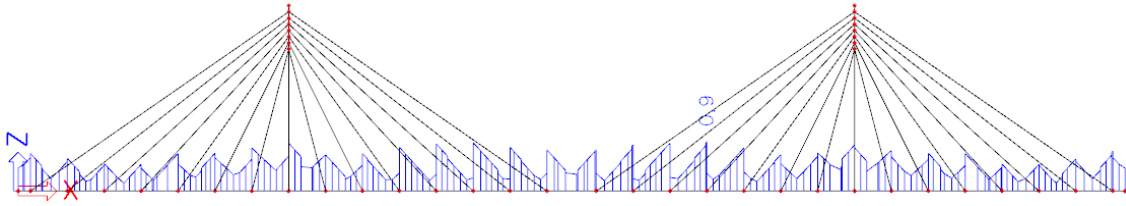
$$f_{ctb} = \left(1 - 0,8 \frac{\sigma_3}{f_{ck}}\right) f_{ctk,0,05} = \left(1 - 0,8 \cdot \frac{24}{40}\right) \cdot 2,5 = 1,3 \text{ MPa}$$

, kde je hlavní tahové napětí σ_3 pro předběžné posouzení odhadnuto jako:

$$\sigma_3 = 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 40 = 24 \text{ MPa}$$



Obrázek 96 - Obálka hlavních napětí – Uvedení do provozu



Obrázek 97 - Obálka hlavních napětí – Konec životnosti

Z průběhu napětí výše je vidět, že maximální hodnota hlavních napětí v čase uvedení do provozu je 1,0 MPa a 0,9 MPa na konci životnosti. Vzhledem k tomu, že v obou případech hodnota na konstrukci nepřekračuje směrově závislou pevnost betonu, je podle normy možné, navrhnout pouze minimální podélnou výztuž. V takovém návrhu není nutný výpočet ani ověření šířky trhlin.

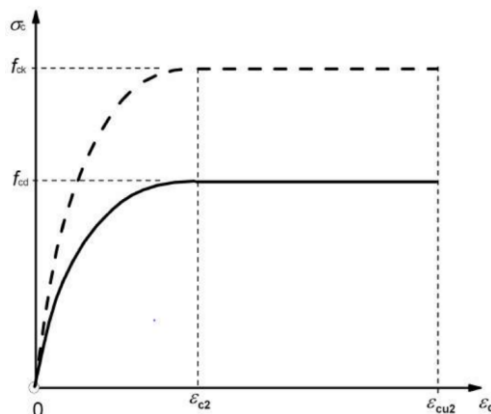
3.7 Posouzení MSÚ

Vzhledem k tomu, že se jedná o segmentovou konstrukci, kde neprochází betonářská výztuž mezi jednotlivými segmenty, vstupují do výpočtu pouze síly v betonu, závěsech a předpínací výztuži.

3.7.1 Ohyb s normálovou silou

Pro posouzení jsou uvažovány následující předpoklady:

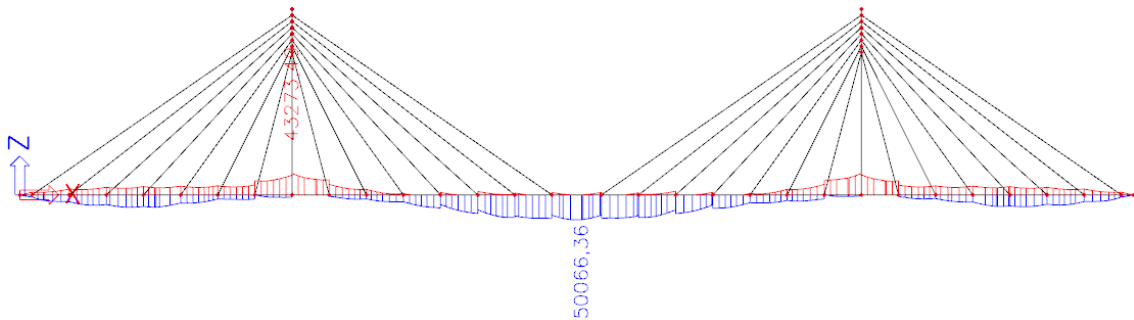
- Beton nepůsobí v tahu, tahová pevnost betonu je zanedbána.
- Je zajištěna dokonalá soudržnost betonu s betonářskou a předpínací výztuží. Poměrné přetvoření výztuže v tahu a v tlaku je identické poměrnému přetvoření betonu.
- Platí Bernoulli-Navierova hypotéza, podle které rovinné průřezy zůstávají rovinné.
- Tlakové napětí betonu je určeno pomocí pracovního diagramu na obr. 98. Hodnota mezního poměrného přetvoření betonu je uvažována $\varepsilon_{cu} = 2,0\%$. [42]



Obrázek 98 – Parabolicko-rektangulární pracovní diagram pro beton namáhaný tlakem [43]

- Tlaková pevnost oceli uvažována nulová.

Konstrukce je posouzena ve třech průřezech, a to v místě nad podporou, uprostřed hlavního pole a v místě největšího ohybového momentu, kde zároveň nejsou umístěny dodatečné předpínací kabely. Finálními průřezy jsou tedy průřez 04 v krajním poli ($x=22$ m), průřez 10 nad podporou ($x=44$ m) a průřez 15 v hlavním poli ($x=90$ m).



Obrázek 99 - Obálka extrémních ohybových momentů M_y [kNm] – 6.10b

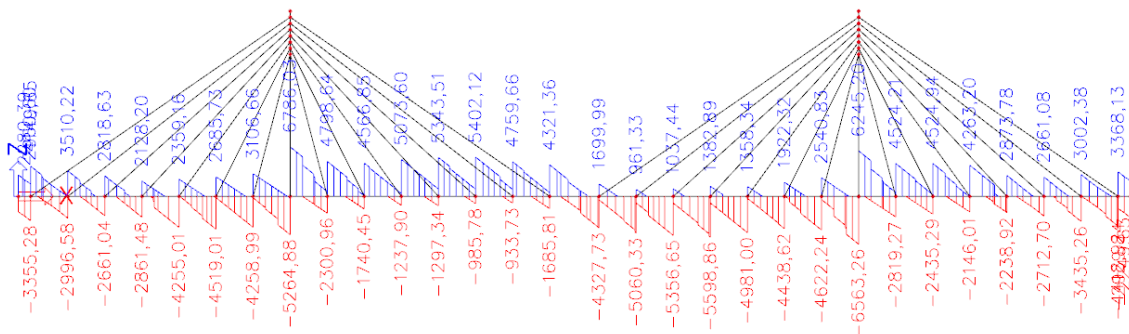
MSÚ - OHYB S NORMÁLOVOU SILOU - ŘEZ: 04 - KRAJNÍ POLE ($x = 22$ m)			
PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ:			
Plocha lana	$A_{p,s,1} =$	150	mm ²
Počet lan v průřezu	$n =$	312	ks
Plocha předpínací výztuže	$A_p = A_{p,s,1} * n =$	46800	mm ²
Návrhová hodnota napětí v kabelech (se ztrátami)	$f_{pd} =$	1272,52	MPa
Modul pružnosti	$E_p =$	195	GPa
Vzdálenost od těžiště k horním vláknům	$e_{p,h} =$	659,5	mm
Vzdálenost od těžiště k dolním vláknům	$e_{p,d} =$	1140,5	mm
BETON:			
Vzdálenost od těžiště k horním vláknům	$e_h =$	659,5	mm
Vzdálenost od těžiště k dolním vláknům	$e_d =$	1140,5	mm
Šířka posuzovaného průřezu	$b =$	10080	mm
Návrhová pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} =$	24	MPa
Sečnový modul pružnosti	$E_{cm} =$	35000	MPa
Výška průřezu	$h =$	1800	mm
MOMENT ÚNOSNOSTI:			
Návrhový moment	$M_{Ed} =$	25,061	MNm
Síla v předpínací výztuži	$N_{p,d} = A_p * f_{pd} =$	59553,936	kN
Síla v betonu	$N_{c,d} = f_{cd} * b * x' =$	59553,936	kN
Výška tlačené oblasti	$x' = N_{p,d} / (f_{cd} * b) =$	246,172	mm
Redukovaná výška tlačené oblasti	$x = 0,8 * x' =$	196,938	mm
Rameno vnitřních sil	$z = h - e_{p,d} - x/2 =$	561,031	mm
Návrhová hodnota momentu únosnosti	$M_{Rd} = N_{c,d} * z =$	33,412	MNm
$M_{Rd} = 33,412$ MNm	>	$M_{Ed} = 25,061$ MNm	VYHOVUJE

MSÚ - OHYB S NORMÁLOVOU SILOU - ŘEZ: 10 - NAD PODPOROU (x = 44 m)			
<u>PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ:</u>			
Plocha lana	$A_{p,s,1} =$	150	mm ²
Počet lan v průřezu	$n =$	312	ks
Počet lan v příložkách	$n_{př} =$	56	ks
Plocha předpínací výztuže	$A_p = A_{p,s,1} * n =$	46800	mm ²
Plocha příložek	$A_{př} = A_{p,s,1} * n_{př} =$	8400	mm ²
Návrhová hodnota napětí v laně (se ztrátami)	$f_{pd} =$	1272,52	MPa
Modul pružnosti	$E_p =$	195	GPa
Vzdálenost od těžiště k horním vláknům	$e_{p,h} =$	659,5	mm
Vzdálenost od těžiště k dolním vláknům	$e_{p,d} =$	1140,5	mm
Vzdálenost od těžiště příložek k horním vláknům	$e_{př,h} =$	1530	mm
Vzdálenost od těžiště příložek k dolním vláknům	$e_{př,d} =$	270	mm
<u>BETON:</u>			
Vzdálenost od těžiště k horním vláknům	$e_h =$	659,5	mm
Vzdálenost od těžiště k dolním vláknům	$e_d =$	1140,5	mm
Šířka posuzovaného průřezu	$b =$	6680	mm
Návrhová pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} =$	24	MPa
Sečnový modul pružnosti	$E_{cm} =$	35000	MPa
Výška průřezu	$h =$	1800	mm
<u>MOMENT ÚNOSNOSTI:</u>			
Návrhový moment	$M_{Ed} =$	43,273	MNm
Síla v předpínací výztuži	$N_{p,d} = A_p * f_{pd} =$	59553,936	kN
	$N_{př,d} = A_{př} * f_{pd} =$	10689,168	kN
Celkem síla v předpětí	$N_{p,př} = N_{p,d} + N_{př,d} =$	70243,104	kN
Síla v betonu	$N_{c,d} = f_{cd} * b * x' =$	70243,104	kN
Výška tlačené oblasti	$x' = (N_{p,př,d}) / (f_{cd} * b) =$	438,143	mm
Redukovaná výška tlačené oblasti	$x = 0,8 * x' =$	350,514	mm
Rameno vnitřních sil	$z = h - e_{p,d} - x/2 =$	484,243	mm
	$z_{př} = h - e_{př,d} - x/2 =$	1354,743	mm
Návrhová hodnota momentu únosnosti	$M_{Rd} = N_{p,d} * z + N_{př,d} * z =$	43,320	MNm
$M_{Rd} = 43,320$ MNm	>	$M_{Ed} = 43,273$ MNm	VYHOVUJE

MSÚ - OHYB S NORMÁLOVOU SILOU - ŘEZ: 15 - HLAVNÍ POLE (x = 90 m)			
<u>PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ:</u>			
Plocha lana	$A_{p,s,1} =$	150	mm ²
Počet lan v průřezu	$n =$	312	ks
Počet lan v příložkách	$n_{př} =$	268	ks
Plocha předpínací výztuže	$A_p = A_{p,s,1} * n =$	46800	mm ²
Plocha příložek	$A_{př} = A_{p,s,1} * n_{př} =$	40200	mm ²
Návrhová hodnota napětí v laně (se ztrátami)	$f_{pd} =$	1272,52	MPa
Modul pružnosti	$E_p =$	195	GPa
Vzdálenost od těžiště k horním vláknům	$e_{p,h} =$	659,5	mm
Vzdálenost od těžiště k dolním vláknům	$e_{p,d} =$	1140,5	mm
Vzdálenost od těžiště příložek k horním vláknům	$e_{př,h} =$	1164	mm
Vzdálenost od těžiště příložek k dolním vláknům	$e_{př,d} =$	636	mm
<u>BETON:</u>			
Vzdálenost od těžiště k horním vláknům	$e_h =$	659,5	mm
Vzdálenost od těžiště k dolním vláknům	$e_d =$	1140,5	mm
Šířka posuzovaného průřezu	$b =$	13000	mm
Návrhová pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} =$	24	MPa
Sečnový modul pružnosti	$E_{cm} =$	35000	MPa
Výška průřezu	$h =$	1800	mm
<u>MOMENT ÚNOSNOSTI:</u>			
Návrhový moment	$M_{Ed} =$	50,066	MNm
Síla v předpínací výztuži	$N_{p,d} = A_p * f_{pd} =$	59553,936	kN
	$N_{př,d} = A_{př} * f_{pd} =$	51155,304	kN
Celkem síla v předpětí	$N_{p,př} = N_{p,d} + N_{př,d} =$	110709,24	kN
Síla v betonu	$N_{c,d} = f_{cd} * b * x' =$	110709,24	kN
Výška tlačené oblasti	$x' = (N_{p,př,d}) / (f_{cd} * b) =$	354,837	mm
Redukovaná výška tlačené oblasti	$x = 0,8 * x' =$	283,870	mm
Rameno vnitřních sil	$z = h - e_{p,d} - x/2 =$	517,565	mm
	$z_{př} = h - e_{př,d} - x/2 =$	1022,065	mm
Návrhová hodnota momentu únosnosti	$M_{Rd} = N_{p,d} * z + N_{př,d} * z =$	83,107	MNm
$M_{Rd} = 83,107$ MNm	>	$M_{Ed} = 50,066$ MNm	VYHOVUJE

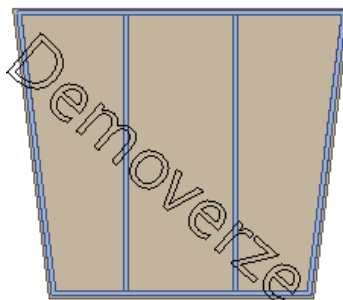
3.7.2 Návrh a posouzení smykové výztuže

Posouzení smyku a návrh smykové výztuže na konstrukci proběhne pomocí programu FIN EC 2022 (beton). V programu je vymodelován průřez hlavního nosníku s navrženou ohybovou konstrukční výztuží a příslušným zatížením. Smyková výztuž je navržena na extrémní posouvající síly na konci životnosti. Vzhledem k zavěšení se lokální maxima na konstrukci vcelku podobají, proto je smyková výztuž navržena pouze na jedno globální maximum na konstrukci, a to na $V_{Ed} = 6786,03$ kN. V programu je posuzován jeden hlavní nosník, tudíž uvažovaná hodnota zatížení je $V_{Ed,1/2} = 3393,015$ kN



Obrázek 100 - Obálka posouvajících sil V_z na KŽ [kN]

V rámci programu byla navržena smyková výztuž v níže uvedené podobě. Výztuž je navržena jako pětistřížná z profilů o průměru 14 mm po 200 mm. Pro správné posouzení průřezu je nutné zachovat maximální vzdálenost svislých prutů výztuže $s = 600$ mm. V programu ovšem nejsou zahrnuty všechny faktory, jako například předpínací výztuž. Z toho důvodu je navržena praktičtější čtyřstřížná smyková výztuž. Pro zachování stejného množství výztuže je snížena rozteč třmínků z 200 mm na 150 mm.



Obrázek 101 - Smyková výztuž – FIN EC

Podrobné posouzení SMYK: MSÚ

Stupeň vyztužení smykovou výztuží - Posouzení svise

$$\rho_w = A_{sw} / b_w / s + A_{sw} / b_w / s = 461,8 / 1\,646 / 200 + 307,9 / 1\,646 / 200 = 0,00234$$

$$\rho_{w,min} = 80 \times \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} = 80 \times \sqrt{40} / 500 = 0,00101$$

$$\rho_{w,min} = 0,00101 \leq \rho_w = 0,00234 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost třmínků } s_{l,max} = 400,0 \text{ mm} \geq 200,0 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost větví třmínků } s_{t,max} = 600,0 \text{ mm} \geq 493,2 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Použit model náhradní příhradoviny

Sklon tlačené diagonály: $\theta = 21,8^\circ$

Plocha obvodových třmínků pro výpočet smykové únosnosti: $A_{sw} = 134,8 \text{ mm}^2$

Únosnost betonu

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,5 = 0,12$$

$$k = \min(1 + \sqrt{(200 / d)}; 2) = \min(1 + \sqrt{(200 / 1\,724)}; 2) = \min(1,341; 2) = 1,341$$

$$\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d); 0,02) = \min(5\,890 / (1\,646 \times 1\,724); 0,02) = \min(0,00208; 0,02) = 0,00208$$

$$v_{min} = 0,035 \times k^{1,5} \times \sqrt{f_{ck}} = 0,035 \times 1,341^{1,5} \times \sqrt{40} = 0,344 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \min(-N_{Ed} / A_c; 0,2 \times f_{cd}) = \min(-(-52\,751) / 3,31 \cdot 10^6; 0,2 \times 26,67) = \min(15,95; 5,333) = 5,333 \text{ MPa}$$

$$V_{Rdc} = (\max(C_{Rd,c} \times k \times \sqrt{(100 \times \rho_l \times f_{ck}); v_{min}}) + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = (\max(0,12 \times 1,341 \times \sqrt{(100 \times 0,00208 \times 40)}; 0,344) + 0,15 \times 5,333) \times 1\,646 \times 1\,724 = 3\,246 \text{ kN}$$

Únosnost smykové výztuže

$$V_{Rds} = A_{sw} / s \times z \times f_{yd} \times \cot \theta + A_{sw} / s \times z \times f_{yd} \times \cot \theta = 461,8 / 200 \times 1\,243 \times 434,8 \times 2,5 + 134,8 / 200 \times 1\,243 \times 434,8 \times 2,5 = 4\,030 \text{ kN}$$

Únosnost tlakové diagonály

$$v_1 = 0,6 \times (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 \times (1 - 40 / 250) = 0,504$$

$$V_{Rdmax} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) = 1 \times 1\,646 \times 1\,243 \times 0,504 \times 26,67 / (2,5 + 0,4) = 9\,485 \text{ kN}$$

Výsledná únosnost

$$V_{Rd} = \max(V_{Rdc}; \min(V_{Rdmax}; V_{Rds})) = \max(3\,246; \min(9\,485; 4\,030)) = \max(3\,246; 4\,030) = 4\,030 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 3\,393 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 4\,030 \text{ kN} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Únosnost průřezu ve smyku Vyhovuje

Využití: 84,2 %

Podrobné posouzení KROUCENÍ: MSÚ

Maximální vzdálenost třmínků $s_{l,max} = 400,0 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$

$$v_1 = 0,6 \times (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 \times (1 - 40 / 250) = 0,504$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 1 \times 40 / 1,5 = 26,67 \text{ MPa}$$

$$V_{Rdmax} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) = 1 \times 1\,646 \times 1\,243 \times 0,504 \times 26,67 / (2,5 + 0,4) = 9\,485 \text{ kN}$$

$$v = 0,6 \times (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 \times (1 - 40 / 250) = 0,504$$

$$t_{ef} = \max(0,125; A / u) = \max(0,125; 3,306 / 7,301) = \max(0,125; 0,453) = 0,453 \text{ m}$$

$$T_{Rdmax} = 2 \times v \times \alpha_{cw} \times f_{cd} \times A_k \times t_{ef} \times \sin \theta \times \cos \theta = 2 \times 0,504 \times 1 \times 26,67 \times 1,86 \times 0,453 \times 0,371 \times 0,928 = 7\,806 \text{ kNm}$$

$$V_{Edt} = T_{Ed} / (2 \times A_k) = 1\,473 / (2 \times 1,86) = 396 \text{ kN}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 434,8 \text{ MPa}$$

$$V_{Rdt} = A_{sw} \times f_{yd} \times \cot \theta / s = 86,56 \times 434,8 \times 2,5 / 0,2 = 470,4 \text{ kN}$$

$$\max(V_{Ed} / V_{Rdmax} + T_{Ed} / T_{Rdmax}; V_{Edt} / V_{Rdt}) < 1$$

$$\max(3\,393 / 9\,485 + 1\,473 / 7\,806; 396 / 470,4) < 1$$

$$0,842 < 1$$

Požadovaná plocha podélné výztuže pro přenesení kroutícího momentu: $A_{sl,sum} = 12\,471 \text{ mm}^2$

$$A_{sl,sum} = T_{Ed} \times \cot(\theta) \times u_k / (2 \times A_k \times f_{yd}) = 1\,473 \times \cot(21,8) \times 5,476 / (2 \times 1,86 \times 434,8) = 12\,471 \text{ mm}^2$$

Plocha podélné výztuže uvažovaná pro přenesení kroutícího momentu: $A_{sl} = 17\,671 \text{ mm}^2$

Únosnost průřezu v kroucení Vyhovuje

Využití: 84,2 %

3.7.3 Návrh a posouzení betonářské výztuže segmentu

V rámci této kapitoly bude navržena a posouzena betonářská výztuž segmentu mostovky. V rámci tvorby modelů byl v jedné z předešlých kapitol vytvořen deskostěnový model, na kterém je sledován příčný roznoš zatížení mezi konzolami, vzpěrami a příčnicí. Samotný model je vytvořen celkem ze 3 segmentů, s celkovou délkou 6 m. Jinými slovy, je vytvořen jeden závěsný segment konstrukce (kapitola 3.5.1).

3.7.3.1 Výztuž hlavních nosníků

Do dvou hlavních nosníků konstrukce je navržena konstrukční betonářská výztuž. Dle ČSN EN 1992-1-1 [42] je navržena minimální plocha betonářské podélné výztuže.

$$A_{s,prov} > A_{s,min}$$

$$A_{s,min} = \max \left\{ 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d; 0,0013 b_t d \right\}$$

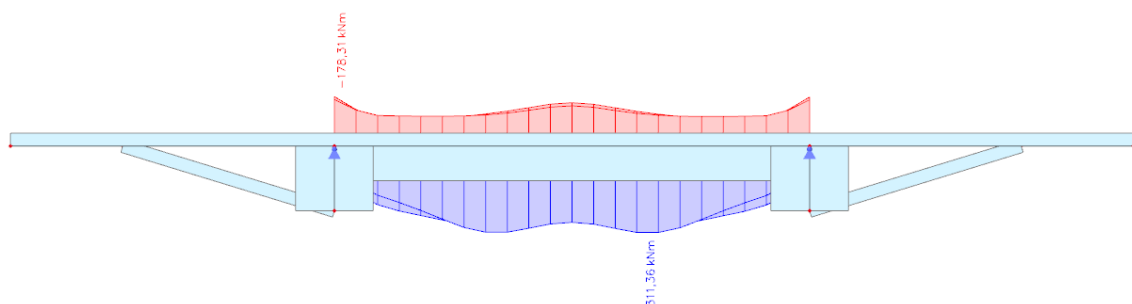
$$A_{s,prov} = \pi \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^2 n$$

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ - HLAVNÍ NOSNÍK			
Střední hodnota pevnosti betonu v tahu:	$f_{ctm} =$	3,5	MPa
Charakteristická mez kluzu výztuže:	$f_{yk} =$	500	MPa
Tloušťka krycí vrstvy:	$c_{nom} =$	50	mm
Výška průřezu:	$h =$	1500	mm
Průměrná šířka tažené části průřezu:	$b_t =$	1800	mm
Průměr smykové výztuže:	$\phi_{tz} =$	14	mm
Průměr betonářské výztuže:	$\phi_s =$	25	mm
Počet prutů betonářské výztuže:	$n =$	10	ks
Účinná výška průřezu	$d = h - c_{nom} - \phi_{tz} - \phi_s/2 =$	1423,5	mm
Minimální plocha betonářské výztuže:	$A_{s,min} = \max\{0,26(f_{ctm}/f_{yk})b_t d; 0,0013b_t d\} =$	4663,386	mm ²
Navrhnutá plocha betonářské výztuže:	$A_{s,prov} = \pi * (\phi_s/2)^2 * n =$	4908,739	mm ²
$A_{s,prov} = 4908,739 \text{ mm}^2$		$>$	$A_{s,min} = 4663,386 \text{ mm}^2$
			VYHOVUJE

V rámci konstrukční výztuže nosníků bylo do každého nosníku navrženo 10 prutů o průměru 25 mm.

3.7.3.2 Výztuž příčníků

Na maximální výpočtem stanovený ohybový moment na příčniku je navržena betonářská výztuž. Výztuž u horního povrchu je již uvažována v rámci návrhu výztuže desky, tím pádem stačí navrhnout pouze výztuž u spodního povrchu.



Obrázek 102 - Maximální ohybový moment M_y na příčniku [kNm]

Při spodním povrchu příčnicku byly navrženy 4 pruty podélné výztuže o průměru 20 mm.

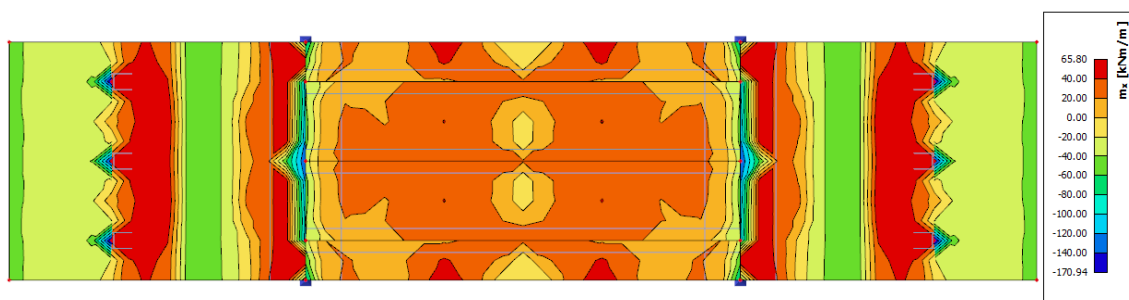
BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ - PŘÍČNÍK - SPODNÍ POVRCH			
Střední hodnota pevnosti betonu v tahu:	$f_{ctm} =$	3,5	MPa
Charakteristická mez kluzu výztuže:	$f_{yk} =$	500	MPa
Návrhová pevnost betonu v tlaku:	$f_{cd} =$	24	MPa
Tloušťka krycí vrstvy:	$c_{nom} =$	50	mm
Výška průřezu:	$h =$	800	mm
Průměrná šířka tažené části průřezu:	$b_t =$	600	mm
<u>Dolní povrch:</u>			
Průměr smykové výztuže:	$\phi_{tr} =$	14	mm
Průměr ohybové výztuže:	$\phi_s =$	20	mm
Počet profilů ohybové výztuže:	$n =$	4	ks
Navrhnutá plocha ohybové výztuže:	$A_{s,prov} = \pi * (\phi_s/2)^2 * n =$	1256,637	mm ²
Účinná výška průřezu:	$d = h - c_{nom} - \phi_{tr} - \phi_s/2 =$	726,000	mm
Výška tlačené oblasti:	$x = (f_{yd} * A_s) / (0,8 * f_{cd} * b) =$	47,427	mm
Rameno vnitřních sil:	$z = d - 0,4 * x =$	707,029	mm
	$\xi = x/d =$	0,07	< 0,45 VYHOVUJE
Návrhový moment:	$M_{Ed} =$	311,360	kNm
Návrhová hodnota momentu únosnosti:	$M_{Rd} = z * f_{yd} * A_{s,prov} =$	386,295	kNm
$M_{Rd} = 386,295$ MNm	>	$M_{Ed} = 311,360$ MNm	VYHOVUJE

3.7.3.3 Výztuž desky

Poslední podkapitolou vyztužení segmentu je vyztužení betonové desky. Deska je vzhledem k zakomponování předpětí posouzena na kombinaci ohybu s normálovou silou.

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ - DESKA - M+N POSOUZENÍ			
PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ:			
Plocha lana	$A_{p,s,1} =$	150	mm ²
Počet lan v kabelu	$n =$	5	ks
Počet lan celkem	$n_p =$	20	ks
Plocha předpínačí výztuže	$A_p = A_{p,s,1} * n =$	3000	mm ²
Návrhová hodnota napětí v laně (se ztrátami)	$f_{pd} =$	1272,52	MPa
Modul pružnosti	$E_p =$	195	GPa
Vzdálenost od těžiště k horním vláknům	$e_{p,h} =$	150	mm
Vzdálenost od těžiště k dolním vláknům	$e_{p,d} =$	150	mm
BETON:			
Vzdálenost od těžiště k horním vláknům	$e_h =$	150	mm
Vzdálenost od těžiště k dolním vláknům	$e_d =$	150	mm
Šířka posuzovaného průřezu	$b =$	1200	mm
Návrhová pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} =$	24	MPa
Sečnový modul pružnosti	$E_{cm} =$	35000	MPa
Výška průřezu	$h =$	300	mm
MOMENT ÚNOSNOSTI:			
Návrhový moment	$M_{Ed} =$	155,230	kNm
Síla v předpínačí výztuži	$N_{p,d} = A_p * f_{pd} =$	3817,56	kN
Síla v betonu	$N_{c,d} = f_{cd} * b * x' =$	3817,56	kN
Výška tlačené oblasti	$x' = (N_{p,d}) / (f_{cd} * b) =$	132,554	mm
Redukovaná výška tlačené oblasti	$x = 0,8 * x' =$	106,043	mm
Rameno vnitřních sil	$z = h - e_{p,d} - x/2 =$	96,978	mm
Návrhová hodnota momentu únosnosti	$M_{Rd} = N_{p,d} * z =$	370,221	kNm
$M_{Rd} = 370,221 \text{ MNm}$		$>$	$M_{Ed} = 155,230 \text{ MNm}$
			VYHOVUJE

Průřez desky segmentu vyhoví na ohybový moment od zatížení, a proto je při obou površích navržena pouze konstrukční ohybová výztuž o průměru 12 mm s roztečí 150 mm.

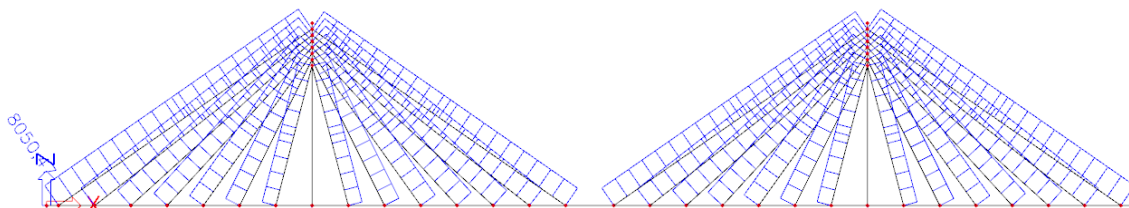


Obrázek 103 - Ohybový moment v desce M_x [kNm] – Absolutní extrém

3.7.4 Posouzení normálové síly v závěsech

Ačkoli byl v rámci MSP posouzen mezní stav omezení napětí v závěsech, je stále nutné ověřit normálové síly v závěsech. V rámci MSÚ je provedeno posouzení závěsů na maximální

normálové síly působící na jednotlivých závěsech. Charakteristická pevnost předpínací oceli Y1860s7-15,7 je $F_k = 279$ kN pro jedno sedmi drátové lano.



Obrázek 104 - Maximální normálové síly v závěsech (dvě řady závěsů převedeny na jednu) – Konec životnosti

Z tabulky níže je vidět, že ve nejnepriznivějším stavu provozu všechny závěsy stále vyhověly výše uvedeným požadavkům.

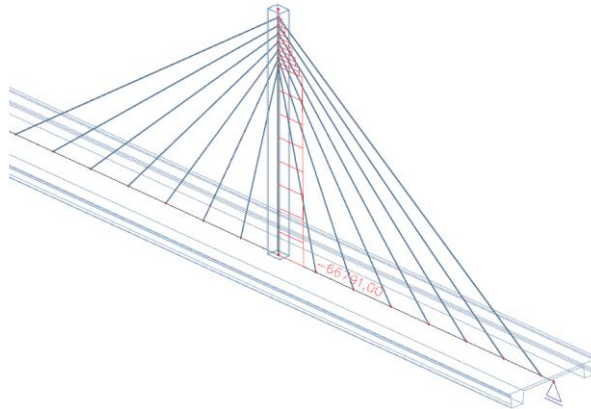
Tabulka 17 - Posouzení závěsů MSÚ

Závěs	Počet lan v závěsu	Plocha lana [mm ²]	Plocha závěsu [mm ²]	F_k [kN]	$N_{R,d}$ [kN]	$N_{E,d}$ [kN]	Využití	Posudek	
Krajní pole 1	1	29	150	4350	279	8091	4025	50%	VYHOVUJE
	2	28	150	4200	279	7812	3677	47%	VYHOVUJE
	3	26	150	3900	279	7254	3323	46%	VYHOVUJE
	4	25	150	3750	279	6975	2991	43%	VYHOVUJE
	5	23	150	3450	279	6417	2818	44%	VYHOVUJE
	6	22	150	3300	279	6138	2598	42%	VYHOVUJE
	7	21	150	3150	279	5859	2345	40%	VYHOVUJE
Hlavní pole 1	8	21	150	3150	279	5859	2375	41%	VYHOVUJE
	9	22	150	3300	279	6138	2673	44%	VYHOVUJE
	10	23	150	3450	279	6417	2980	46%	VYHOVUJE
	11	25	150	3750	279	6975	3240	46%	VYHOVUJE
	12	26	150	3900	279	7254	3379	47%	VYHOVUJE
	13	28	150	4200	279	7812	3457	44%	VYHOVUJE
	14	29	150	4350	279	8091	3505	43%	VYHOVUJE
Hlavní pole 2	15	29	150	4350	279	8091	3522	44%	VYHOVUJE
	16	28	150	4200	279	7812	3472	44%	VYHOVUJE
	17	26	150	3900	279	7254	3396	47%	VYHOVUJE
	18	25	150	3750	279	6975	3261	47%	VYHOVUJE
	19	23	150	3450	279	6417	3007	47%	VYHOVUJE
	20	22	150	3300	279	6138	2708	44%	VYHOVUJE
	21	21	150	3150	279	5859	2406	41%	VYHOVUJE
Krajní pole 2	22	21	150	3150	279	5859	2326	40%	VYHOVUJE
	23	22	150	3300	279	6138	2585	42%	VYHOVUJE
	24	23	150	3450	279	6417	2816	44%	VYHOVUJE
	25	25	150	3750	279	6975	2993	43%	VYHOVUJE
	26	26	150	3900	279	7254	3321	46%	VYHOVUJE
	27	28	150	4200	279	7812	3659	47%	VYHOVUJE
	28	29	150	4350	279	8091	4007	50%	VYHOVUJE

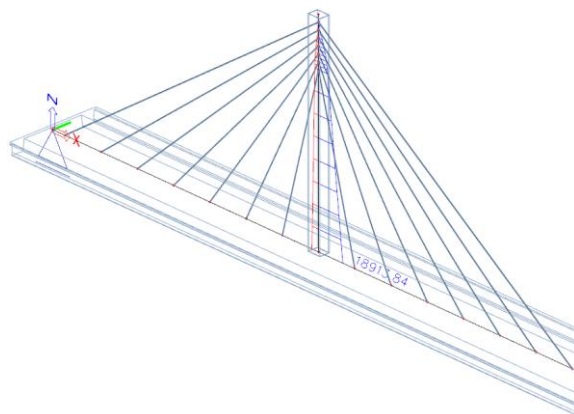
3.7.5 Posouzení pylonu

Pylon je v rámci MSÚ posouzen pomocí interakčního diagramu zahrnující normálovou sílu a ohybový moment působící na pylon s vlivem vzpěru. Za účelem zjednodušení posouzení a zajištění strany bezpečnosti je v rámci výpočtu uvažován pylon bez uvažování pevnosti betonu. Zjednodušeně je tedy uvažován pouze obdélníkový 2000x1500x80 mm ocelový pylon.

Nejprve je nutné určit mezní únosnost samotného pylonu. Únosnost v tahu, tlaku a za ohybu tvoří hranice zjednodušeného interakčního diagramu. Pro vyhovující posouzení pylonu je nutné, aby extrémní návrhové hodnoty normálové síly a ohybového momentu byly umístěny uvnitř hranic vytvořeného diagramu.

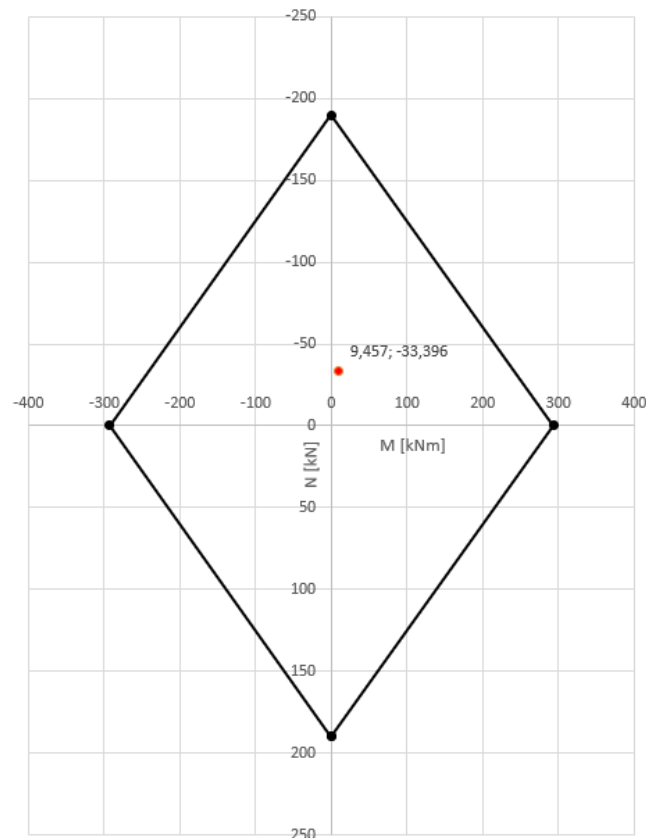


Obrázek 105 - Návrhová normálová síla N_{Ed} [kN]



Obrázek 106 - Návrhový ohybový moment M_{Ed} [kNm]

MSÚ - POSOUZENÍ PYLONU			
Výška průřezu dřívku pylonu:	$h =$	2000	mm
Šířka průřezu dřívku pylonu:	$b =$	1500	mm
Tloušťka stěny dřívku pylonu:	$t =$	80	mm
Plocha ocelové části dřívku pylonu:	$A_s =$	534400	mm ²
Výška pylonu:	$L =$	30	m
Modul pružnosti oceli:	$E =$	210	GPa
	$I =$	0,826	m ⁴
	$\gamma_{M0} =$	1,0	
	$\gamma_{M1} =$	1,0	
Mez kluzu oceli:	$f_{yk} =$	355	MPa
Mezní únosnost pylonu v tahu:	$N_{Rd,pl} = f_{yk} \cdot A_s / \gamma_{M0} =$	189,712	MN
Mezní vzpěrná únosnost pylonu v prostém tlaku:	$N_{b,Rd} = f_{yk} \cdot A_s / \gamma_{M1} + f_{cd} \cdot A_c =$	189,712	MN
Vzdálenost od těžiště ke kraji průřezu:	$z =$	1000	mm
Plastický průřezový model:	$W_{pl} = I/z =$	0,826	m ³
Mezní plastická ohybová únosnost pylonu:	$ M_{Rd,pl} = (f_{yk} \cdot W_{pl}) / \gamma_{M0} =$	293,248	MNm
Návrhová normálová síla:	$N_{Ed} =$	-34,949	MN
Návrhový ohybový moment:	$M_{Ed} =$	9,457	MNm



Obrázek 107 - Interakční diagram pylonu [kN, kNm]

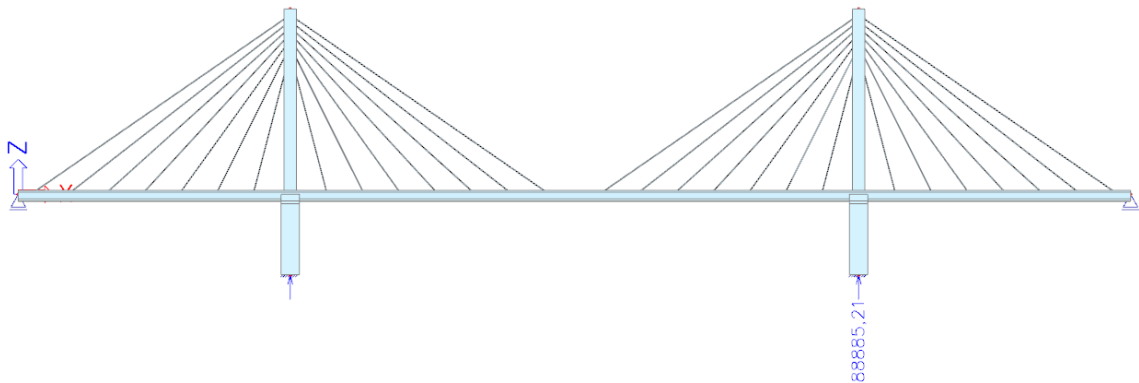
Bod znázorňující návrhové vnitřní síly působící na pylon leží v oblasti interakčního diagramu. Vzhledem k tomu, že se mezi návrhovým zatížením a únosností nachází dostatečná rezerva, je použití zjednodušeného diagramu o 4 bodech považováno za vhodné. Pylon tedy vyhoví na nejnepříznivější kombinaci zatížení MSÚ.

3.8 Návrh a posouzení spodní stavby

V rámci kapitoly budou navrženy mezilehlé podpory pod závěsnými pylony, koncové opěry a jejich založení. Pilíře jsou navrženy jako jednoduché prakticky obdélníkové podpory založené na pilotách pod hladinou řeky.

3.8.1 Návrh a posouzení dříku pilíře

Dřík pilíře je navržěn jako obdélník o rozměrech 3 m ve směru podélného řezu mostu a 13 m v příčném směru. Po výšce dříku je šířka pilíře neměnná. Na pilíři je uložena mostovka pomocí dvou ložisek, jedním pod každým hlavním nosníkem.



Obrázek 108 – Maximální podporová reakce v místě pilíře

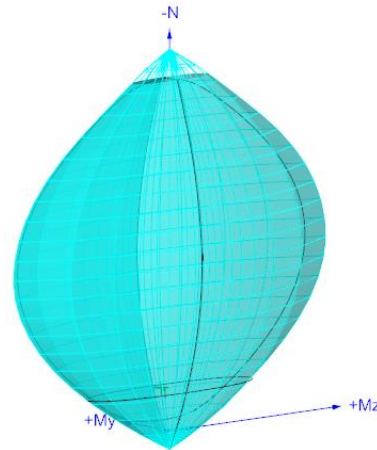
Maximální reakcí od kombinace zatížení MSÚ je, dle obrázku níže, 88,9 MN. Vzhledem k oddělení pilíře od mostovky přechází v modelu z mostovky do pilíře pouze normálová síla. K normálové síle je nadále připočítán ohybový moment a posouvající síla zapříčiněna příčným zatížením působícím na horní konstrukci a třením v ložisku. Na pilíři vzniká nadále posouvající síla a ohybový moment od teploty a větru na samotném, ale pro posouzení jsou zanedbatelné. Dřík pilíře je tedy posouzen pouze na kombinaci ohybu s normálovou sílu.

Co se působení pylonu se zavěšením na pilíř týče, na všechny prvky nad mostovkou působí příčné zatížení větrem. Zatěžovaná plocha jednoho lana je cca 0,1 m a tím pádem je zatížení větrem stanoveno na hodnotu 0,05 kN/m. Zatížení na pylon je stanoveno na hodnotu 1,0 kN/m. Poslední silou působící na pilíř je posouvající síla ve směru mostu způsobená třením v ložisku. Posouvající síla je stanovena na hodnotu $V_x = \mu \cdot N = 0,09 \cdot 72101,43 = 6,5$ MN. Celkové vnitřní síly působící na pilíř tedy jsou:

$$N_{Ed} = 88,9 \text{ MN}$$

$$M_x = 1,7 \text{ MNm}$$

$$M_y = 84,5 \text{ MNm}$$



Obrázek 109 - Interakční diagram pilíře – FIN EC

Pilíř vyhovuje na posouzení na extrémní účinky vnějšího zatížení s uvažováním svislé výztuže. Svislá výztuž uvažovaná ve výpočtu je tvořena 25 mm profily po 150 mm po obou stranách pilíře. Co se smykové únosnosti týče, průřez vyhoví bez smykové výztuže, a tak je navržena výztuž pouze konstrukční.

Podrobné posouzení SMYK: 1

Použit model náhradní příhradoviny

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,5 = 0,12$$

$$k = \min(1 + \sqrt{(200 / d)}; 2) = \min(1 + \sqrt{(200 / 2\,977)}; 2) = \min(1,259; 2) = 1,259$$

$$\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d); 0,02) = \min(42\,542 / (12\,164 \times 2\,977); 0,02) = \min(0,00117; 0,02) = 0,00117$$

$$v_{min} = 0,035 \times k^{1,5} \times \sqrt{f_{ck}} = 0,035 \times 1,259^{1,5} \times \sqrt{30} = 0,271 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \min(-N_{Ed} / A_c; 0,2 \times f_{cd}) = \min(-(-88\,900) / 39,0,10^6; 0,2 \times 20) = \min(2,279; 4) = 2,279 \text{ MPa}$$

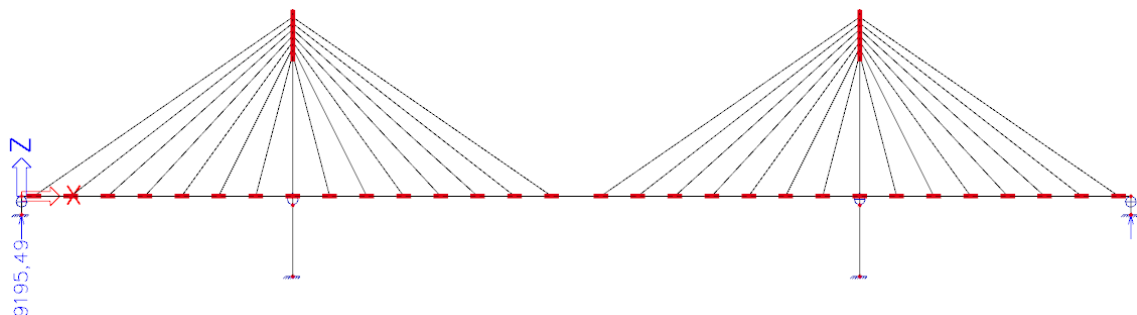
$$V_{Rdc} = (\max(C_{Rd,c} \times k \times \sqrt[3]{(100 \times \rho_l \times f_{ck}); v_{min}}) + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = (\max(0,12 \times 1,259 \times \sqrt[3]{(100 \times 0,00117 \times 30); 0,271}) + 0,15 \times 2,279) \times 12\,164 \times 2\,977 = 22\,195 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 6\,500 \text{ kN} \leq V_{Rdc} = 22\,195 \text{ kN} \Rightarrow \text{Pouze konstrukční smyková výztuž.}$$

Únosnost průřezu ve smyku Vyhovuje

Využití: 29,3 %

3.8.2 Návrh a posouzení koncové opěry

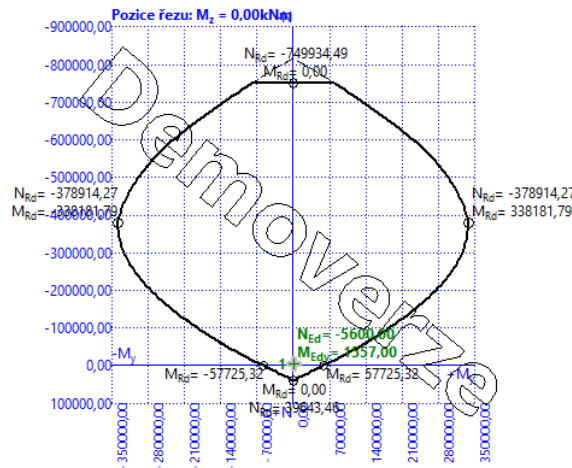


Obrázek 110 - Maximální opěrová reakce

Na koncovou opěru kromě sil od mostovky a vlastní tíhy působí také zemní tlak. Uvažován je zemní tlak v klidu. Maximální vnitřní síly vyvozené na opěře jsou:

$$N_{Ed} = 9196 \text{ kN}$$

$$M_y = 1557 \text{ MNm}$$



Obrázek 111 - Interakční diagram opěry – FIN EC

Opěra vyhovuje na posouzení na extrémní účinky vnějšího zatížení s uvažováním svislé výztuže. Svislá výztuž uvažovaná ve výpočtu je tvořena 25 mm profily po 150 mm po obou stranách opěry.

3.8.3 Návrh založení

Vzhledem k velikosti základu a počtu pilot je založení navrženo pouze na normálovou sílu přecházející z mostovky do spodní stavby. Je nutné zaručit, že pilotové založení je ve všech kombinacích zatížení dostačující. Ze všech kombinací vycházejí limitní hodnoty normálového zatížení:

Pro založení pilíře:

$$N_{Ed,max} = 88,9 \text{ MN}$$

Pro založení opěry:

$$N_{Ed,max} = 9,2 \text{ MN}$$

Návrh pilotového založení je navržen dle předpokládané únosnosti vrtaných pilot pro horninu R3. V rámci návrhu je porovnána únosnost jedné piloty dle tabulky níže, s návrhovým zatížením působícím na jednu pilotu. V odhadu se počítá s únosností jedné piloty 2 MN.

Tabulka 18 - Předpokládaná únosnost vrtaných pilot

Tabulka 5.2 Předpokládaná svislá únosnost $R_{c,p}$ vrtaných pilot v horninách tříd R1 až R3

Délka vetknutí (m) v hornině	Únosnost $R_{c,p}$ (kN) v horninách třídy R1 až R3 pro průměry pilot d (m)							
	třídy R1 až R3	0,30	0,40	0,50	0,60	1,00	1,30	1,50
0, až 0,5	200	380	600	850	2300	4000	6000	
1,5	300	500	720	1000	2500	4300	6000	

Tabulka 5.3 Předpokládaná svislá únosnost $R_{c,p}$ vrtaných pilot v horninách třídy R4 až R6

Délka vetknutí (m) v hornině	Únosnost $R_{c,p}$ (kN) v horninách třídy R4 až R6 pro průměry pilot d (m)							
	třídy R4 až R6	0,30	0,40	0,50	0,60	1,00	1,30	1,50
0, až 0,5	100	200	300	430	1000	1600	2000	
1,5	150	300	400	580	1250	1900	2200	
3,0	200	400	500	730	1500	2200	2600	

NÁVRH ZALOŽENÍ - PILÍŘ			
<u>Zatížení</u>			
Maximální síla ve vetknutí:	$R_{z,max} =$	88,9	MN
<u>Pilotový základ</u>			
Počet pilot směr X:	$n_x =$	6	ks
Počet pilot směr Y:	$n_y =$	10	ks
Celkový počet pilot:	$n =$	60	ks
Průměr piloty:	$\varnothing_p =$	1,2	m
Délka piloty:	$L_p =$	8,5	m
Rozteč pilot X:	$s_x =$	2,1	m > 2,04 m
Rozteč pilot Y:	$s_y =$	2,1	m > 2,04 m
Rozměr základové desky X:	$L_x =$	12,6	m > 12,6 m
Rozměr základové desky Y:	$L_y =$	21	m > 21 m
Výška základové desky:	$h =$	2	m
Hloubka založení:	$h_z =$	2,5	m
<u>Návrhové zatížení na jednu pilotu:</u>	$N_{Ed,p} =$	1942,5	kN
<u>Předpokládaná únosnost jedné piloty:</u>	$N_{Rd,p} =$	2000	kN
$N_{Rd,p} = 2000,0$ kN	>	$N_{Ed,p} = 1942,5$ kN	VYHOVUJE

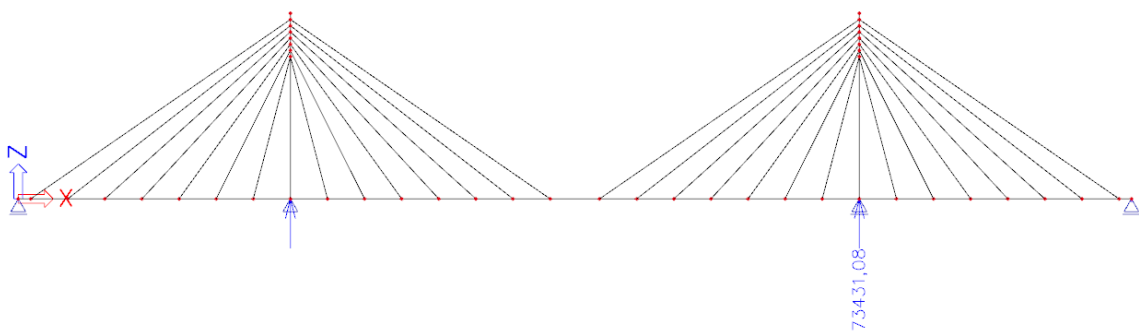
Z návrhu pro pilířové založení vychází celkem 60 pilot o průměru 1,2 m. Dle geologického profilu je odhadována skalní hornina v hloubce cca 8 metrů pod dnem řeky. Piloty jsou navrženy o dostatečné délce pro možné opření o skalné prostředí. Takto navržené založení je uvažováno vyhovující bez nutnosti posouzení únosnosti piloty. Piloty jsou rozmístěny v 6 řadách o 10 pilotách a jsou umístěny do základové patky o rozměrech 21x12,6x2 m. Na základ koncových opěr je dostačujících 10 pilot o průměru 1,2 m.

NÁVRH ZALOŽENÍ - OPĚRA					
<u>Zatížení</u>					
Maximální síla ve vetknutí:	$R_{z,max} =$	9,2	MN		
<u>Pilotový základ</u>					
Počet pilot směr X:	$n_x =$	2	ks		
Počet pilot směr Y:	$n_y =$	5	ks		
Celkový počet pilot:	$n =$	10	ks		
Průměr piloty:	$\varnothing_p =$	1,2	m		
Délka piloty:	$L_p =$	11	m		
Rozteč pilot X:	$s_x =$	2,1	m	>	2,04 m
Rozteč pilot Y:	$s_y =$	2,1	m	>	2,04 m
Rozměr základové desky X:	$L_x =$	4,7	m	>	4,2 m
Rozměr základové desky Y:	$L_y =$	22,5	m	>	10,5 m
Výška základové desky:	$h =$	1,5	m		
Hloubka založení:	$h_z =$	2	m		
<u>Návrhové zatížení na jednu pilotu:</u>					
	$N_{Ed,p} =$	1627,6	kN		
<u>Předpokládaná únosnost jedné piloty:</u>					
	$N_{Rd,p} =$	2000	kN		
$N_{Rd,p} = 2000,0$	kN	>	$N_{Ed,p} = 1627,6$	kN	VYHOVUJE

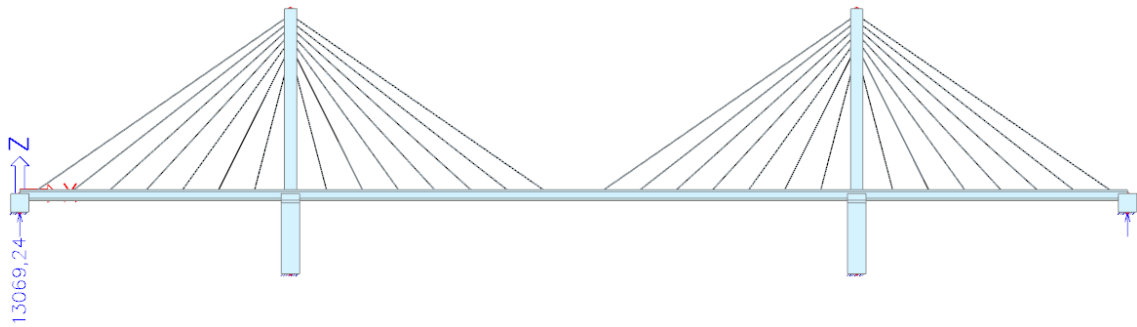
3.9 Návrh konstrukčních detailů

3.9.1 Návrh ložiska

Reakce v mezilehlých podporách je prakticky shodná pro všechny podpory. Maximální síla působící na jedno ložisko je poloviční reakce z obrázku níže, tedy 37 MN. Co se koncových opěr týká, maximální síla působící na jedno ložisko je 6,5 MN.

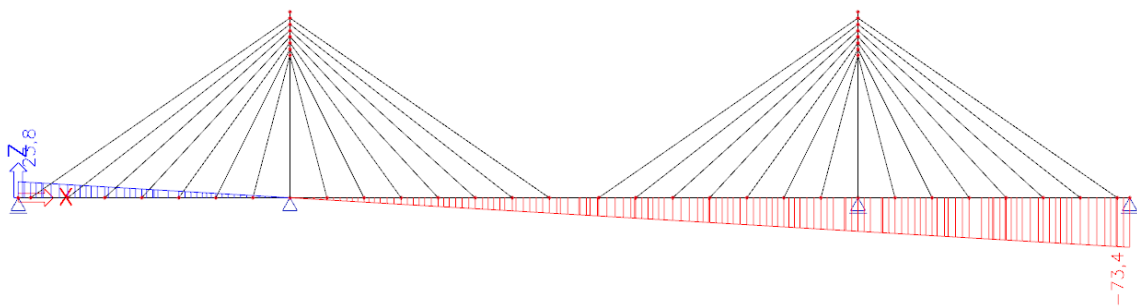


Obrázek 112 - Ložisková reakce – Podpora

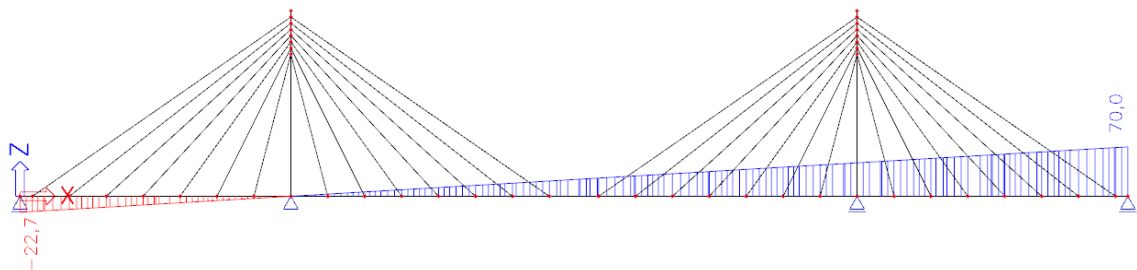


Obrázek 113 - Ložisková reakce – Opěra

Pro výpočet posunu konstrukce v podélném směru x jsou obě teploty navýšeny o ± 20 stupňů [22]. Výsledný sečtený maximální posun v obou směrech činí $u_x = 73,4 + 70,0 = 143,4$ mm.



Obrázek 114 - Podélný posun konstrukce u_x [mm] ochlazením (-20°)

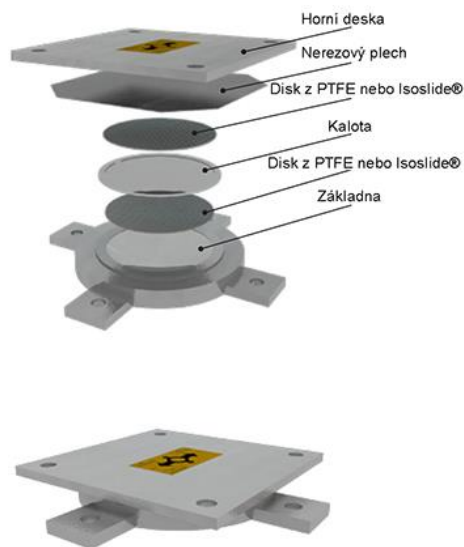


Obrázek 115 - Podélný posun konstrukce u_x [mm] oteplením (+20°)

V rámci diplomové práce jsou navržena kalotová ložiska na opěrách a pilířích z důvodu většího zatížení. Ložiska jsou zvolena od firmy Freyssinet. Konkrétně byl zvolen typ ložiska TETRON SB. V tabulce níže jsou uvedeny popisy jednotlivých ložisek pro všechny typy posuvnosti. První číslem popisu je maximální vertikální síla v kN. Všechna ložiska jsou navrhována na podélný posun ± 200 mm a případně příčný posun 20 mm. [40]

Tabulka 19 - Typy navržených ložisek – Freyssinet [40]

Místo	Typ ložiska	Popis
Opěra	Jednosměrně posuvné	GG 8 000 – 2 400 . 400
	Všesměrně posuvné	GL 8 000 – 400 . 40
Podpora	Pevné	FX 40 000 – 12 000
	Jednosměrně posuvné	GG 40 000 – 12 000 . 400
	Všesměrně posuvné	GL 40 000 – 400 . 40

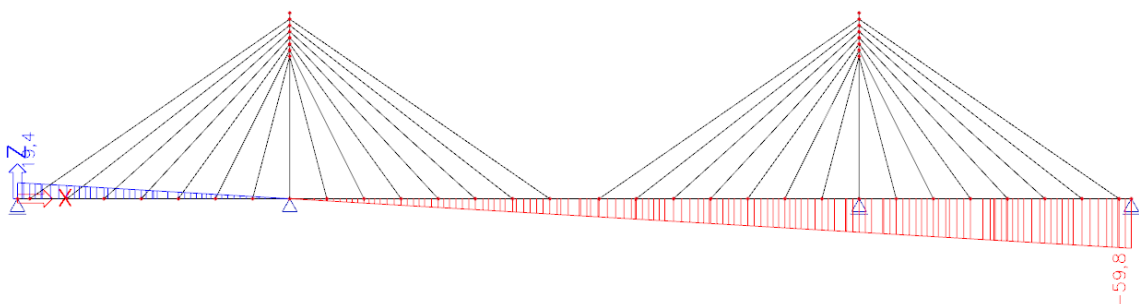


Obrázek 116 - Ložisko Freyssinet – Tetron SB [40]

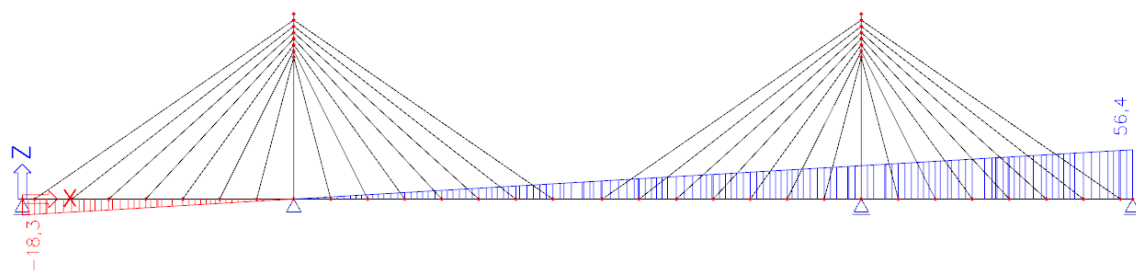
3.9.2 Návrh mostního závěru

Mostní závěr je, stejně jako ložisko, navržený na podélné posuny konstrukce. Pro výpočet posunu konstrukce v podélném směru x jsou obě teploty navýšeny o ± 10 stupňů [22]. Výsledný sečtený maximální posun v obou směrech činí $u_x = 59,8 + 56,4 = 116,2$ mm.

Dle katalogu Freyssinet je použit závěr typu WP120, který dovoluje možný posun konstrukce o 120 mm, zaručující tak dostatečnou rezervu. [41]



Obrázek 117 - Podélný posun konstrukce u_x [mm] ochlazením (-10°)



Obrázek 118 - Podélný posun konstrukce u_x [mm] oteplením $(+10^\circ)$

4. Závěr

Cílem diplomové práce byl návrh a posouzení přemostění v Praze Holešovicích. V rámci diplomové práce bylo ve finále uvedeno několik hlavních kapitol.

V úvodní části došlo ke studii zájmového území určeného pro budoucí výstavbu zde navrhovaného mostu. Díky této studii bylo možné určit okrajové podmínky konstrukce, jako jsou požadovaná délka přemostění, průplavná výška pod mostem a jiné. Za účelem splnění těchto podmínek bylo předběžně nevrženo několik variant konstrukcí. Na navržené konstrukce byla v pozdější fázi studie provedena rešerše. V poslední části rešerše byly vyhledány konstrukce s podobnými podmínkami přemostění a vlastnostmi zde navrhované konstrukci. Zásluhou těchto příkladů byla ve finální kapitole rešerše vybrána finální varianta přemostění.

Nadále okrajově navržená konstrukce prošla podrobnějším návrhem s uvážením postupu výstavby. Návrh se týkal všech základních prvků konstrukce a okrajově i spodní stavby a založení konstrukce. Několika statickými modely bylo docíleno co možná nejbližšího napodobení fungování skutečné konstrukce jak v podélném směru, tak i v příčném.

V jedné z posledních částí diplomové práce došlo k posouzení navržené konstrukce na všechna základní posouzení v mezním stavu použitelnosti a únosnosti. V závěru práce již pouze došlo k návrhu mostních ložisek a závěrů. Všechny posouzené konstrukční prvky návrhu bezpečně vyhověly.

Při podrobnějším rozboru práce by bylo nutné detailně vyřešit postup výstavby mostu. Fáze výstavby byly v návrhu uvažovány, ovšem nebyla podrobně řešena technologie výstavby a s ní přicházející úskalí. Nadále by bylo nutné se zaměřit na kotvení závěsů do pylonů a mostovky. Oba tyto prvky byly navrženy s úvahou pro možné kotvení, avšak návrh samotného detailu kotvení neproběhl. V neposlední řadě je dobré zmínit absenci dynamiky. Ačkoliv nebyla dynamická analýza součástí této diplomové práce, je nutné podotknout, že v oblasti zavěšených konstrukcí nejsou vždy účinky dynamického zatížení zanedbatelné.

5. Použité zdroje

- [1] Doc. Ing. Jiří Pokorný, CSc., Ing. Vladimír Suchánek. Betonové mosty 2. Univerzita Pardubice, DFJP – Katedra dopravního stavitelství.
- [2] Prof. Ing. Jiří Stráský, CSc., Ing. Radim Nečas. Betonové mosty 2, Analýza betonových mostů. Brno, 2007.
- [3] MERMIGAS, Konstantinos. Behaviour and Design of EXTRADOSED BRIDGES. Canada, 2008. Master's thesis. Graduate Department of Civil Engineering, University of Toronto.
- [4] Frontiers | Extradosed Bridges in Poland—Design and Construction. Frontiers | Publisher of peer-reviewed articles in open access journals [online]. Dostupné z: <https://www.frontiersin.org/articles/10.3389/fbuil.2016.00037/full>
- [5] Structurae [online]. Copyright © 1998 [cit. 06.01.2023]. Dostupné z: <https://structurae.net/en/structures/bridges/extradosed-bridges/list>
- [6] ŠAFÁŘ, Roman. Betonové mosty 2: přednášky. V Praze: České vysoké učení technické, 2014. ISBN 978-80-01-05543-4.
- [7] Wikipedia contributors. (2019, January 30). Shibampo Yangtze River Bridge. In Wikipedia, The Free Encyclopedia. Retrieved 10:55, March 7, 2021, from https://en.wikipedia.org/w/index.php?title=Shibampo_Yangtze_River_Bridge&oldid=881019491
- [8] Brochures | Products and Services Downloads | Macalloy. Tension Bars & Structural Tension Rod Systems Trusted Worldwide | Macalloy [online]. Dostupné z: <https://macalloy.com/downloads/brochures/>
- [9] COLLINGS, David a Angel GONZALES. Extradosed and cable-stayed bridges, exploring the boundaries. In: Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Bridge Engineering [online]. ICE publishing, 2013, s. 9 [cit. 2018-12-03]. DOI: <https://doi.org/10.1680/bren.10.00058>. ISSN 1478-4637.
- [10] Swensson, Prof.Dipl.-Ing. Holger. Cable-Stayed Bridges: 40 Years of Experience Worldwide. místo neznámé : John Wiley & Sons, 2012. ISBN: 978-3-433-02992-3.
- [11] Mapy.cz. Mapy.cz [online]. Dostupné z: <https://en.mapy.cz/letecka?mereni-vzdalenosti&rm=9hEcVxYOWbNJIv6GfVQ69fi4&x=14.4494463&y=50.0967822&z=17>
- [12] dict_title_vykresyup. Start Page - (*.iprpraha.cz [online]. Copyright © [cit. 06.01.2023]. Dostupné z: <https://app.iprpraha.cz/apl/app/vykresyUP/>
- [13] Vlekly spor o dostavbu Mariánského mostu v Ústí zatím nekončí - ESTAV.cz. ESTAV.cz - Architektura. Stavba. Bydlení. [online]. Copyright © Copyright [cit. 06.01.2023]. Dostupné z: <https://www.estav.cz/cz/2902.vlekly-spor-o-dostavbu-marianskeho-mostu-v-usti-zatim-nekonci>
- [14] ČSN EN 1991-1-6: (ČSN 73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-6: Obecná zatížení – Zatížení během provádění. Praha: ČNI, 2006.

- [15] Widest cable-stayed bridge | Guinness World Records. Home | Guinness World Records [online]. Copyright © Guinness World Records Limited 2023. All rights reserved. [cit. 06.01.2023]. Dostupné z: <https://www.guinnessworldrecords.com/world-records/507572-widest-cable-stayed-bridge#:~:text=The%20widest%20cable%2Dstayed%20bridge,Osman%20Ahmed%20Osman%20%26%20Co.>)
- [16] Rod El-Farag Axis "Tahya Masr Bridge" | The Arab Contractors. المقاولون العرب (عثمان احمد وشركاه عثمان) [online]. Copyright © 2019 [cit. 06.01.2023]. Dostupné z: <https://www.arabcont.com/english/project-555>
- [17] Most přes Jordán, Tábor – SMP CZ. SMP CZ – SMP – Stavby mostů Praha [online]. Dostupné z: <https://www.smp.cz/most-pres-jordan-tabor-1551>
- [18] Dálniční most přes Labe u Poděbrad – Wikipedie. [online]. Dostupné z: https://cs.wikipedia.org/wiki/D%C3%A1lni%C4%8Dn%C3%AD_most_p%C5%99es_Labe_u_Pod%C4%9Bbrad
- [19] Zavěšený most přes Odru – Časopis stavebnictví. [online]. Dostupné z: <https://www.casopisstavebnictvi.cz/clanky-zaveseny-most-pres-odru.html>
- [20] Zavěšený most přes Labe, Chvalovice u Nymburka – SMP CZ. SMP CZ – SMP – Stavby mostů Praha [online]. Dostupné z: <https://www.smp.cz/zaveseny-most-pres-labe-chvalovice-u-nymburka-1620>
- [21] Lukas Zvolanek. Fakulta stavební VUT v Brně [online]. Krytí výztuže. Copyright © [cit. 10.05.2021]. Dostupné z: https://www.fce.vutbr.cz/BZK/zvolanek.l/vyuka_bzk/BL01_Kryti.pdf
- [22] ČSN EN 1991-1-5: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou. Praha: ČNI, 2005.
- [23] Metropolitní Plán Prahy. Metropolitní Plán Prahy [online]. Copyright © [cit. 06.01.2023]. Dostupné z: <https://plan.praha.eu/>
- [24] 222/1995 Sb. Vyhláška o vodních cestách, plavebním provozu v přístavech, společné havárii a dopravě nebezpečných věcí. Zákon pro lidi - Sbírka zákonů ČR v aktuálním konsolidovaném znění [online]. Copyright © AION CS, s.r.o. 2010 [cit. 06.01.2023]. Dostupné z: <https://www.zakonyprolidi.cz/cs/1995-222>
- [25] 114/1995 Sb. Zákon o vnitrozemské plavbě. Zákon pro lidi - Sbírka zákonů ČR v aktuálním konsolidovaném znění [online]. Copyright © AION CS, s.r.o. 2010 [cit. 06.01.2023]. Dostupné z: <https://www.zakonyprolidi.cz/cs/1995-114>
- [26] ČSN EN 1991-1-4: (ČSN 73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem. Praha: ČNI, 2007.
- [27] Mapy.cz. Mapy.cz [online]. Dostupné z: <https://en.mapy.cz/letecka?mereni-vzdalenosti&rm=9hFFjxY0n.gO9f1N&x=14.4535505&y=50.0988171&z=18>
- [28] Geoprohlížeč. Document Moved [online]. Dostupné z: <https://ags.cuzk.cz/geoprohlizec/?p=22517>

- [29] Výstavba Městského okruhu v Praze – tunelový komplex Blanka včetně nového Trojského mostu. Časopis SILNICE ŽELEZNICE - Rozvoj dopravní infrastruktury v České republice, na Slovensku i ve světě, moderní trendy, stavební postupy, používané materiály a technologie. [online]. Copyright © Copyright 2002 [cit. 06.01.2023]. Dostupné z: <http://old.silnice-zeleznice.cz/clanek/vystavba-mestskeho-okruhu-v-praze-tunelovy-komplex-blanka-vcetne-noveho-trojskeho-mostu/>
- [30] ČSN 73 6110: Projektování místních komunikací. Praha: ČNI, 2006.
- [31] Niels J. Gimsing, Christos T. Georgakis. Cable Supported Bridges, Concept and Design, Third Edition. místo neznámé : John Wiley & Sons, Ltd, 2012. ISBN: 978-0-470-66628-9.
- [32] Rama VIII Bridge - Cable-stayed Bridge in Bangkok - Thousand Wonders. Thousand Wonders - Explore our beautiful world [online]. Copyright © Thanapol Marattana [cit. 06.01.2023]. Dostupné z: <https://www.thousandwonders.net/rama+viii+bridge>
- [33] Most Natal, Brazílie. Časopis SILNICE ŽELEZNICE – Rozvoj dopravní infrastruktury v České republice, na Slovensku i ve světě, moderní trendy, stavební postupy, používané materiály a technologie. [online]. Copyright © Copyright 2002 [cit. 06.01.2023]. Dostupné z: <http://old.silnice-zeleznice.cz/clanek/most-natal-brazilie/>
- [34] Obr. 3 Příčný řez zavěšenou částí mostu | ASB Portal. ASB-portal.cz | odborný portál | architektura, stavebnictví, byznys [online]. Dostupné z: https://www.asb-portal.cz/stavebnictvi/inzenyrske-stavby/diagnostika-jednoho-z-nejvytizenějších-mostnich-objektu-v-praze/attachment/obr-zek_3
- [35] E-Periodica [online]. Copyright ©7 [cit. 06.01.2023]. Dostupné z: <https://www.e-periodica.ch/cntmng?pid=bse-re-003:1991:64::97>
- [36] ČSN EN 1991-2: (ČSN 73 6203) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou. Praha: ČNI, 2005.
- [37] ČSN 73 6203: Zatížení mostů. Praha: ČNI, 1987.
- [38] ČSN EN 1990: (ČSN 73 0002) Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. Ed. 2. Praha: ČNI, 2021.
- [39] FREYSSINET CS, a.s. [online]. Copyright © [cit. 06.01.2023]. Dostupné z: http://www.freyssinet.cz/gallery/predpinaci_system_freyssinet.pdf
- [40] Kalotová mostní ložiska | FREYSSINET CS, a.s.. FREYSSINET CS, a.s. [online]. Copyright © FREYSSINET CS a.s., Všechna práva vyhrazena. [cit. 06.01.2023]. Dostupné z: http://www.freyssinet.cz/265-kalotova_mostni_loziska
- [41] Závěr CIPEC WP | FREYSSINET CS, a.s.. FREYSSINET CS, a.s. [online]. Copyright © FREYSSINET CS a.s., Všechna práva vyhrazena. [cit. 06.01.2023]. Dostupné z: http://www.freyssinet.cz/260-zaver_cipec_wp
- [42] ČSN EN 1992-1-1: (ČSN 73 1201) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: ČNI, 2006.
- [43] ČSN 73 6214: Navrhování betonových mostních konstrukcí. Praha: UNMZ, 2014.
- [44] ČSN EN 1992-2: (ČSN 73 6208) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady. Praha: ČNI, 2007.

6. Seznam obrázků a fotografií

Obrázek 1 - Umístění mostu v metropolitním plánu [23]	10
Obrázek 2 – Překonaná poloha mostu (žlutá - 1999) [12]	10
Obrázek 3 - Varianta 1 - Zavěšený most 1 – Pohled.....	12
Obrázek 4 - Varianta 1 - Zavěšený most 2 – Pohled.....	13
Obrázek 5 - Varianta 2 - Extradosed most – Pohled	13
Obrázek 6 - Rama VIII most, Bangkok, Thajsko [32]	14
Obrázek 7 - Mariánský most, Ústí nad Labem [13]	14
Obrázek 8: a) vějířovitá soustava, b) harfová soustava, c) polovějířovitá soustava, d) hvězdicová soustava [10]	15
Obrázek 9 - Schéma uspořádání pylonů - 1 závěsná linie [6].....	16
Obrázek 10 - Schéma uspořádání pylonů - 2 závěsné linie [6].....	16
Obrázek 11 - Rod El-Farag Axis most [16]	16
Obrázek 12 - Kotvení závěsů do pylonu [6].....	17
Obrázek 13 - Ocelová hlavice pro vějířovité kotvení závěsů na pylonu [10]	18
Obrázek 14 - a) Desková konstrukce, 2 závěsy [33];	18
Obrázek 15 - Charakteristiky jednotlivých závěsů [10]	19
Obrázek 16 - Tyčová závěs Macalloy [8]	19
Obrázek 17 - Detail kotvení Macalloy závěsu [8]	20
Obrázek 18 - Detail rektifikačního prvku Macalloy závěsu [8].....	20
Obrázek 19 - Volné kabely vnějšího předpětí v komorovém nosníku [2]	20
Obrázek 20: Poměr výšky pylonu a výšky nosné konstrukce ku rozpětí – Trámový most, Extradosed most, Zavěšený most [3]	22
Obrázek 21 - Most přes Jordán, Tábor [17]	23
Obrázek 22 - Most přes Jordán (Příčný řez) [6].....	23
Obrázek 23 - Dálniční most přes Labe u Poděbrad [18].....	23
Obrázek 24 - Zavěšený most přes Odru (Podélný řez) [19]	24
Obrázek 25 - Zavěšený most přes Odru (Příčný řez) [19].....	24
Obrázek 26 - Most přes Labe [20]	25
Obrázek 27 - Příčný řez Trojského mostu [29]	27
Obrázek 28 - Příčný řez	27
Obrázek 29 - Hlavní nosná část mostovky	32
Obrázek 30 - Pylon	32
Obrázek 31 - Příklad závěsu	33

Obrázek 32 – Mapa maximálních teplot vzduchu ve stínu [22].....	35
Obrázek 33 – Mapa minimálních teplot vzduchu ve stínu [22]	35
Obrázek 34 – Vztah mezi extrémními teplotami ve stínu a extrémní rovnoměrnou složkou teploty mostu [22].....	36
Obrázek 35 - Mapa větrných oblastí na území ČR [26]	38
Obrázek 36 - Kategorie terénu [26]	39
Obrázek 37 - Součinitel expozice Ce [26]	39
Obrázek 38 - Model zatížení 1 [36]	40
Obrázek 39 - Roznášení soustředěného zatížení - 1) dotykový tlak kola; 2) vozovka; 3) deska mostovky; 4) střednicová plocha	40
Obrázek 40 - Sestava nápravových sil pro tramvajová vozidla	41
Obrázek 41 - Rozdělené mostovky – a) Hlavní část mostovky; b) Konzoly; c) Vzpěry	45
Obrázek 42 - Zatížení – Římsy + vozovka	46
Obrázek 43 - Zatížení – Chodci + cyklisté	47
Obrázek 44 - Zatížení – Silniční doprava	47
Obrázek 45 - Zatížení – Tramvajová doprava.....	47
Obrázek 46 - Napětí ve vzpěrách konstrukce.....	47
Obrázek 47 - Napětí na mostovce.....	48
Obrázek 48 - Přemístění po šířce mostovky.....	48
Obrázek 49 - Předpětí Freyssinet F [39].....	50
Obrázek 50 - Rozměry systému Freyssinet F [39]	50
Obrázek 51 - Prostorové uspořádání kotev příčného předpětí	51
Obrázek 52 - Maximální napětí (bez předpětí)	51
Obrázek 53 - Minimální napětí (bez předpětí).....	52
Obrázek 54 - Maximální napětí (centrické předpětí).....	52
Obrázek 55 - Minimální napětí (centrické předpětí).....	52
Obrázek 56 - Model příčného předpětí.....	53
Obrázek 57 - Maximální napětí (finální předpětí).....	53
Obrázek 58 - Minimální napětí (finální předpětí)	53
Obrázek 59 - Podélný řez desko-stěnového modelu	53
Obrázek 60 - Příčný řez desko-stěnového modelu	54
Obrázek 61 - Desko-stěnový model konstrukce	54
Obrázek 62 – Rovnoměrné a nerovnoměrné změny teploty.....	54
Obrázek 63 - Pohyblivé zatížení – LM1 – Pravá strana	55
Obrázek 64 - Pohyblivé zatížení – LM1 – Levá strana	55

Obrázek 65 - Pohyblivé zatížení – Tramvaj – Pravá strana	55
Obrázek 66 - Pohyblivé zatížení – Tramvaj – Levá strana	55
Obrázek 67 - Zatížení větrem	55
Obrázek 68 - Příklad průběhu ohybového momentu od pohyblivého zatížení	56
Obrázek 69 - Příklad průběhu posouvající síly od pohyblivého zatížení	56
Obrázek 70 - Extrémní ohybový moment nad podporou – LM1 TS.....	57
Obrázek 71 - Extrémní ohybový moment v poli – LM1 TS	58
Obrázek 72 - Extrémní ohybový moment nad podporou – TRAM.....	58
Obrázek 73 - Extrémní ohybový moment v poli – TRAM	58
Obrázek 74 - Extrémní posouvající síla nad podporou – LM1 TS.....	59
Obrázek 75 - Extrémní posouvající síla nad podporou – TRAM	59
Obrázek 76 - Počet lan v jednotlivých závěsech	60
Obrázek 77 - Průhyb konstrukce (bez předpětí)	61
Obrázek 78 - Max. tahové napětí na konstrukci (bez předpětí)	61
Obrázek 79 - Max. tlakové napětí na konstrukci (bez předpětí).....	61
Obrázek 80 - Předpětí – Délka konstrukce.....	62
Obrázek 81 - Předpětí – Nadpodporový průřez	62
Obrázek 82 - Předpětí – Průřez v poli	62
Obrázek 83 - Max. tahové napětí na konstrukci (s předpětím)	62
Obrázek 84 - Max. tlakové napětí na konstrukci (s předpětím).....	63
Obrázek 85 - Prostorové uspořádání kotev příčného předpětí	63
Obrázek 86 - Finální předpětí – Podélný řez	65
Obrázek 87 - Minimální normálové napětí na konstrukci (finální předpětí) - Kvazi-stálá kombinace.....	66
Obrázek 88 – Maximální normálové napětí na konstrukci (finální předpětí) - Uvedení do provozu	66
Obrázek 89 – Minimální normálové napětí na konstrukci (finální předpětí) – Uvedení do provozu	67
Obrázek 90 – Maximální normálové napětí na konstrukci (finální předpětí) - Konec životnosti	67
Obrázek 91 – Minimální normálové napětí na konstrukci (finální předpětí) – Konec životnosti	67
Obrázek 92 - Napětí v závěsech – Uvedení do provozu.....	68
Obrázek 93 - Napětí v závěsech – Konec životnosti.....	68
Obrázek 94 – Průhyb na konstrukci – Uvedení do provozu	68
Obrázek 95 - Průhyb na konstrukci – Konec životnosti.....	69
Obrázek 96 - Obálka hlavních napětí – Uvedení do provozu	69

Obrázek 97 - Obálka hlavních napětí – Konec životnosti	70
Obrázek 98 – Parabolicko-rektangulární pracovní diagram pro beton namáhaný tlakem [43]	70
Obrázek 99 - Obálka extrémních ohybových momentů M_y [kNm] – 6.10b	71
Obrázek 100 - Obálka posouvajících sil V_z na KŽ [kN].....	74
Obrázek 101 - Smyková výztuž – FIN EC	74
Obrázek 102 - Maximální ohybový moment M_y na příčnici [kNm]	76
Obrázek 103 - Ohybový moment v desce M_x [kNm] – Absolutní extrém	78
Obrázek 104 - Maximální normálové síly v závěsech (dvě řady závěsů převedeny na jednu) – Konec životnosti	79
Obrázek 105 - Návrhová normálová síla N_{Ed} [kN]	80
Obrázek 106 - Návrhový ohybový moment M_{Ed} [kNm]	80
Obrázek 107 - Interakční diagram pylonu [kN, kNm].....	81
Obrázek 108 – Maximální podporová reakce v místě pilíře	82
Obrázek 109 - Interakční diagram pilíře – FIN EC	83
Obrázek 110 - Maximální opěrová reakce	83
Obrázek 111 - Interakční diagram opěry – FIN EC	84
Obrázek 112 - Ložisková reakce – Podpora.....	86
Obrázek 113 - Ložisková reakce – Opěra	87
Obrázek 114 - Podélný posun konstrukce u_x [mm] ochlazením (-20°)	87
Obrázek 115 - Podélný posun konstrukce u_x [mm] oteplením (+20°).....	87
Obrázek 116 - Ložisko Freyssinet – Tetron SB [40]	88
Obrázek 117 - Podélný posun konstrukce u_x [mm] ochlazením (-10°)	88
Obrázek 118 - Podélný posun konstrukce u_x [mm] oteplením (+10°).....	89

7. Seznam tabulek

Tabulka 1 - Poměr výšky pylonu a délky hlavního pole [4][5].....	21
Tabulka 2 - c_{min} , d_{ur} 21	30
Tabulka 3 – Úprava třídy konstrukce [21]	30
Tabulka 4 – Lineární rozdíly teplot pro jednotlivé typy konstrukcí [22]	36
Tabulka 5 – součinitel k_{sur} [22]	37
Tabulka 6 - LM1 – charakteristické hodnoty [36]	39
Tabulka 7 - Kombinace zatížení – Výstavba	42
Tabulka 8 - Kombinace zatížení – Provoz	42
Tabulka 9 - Doporučené hodnoty součinitelů Ψ pro mosty pozemních komunikací [38]	42
Tabulka 10 - Charakteristická kombinace (bez předpětí)	44
Tabulka 11 - Návrhové součinitele zatížení [38]	45
Tabulka 12 - Koeficienty příčného roznosu od zatížení dopravou	57
Tabulka 13 - Návrh průměrů závěsů	60
Tabulka 14 - Rozměry kotev podélného předpětí [39]	63
Tabulka 15 - Závislost času na ztrátě napětí v závěsu.....	65
Tabulka 16 - Přípustné hodnoty průhybů [43]	68
Tabulka 17 - Posouzení závěsů MSÚ	79
Tabulka 18 - Předpokládaná únosnost vrtaných pilot	85
Tabulka 19 - Typy navržených ložisek – Freyssinet [40].....	88

8. Seznam příloh

Příloha 1 – Výkres 1 – Podélný řez/Pohled	1:200
Příloha 2 – Výkres 2 - Půdorys	1:200
Příloha 3 – Výkres 3.1 - Vzorový příčný řez – Opěra	1:60
Příloha 4 – Výkres 3.2 - Vzorový příčný řez – Pilíř	1:60
Příloha 5 – Výkres 3.3 - Vzorový příčný řez – Pole	1:60
Příloha 6 – Výkres 4.1 - Pohled na opěru	1:100
Příloha 7 – Výkres 4.2 - Pohled na pilíř	1:100
Příloha 8 – Výkres 5 - Schéma předpětí – Podélný/příčný řez	1:100, 1:50
Příloha 9 – Výkres 6 - Schéma vyztužení segmentu	1:50