

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



DIPLOMOVÁ PRÁCE

Návrh nosné konstrukce extradosed mostu

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

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Lucia Iványiová

Praha 2019



ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Iványiová Jméno: Lucia Osobní číslo: 424315
Zadávací katedra: K11133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí
Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Návrh nosné konstrukce extradosed mostu
Název diplomové práce anglicky: Design of extradosed bridge superstructure
Pokyny pro vypracování:
Rešerše na téma extradosed mosty, jejich vlastnosti, typické problémy navrhování a přístupy k jejich řešení. Návrh nosné konstrukce vybraného mostu.

Seznam doporučené literatury:

Jméno vedoucího diplomové práce: ing. Michal Drahorád, Ph.D.

Datum zadání diplomové práce: 4.10.2018

Termín odevzdání diplomové práce: 6.1.2018

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


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“.

4.10.2018
Datum převzetí zadání


Podpis studenta(ky)

Prohlášení

Předkládám tímto k posouzení a obhajobě diplomovou práci, zapracovanou k závěru studia na Fakultě stavební ČVUT v Praze.

Prohlašuji, že jsem předloženou diplomovou práci vypracovala samostatně, pouze za odborného vedení vedoucího diplomové práce Ing. Michala Drahoráda, PhD., a že jsem uvedla veškeré použité informační zdroje v souladu s Metodickým pokynem o etické přípravě vysokoškolských závěrečných prací.

V Praze dne 6.1.2019

.....

Podpis autorky

Poděkování

Na tomto místě bych ráda poděkovala vedoucímu mé diplomové práce Ing. Michalu Drahorádovi, Ph.D. za jeho trpělivost, ochotu, čas a neocenitelné odborné rady při konzultacích diplomové práce.

Ráda bych také poděkovala své rodině za podporu projevenou během celého mého studia.

Abstrakt

Předmětem diplomové práce je studie extradosed mostů, návrh a následně předběžné posouzení extradosed mostu. Práce je proto rozdělena na dvě části. V první části jsou stručně shrnuta specifika a vlastnosti extradosed mostních konstrukcí, problematika jejich návrhu a řešení a následně krátký reprezentativní výčet stávajících mostních konstrukcí reprezentujících extradosed mosty. Druhá část práce je věnována návrhu mostu pro pěší a městskou hromadnou dopravu přes vodní tok, který je řešen jako extradosed most o třech polích, přičemž délka hlavního pole činí 154 m. Nosná konstrukce mostu je řešena jako předpjatý dvoukomorový nosník s betonovými deviátory nad pilíři, na něž jsou kotvena extradosed kabely. Mostovka je na krajích uložena na opěry, mezilehlé podpory jsou tvořeny pilíři, každý o dvou stojkách.

Klíčová slova:

betonové konstrukce

extradosed most

most pro pěší a městskou hromadnou dopravu

betonový komorový nosník

Abstract

The topic of this master's thesis is a research themed extradosed bridges, design and a pre-analysis of an extradosed bridge. The thesis is therefore divided into two parts. In the first part specifics and characteristics of extradosed bridges, issues and solutions of their design are shortly stated, followed by a short listing of existing bridge constructions representing the extradosed bridges. Second part of the thesis is dedicated to a design of a bridge for pedestrians and public transportation vehicles over a water course, which is designed as a 3-span extradosed bridge with the main span 154 m long. The load bearing structure is proposed as a prestressed twin-box girder with masts above the pillars to which extradosed cables are anchored. The girder is supported by pillars, each sustaining of two columns.

Key words:

concrete constructions

extradosed bridge

pedestrian and public transportation vehicles bridge

concrete twin-box girder

Obsah

Obsah.....	6
Úvod.....	9
1. STUDIE EXTRADOSED MOSTNÍCH KOSTRUKCÍ	11
1.1. Charakteristika extradosed mostů.....	11
1.1.1. Výška pylonu.....	11
1.1.2. Konstrukční výška nosného trámu mostu	12
1.1.3. Upořádání extradosed závěsných lan	13
1.1.4. Roznos zatížení mezi mostovkou a extradosed lany.....	14
1.1.5. Omezení napětí v extradosed předpínacích lanech v MSP	15
1.1.6. Ideální poměr polí a rozpětí extradosed mostu.....	17
1.1.7. Detail kotvení lana k pylonu	17
1.1.8. Detail převedení mostovky přes pylon.....	19
1.1.9. Chování extradosed mostu z hlediska dynamiky	20
1.1.10. Ekonomické hledisko návrhu extradosed mostu.....	20
1.1.11. Mosty s podobnými konstrukčními charakteristikami.....	21
1.2. Historie extradosed mostů.....	22
1.3. Příklady extradosed mostů.....	26
1.3.1. Most Saint-Rémy-de-Maurienne – Francie	27
1.3.2. Most Sunniberg– Švýcarsko.....	28
1.3.3. Most Kiso River – Japonsko.....	29
1.3.4. Most Korong – Maďarsko	30
1.3.5. Most Rittoh – Japonsko	30
2. NÁVRH KONKRÉTNÍ KONSTRUKCE	32
2.1. Základní údaje o konstrukci	32
2.2. Výpočetní modely konstrukce	34
2.3. Materiálové charakteristiky	35

2.3.1.	Beton.....	35
2.3.2.	Betonová krycí vrstva	36
2.3.2.1.	Pro betonářskou výztuž	36
2.3.2.2.	Pro předpínací výztuž.....	36
2.3.3.	Předpínací a betonářská výztuž.....	36
2.4.	Zatížení	37
2.4.1.	Zatížení stálá.....	37
2.4.1.1.	Zatížení vlastní tíhou.....	37
2.4.1.2.	Ostatní stálá zatížení	37
2.4.2.	Proměnná zatížení.....	37
2.4.2.1.	Klimatická zatížení.....	37
2.4.2.2.	Zatížení od dopravy	40
2.5.	Příčný roznos zatížení.....	42
2.6.	Kombinace zatížení.....	45
2.6.1.	Kombinace pro MSÚ	46
2.6.2.	Kombinace MSP	46
2.6.3.1.	Charakteristická kombinace (6.14a).....	46
2.6.3.2.	Častá kombinace (6.15b)	46
2.6.3.3.	Kvazistálá kombinace	46
2.7.	Vnitřní síly	46
2.8.	Návrh předpětí.....	48
2.9.	Posouzení MSP.....	50
2.9.1.	Omezení napětí v betonu	50
2.9.2.	Omezení napětí v extradosed kabelech.....	52
2.10.	Posouzení MSÚ	52
2.10.1.	Normálová síla a ohyb	53
2.10.2.	Posouzení smykových trhlin ve stěnách.....	55

2.11.	Návrh výztuže deviátoru	56
2.12.	Návrh výztuže desky v příčném směru.....	59
2.13.	Návrh konstrukčních detailů	61
2.13.1.	Návrh ložiska.....	61
2.13.2.	Návrh mostního závěru.....	62
3.	Závěr	64
	Seznam příloh	65
	Použitá literatura.....	66
	Seznam obrázků.....	70
	Seznam tabulek	74

Úvod

Ve 20. století došlo na poli betonových inženýrských konstrukcí k významným pokrokům a inovacím. S možností využít zcela nové technologie předpínání betonu se naskytly do té doby nemyslitelné možnosti a předpínané betonové mosty dosáhly konkurenceschopnosti při delších rozpětích, které dosud ovládaly výhradně ocelové mosty. S vývojem dodatečně předpjatého betonu pak došlo k rozvoji nových technologií výstavby těchto mostů. Dodatečně předpjatý beton umožňuje letmou montáž, letmou betonáž nebo také vysouvání. Využití těchto metod vedlo opět k nárůstu rozpětí polí předpjatých betonových mostů, zároveň však také k otevření nových možností při návrhu mostů přes relativně hluboká údolí.

V dnešní době se předpjaté betonové mosty hojně navrhují. Nejčastěji se z důvodu vysoké efektivity a výhodnosti navrhují trémové a deskové předpnuté mosty, které skýtají při relativně malých rozpětích mnoho výhod. Velkým rozpětím pohybujícím se okolo 1000 m pak vládnu mosty visuté a zavěšené. Výhodou zavěšených a visutých mostů je nízká hmotnost konstrukce a možnost dosáhnout díky efektivnímu statickému řešení vysokých rozpětí. Výhodou trémových mostů je naopak vysoká tuhost mostovky, která lépe odolává dynamickému zatížení a v rámci malých rozpětí také významná úspora předpínací oceli oproti zavěšeným mostům.

Při snaze kombinovat výhody těchto mostů byly navrženy v průběhu několika let nové typy mostních konstrukcí jako extradosed mosty, fin-back mosty a cable-panel mosty. Svým chováním a vzhledem se ideální kombinaci zavěšeného a trémového mostu blíží extradosed mosty, které se právě proto dnes často budují.

Cílem této práce je náhled do problematiky extradosed mostů, jejich charakteristik a následně návrh extradosed mostu a jeho předběžné posouzení. Práce je proto rozdělena do dvou částí.

První část práce je věnována stručnému nastínění charakteristik a specifík extradosed mostů, kritéria jejich návrhu a rozsah uplatnění takových konstrukcí. Snahou práce je stanovit rozdíly mezi trémovými, extradosed a zavěšenými mosty, určit hranice mezi těmito mosty a charakterizovat je. Je zde nabídnut náhled do historie vývoje extradosed mostních konstrukcí a ke konci studie také výčet a stručná charakteristika několika zajímavých extradosed mostů.

Druhá část práce je věnována návrhu extradosed mostu, jehož dimenze a uspořádání bylo inspirováno požadavky platnými pro návrh nového mostu přes Vltavu v pražských

Dvorcích. Most je navržen jako spojitý nosník o třech polích, mostovka je tvořena dvoukomorovým betonovým nosníkem konstantní výšky. Nad pilíři je do mostovky vždy vetknuta dvojice deviátorů, do kterých jsou kotveny extradosed kabely. Předpětí mostovky je navrženo jako interní ve stěnách komorového nosníku, extradosed kabel slouží jako přídatné kabely v místě záporných momentů. V závěru části je návrh mostovky předběžně posouzen v MSP a MSÚ.

1. STUDIE EXTRADOSED MOSTNÍCH KOSTRUKCÍ

Extradosed mosty jsou relativně novým typem mostních konstrukcí. I přes fakt, že se takové mosty již dnes ve velké míře (zejména v Japonsku a Číně) budují, jejich definice se napříč použitými zdroji zlehka liší. Zjednodušeně lze říci, že extradosed most je hybridní konstrukcí mezi zavěšeným mostem a trémovým předepjatým mostem [1], což lze doložit mimo jiné například i spotřebou materiálu při výstavbě těchto mostů [2]. Zatímco rozlišit extradosed most od trémového lze jednoduše a jednoznačně, řekněme „od pohledu“, rozdíly mezi extradosed a zavěšeným mostem je potřeba se zabývat hlouběji. Cílem následujících stran této práce proto bude stanovení charakteristik, konstrukčních vlastností a výhodnosti užití extradosed mostů.

1.1. Charakteristika extradosed mostů

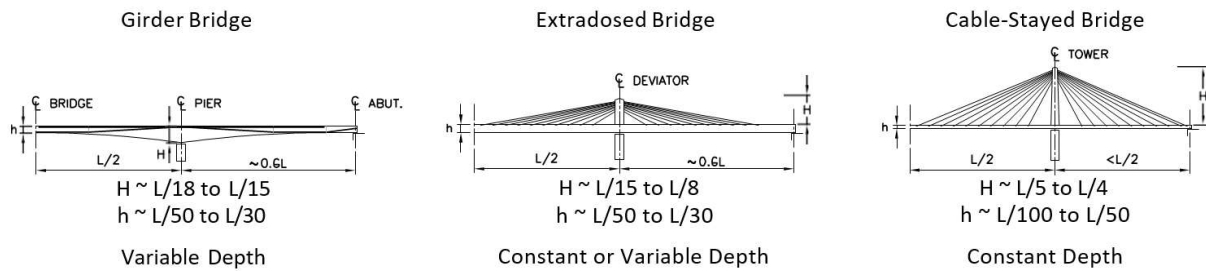
Extradosed mosty jsou vizuálně podobné mostům zavěšeným, svým chováním se naopak více podobají mostům trémovým [2]. Pro každý z těchto mostů platí jistá specifika, která je od sebe navzájem odlišují, a to jak z konstrukčního hlediska, tak z hlediska přístupu k návrhu.

1.1.1. Výška pylonu

Zásadní rozdíl mezi extradosed a zavěšeným betonovým mostem je na první pohled výška pylonu, přes který jsou na obou konstrukcích vedena závěsná či extradosed lana. Pro zavěšené mosty platí pro výšku pylonu dle [3] empirický poměr $L/H = 4 \div 5$, kde L reprezentuje rozpětí delšího sousedního pole a H výšku pylonu (dle [1] se hodnota tohoto poměru u stávajících zavěšených mostů pohybuje v benevolentnějším rozmezí $3 \div 5$). Pro extradosed mosty se hodnoty poměru L/H pohybují v rozmezí $8 \div 15$ dle [3], resp. ve skutečnosti dle studie stávajících extradosed mostů [1] v rozmezí $9 \div 11$. Dle [1] je vhodné externí kabely kotvit do trámu v okolí čtvrtiny rozpětí pole. Výsledný sklon lan se pak pohybuje okolo 17° [3].

Faktor výšky pylonu následně logicky ovlivní funkci samotných závěsných lan. Zatímco v případě zavěšených mostů jsou lana zatížena ve větší míře svislým zatížením a lze je tedy charakterizovat jako jakési pružné podpory ve svislém směru, v případě extradosed mostů se tyto kabely chovají jako externí předpětí. Jejich primárním účelem

je tedy vnesení normálové tlakové síly do trámu a vzhledem ke sklonu je jejich příspěvek coby podpora ve svislém směru oproti zavěšeným mostům výrazně menší.



Obrázek 1: Poměr výšky pylonu a nosného trámu ku rozpětí, zleva: trémový most, extradosed most, zavěšený most [3]

Výhody takového uspořádání kabelů, které slouží jako přídatná předpínací lana, jsou zjevné. Předpínací kabely mají v místě nad podporou (tedy v místě záporných momentů) výrazně větší excentricitu, než je tomu v případě konvenčních trémových mostů, což má za důsledek efektivnější využití nosného trámu mostu [3].

1.1.2. Konstrukční výška nosného trámu mostu

Dalším důležitým kritériem při stanovení hranic mezi trémovými, extradosed a zavěšenými betonovými mosty je konstrukční výška nosného trámu. Trémový most je při větších rozpětích charakteristický proměnlivou výškou mostovky, hodnota poměru L/h leží v rozmezí od 50 do 30 uprostřed rozpětí a v rozmezí 18 až 15 nad podporou [3], kde h reprezentuje výšku trámu a L délku rozpětí. Co se zavěšených mostů týče, pohybuje se poměr výšky trámu ku délce rozpětí v intervalu od 50 do 100 [3]. V praxi lze ovšem pozorovat, že při velkých rozpětích již výška trámu není funkcí rozpětí, ale pohybuje se průměrně okolo 2 až 2,5 m, nezávisle na rozpětí [4].

Výška nosníku extradosed mostu v tomto ohledu závisí na přístupu k návrhu. Obdobně jako při návrhu obloukového mostu je zodpovědností projektanta rozhodnout na základě vhodnosti jednotlivých voleb, zda se bude jednat o most s tuhým trémem nebo tuhým obloukem, je i zde tuhost mostovky závislá na konkrétních podmínkách [3]. Pokud okolní podmínky dovolí, lze navrhnout relativně masivní nosný trém, předepnout ho nutným množstvím předpínacích lan a externí předpínací lana pak použít pouze jako lana přídatná v místě záporných momentů. K návrhu lze ale přistoupit i opačně, například v případě prostorových omezení či architektonických požadavků. V takovém případě je navrženo vyhovující vedení externích kabelů a na tomto základě je navržen trém přenášející zatížení mezi místy kotvení externích kabelů. Takový přístup je pak

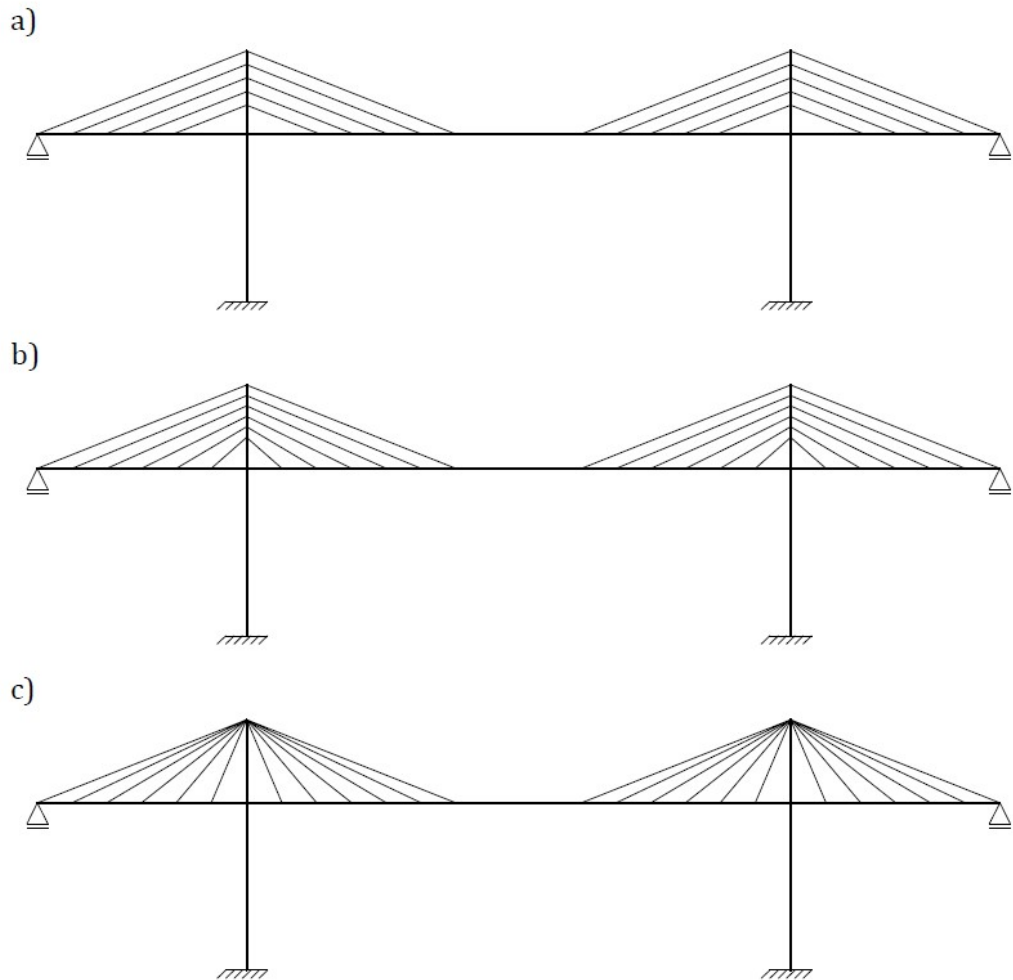
spíše podobný návrhu zavěšeného mostu [3]. V závislosti na této volbě se pak liší i závislost výšky trámu ku délce rozpětí, případně zda je výška trámu po délce pole proměnlivá či nikoliv.

Obecně lze však konstatovat, že hodnota výšky i tuhosti nosného trámu většiny extradosed mostů leží opět na půlceste mezi trémovými a zavěšenými mosty. Průměrně se poměr L/h rovná přibližně 33 [1], dle konkrétních podmínek však může dosahovat až hodnoty 50 [3]. Je však důležité poznamenat, že kritérium výšky nosného trámu (resp. jeho tuhosti) nedosahuje významnosti kritéria výšky pylonu, ta je u extradosed mostů téměř vždy rozhodujícím faktorem, neboť existují i případy zavěšených mostů s tuhou mostovkou, které mají relativně vysoký pylon, a proto je pouze na základě kritéria tuhosti nosníku nelze považovat za extradosed most [1].

1.1.3. Upořádaní extradosed závěsných lan

Obdobně jako u zavěšených mostů je možné vzájemně uspořádat extradosed lana třemi různými způsoby. Výhody jednotlivých uspořádání jsou obdobné jako u zavěšených mostů.

Harfové uspořádání lan je z estetického hlediska nejpříznivější, z hlediska praktického se však více osvědčuje varianta méně esteticky přitažlivá – uspořádání vějířovité. Jistou nevýhodou vějířovitého uspořádání je relativně složité řešení detailu vedení všech kabelů ideálně nejvyšším místem v pylonu. Vzhledem k tomu, že lana nemohou být vedena jedním bodem vlastně nelze dokonalého vějířového uspořádání docílit. Byť tento detail u harfového uspořádání nevzniká, využití lan kotvených do pylonu ve spodní části je malé a tedy neekonomické.



Obrázek 2: Uspořádání závěsů extradosed mostu: a) uspořádání harfovité, b) uspořádání vějířové, c) uspořádání polovějřivové

V praxi se proto v dnešní době nejčastěji využívá uspořádání polovějřivové, které je hybridem mezi harfovitým a vějířovitým uspořádáním. Kombinuje výhody obou uspořádání a do jisté míry eliminuje jejich nevýhody. Dle [3] jsou takovým uspořádáním vybaveny všechny dosud vybudované extradosed mosty v Japonsku.

1.1.4. Roznos zatížení mezi mostovkou a extradosed lany

Výška nosného trámu extradosed mostu (resp. jeho tuhost) významně ovlivňuje další ukazatel, jehož snahou je stanovit hranici mezi extradosed a zavěšenými mosty. Tento ukazatel vyjadřuje, jakým poměrem je roznášeno zatížení mezi externími lany a mostovkou. Poměr se označuje β a vyjádřen je následujícím vzorcem [2]:

$$\beta = \frac{\text{zatížení nesené závesnými kabelemi}}{\text{celkové svisté zatížení}} \times 100 [\%].$$

Hodnota β je významná ze dvou důvodů: lze z ní vyčíst poměr tuhosti mostovky ku externím lanům a zároveň lze na jejím základě získat hodnotu rozkmitu napětí v lanech od proměnného zatížení (viz kapitola 2.4.).

Z hlediska proměnného zatížení lze říci, že snahou extradosed mostů je držet tuto hodnotu co nejnižší, naopak u zavěšených mostů dosahuje β_q hodnoty až 100 % [2]. Skutečná hodnota poměru je závislá na konkrétním přístupu k návrhu mostu, nicméně za hranici mezi extradosed a zavěšenými mosty lze považovat hodnotu β_q rovnou 30 %, což následně odpovídá hodnotě rozkmitu napětí v extradosed kabelech přibližně rovné 50 MPa [3]. V praxi se ukazuje, že stanovení hodnoty poměru β_q není zcela přímočaré. Zatížení od dopravy je totiž definováno v různých stavech jako plošné zatížení i jako bodové zatížení, od bodového zatížení jsou pak hodnoty β_q vyšší než od plošného zatížení, neboť je toto zatíženo rozneseno pouze do lan, která ho obklopují, nikoliv do všech rovnoměrně, jak by tomu bylo u plošného zatížení [3].

U stávajících extradosed mostů se proto rozmezí hodnoty β_q od proměnného zatížení pohybuje v rámci tolerantnějších hranic 10 % až 50 %, zatímco u zavěšených mostů v rozmezí 50 % až 100 %. Velmi nízké zavěšené mosty se však za určitých podmínek mohou dostat pod hranici $\beta_q = 50$ %, v takovém případě se jedná o hybridní konstrukci, která vykazuje vlastnosti jak zavěšených, tak extradosed mostů [1].

Z hlediska stálého zatížení je hodnota β_g determinována postupem výstavby, který je u obou typů konstrukce často stejný, tedy letmou betonáží s postupným napínáním závěsů. Z toho důvodu je hodnota β_q pro zavěšené mosty rovna 100 %, pro extradosed mosty pak vzhledem ke statickému působení pak leží mezi 40 % až 80 % [1].

1.1.5. Omezení napětí v extradosed předpínacích lanech v MSP

Podmínka omezení napětí (resp. rozkmitu napětí) je důležitým faktorem z hlediska omezení poruch konstrukce z důvodu únavového namáhání. V případě zavěšených mostů je hodnota maximálního napětí v závěsném laně tradičně omezena na $0,45 \times f_u$, kde f_u charakterizuje mez pevnosti oceli v tahu. Na druhé straně, v případě trémových mostů s interním předpětím, platí ze stejných důvodů omezení oné hodnoty napětí na $0,6 \times f_u$.

U extradosed mostních konstrukcí je otázka omezení napětí v externích lanech složitější a dodnes často předmětem neshod napříč zdroji. V samotných počátcích vývoje extradosed mostů se vycházelo z úvahy, že extradosed lana jsou lana předpínací, nikoliv závěsná, a proto bylo při návrhu extradosed mostů uvažováno omezení napětí v lanech

hodnotou $0,6 \times f_u$. Tato myšlenka vycházela z předpokladu tuhé mostovky extradosed mostu při relativně malých rozpětích (90 až 180 m) čímž byl zajištěn malý rozkmit napětí v lanech od proměnného zatížení. S rostoucím rozpětím a klesající tuhostí mostovek byla však tato hodnota omezení na straně nebezpečné, proto bylo překročeno v některých případech ke snížení hodnoty maximálního napětí v MSP na hodnotu $0,45 \times f_u$, tedy na hodnotu jako u zavěšených mostů [5].

Stanovení hodnoty omezení napětí v lanech při MSP pro extradosed mosty vychází z hodnoty rozkmitu napětí v lanech od proměnného zatížení ($\Delta\sigma_L$), což je dalším významným ukazatelem přístupu k extradosed mostu. Obecně je snahou držet hodnotu tohoto rozkmitu na minimum, čím menší totiž je, tím větší je povolené napětí v předpínacím extradosed kabelu. Samotné stanovení mezí rozkmitu napětí v lanech se liší pro různé státy (resp. předpisy oněch států) a technologii předpínání [3].

Například francouzská doporučení (SETRA) stanovují omezení napětí v laně f_s následující kritéria [5]:

$$f_s = \begin{cases} 0,6 \times f_u & \text{pro } \Delta\sigma_L < 50 \text{ MPa;} \\ 0,46 \times \left(\frac{\Delta\sigma_L}{140}\right)^{-0,25} \times f_u & \text{pro } 50 < \Delta\sigma_L < 140 \text{ MPa;} \\ 0,46 \times f_u & \text{pro } \Delta\sigma_L > 140 \text{ MPa.} \end{cases}$$

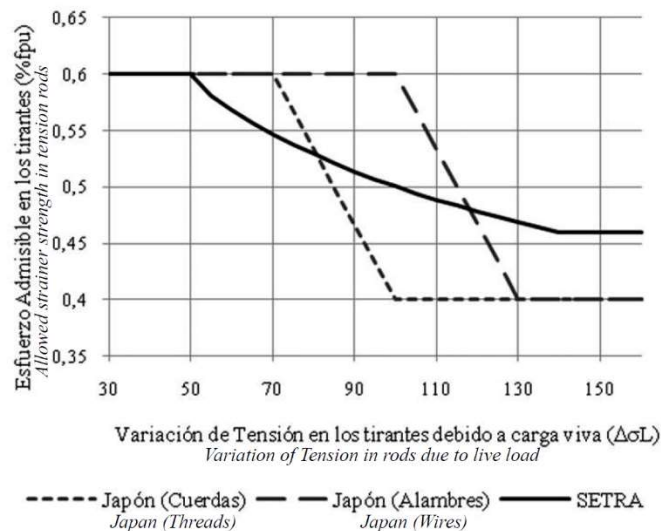
Japonská doporučení (Specifikace japonské asociace předpjatých betonových mostů) pak rozlišují přísnější hranice rozkmitu pro kabely splétané na místě [3]:

$$f_s = \begin{cases} 0,6 \times f_u & \text{pro } \Delta\sigma_L < 70 \text{ MPa;} \\ (1,067 - 0,00667\Delta\sigma_L) \times f_u & \text{pro } 70 < \Delta\sigma_L < 100 \text{ MPa;} \\ 0,46 \times f_u & \text{pro } \Delta\sigma_L > 100 \text{ MPa} \end{cases}$$

a naopak benevolentnější pro prefabrikovaně splétané kabely:

$$f_s = \begin{cases} 0,6 \times f_u & \text{pro } \Delta\sigma_L < 100 \text{ MPa;} \\ (1,267 - 0,00667\Delta\sigma_L) \times f_u & \text{pro } 100 < \Delta\sigma_L < 130 \text{ MPa;} \\ 0,46 \times f_u & \text{pro } \Delta\sigma_L > 130 \text{ MPa.} \end{cases}$$

Porovnání jednotlivých přístupů je pak zřejmé z následujícího grafu:



Obrázek 3: Graf závislosti hodnoty omezení napětí v lanech v MSP na rozkmitu zatížení od proměnného zatížení v lanech dle jednotlivých přístupů národů [5]

1.1.6. Ideální poměr polí a rozpětí extradosed mostu

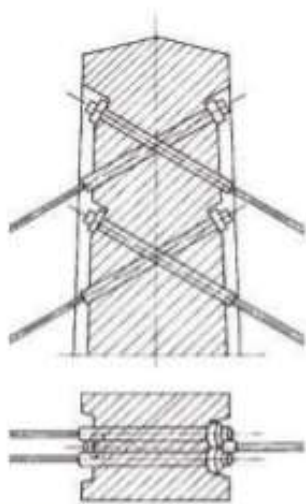
Dle [5] existují k stanovení ideální délky vedlejšího pole dva přístupy. Jeden z přístupů poukazuje na fakt, že extradosed konstrukce jsou svým chováním podobné trémovým mostům, proto by i poměr vedlejšího pole ku hlavnímu poli měl odpovídat tomu, který se využívá u trémových mostů, tedy mezi 0,6 a 0,8. Na základě druhého přístupu je však ideální hodnotu tohoto poměru pro extradosed mosty s konstantní výškou mostovky naopak držet pod hodnotou 0,6, neboť pak je dosaženo nižších tahových napětí v deskách vedlejších polí a menších průhybů. Zároveň je však doporučeno držet se hodnot poměru polí vyšších 0,4, neboť při kratší délce vedlejšího pole by mohlo dojít ke zdvihání mostovky v krajní podpoře, čímž vznikají na konstrukci náročně řešitelné detaily.

Zatímco donedávna se trémové mosty využívaly do rozpětí hlavního pole okolo 500 m, dnes je jejich využití vyšší spíše při menších rozpětích do přibližně 300 m. S vývojem zavěšených mostů je dnes možné je využít i při rozpětích převyšujícím 1000 m, ale i při rozpětích 100 m. Extradosed mosty našly své využití pro rozpětí blízká se spíše trémovým mostům, tedy v rozmezí 100 až 300 m [1].

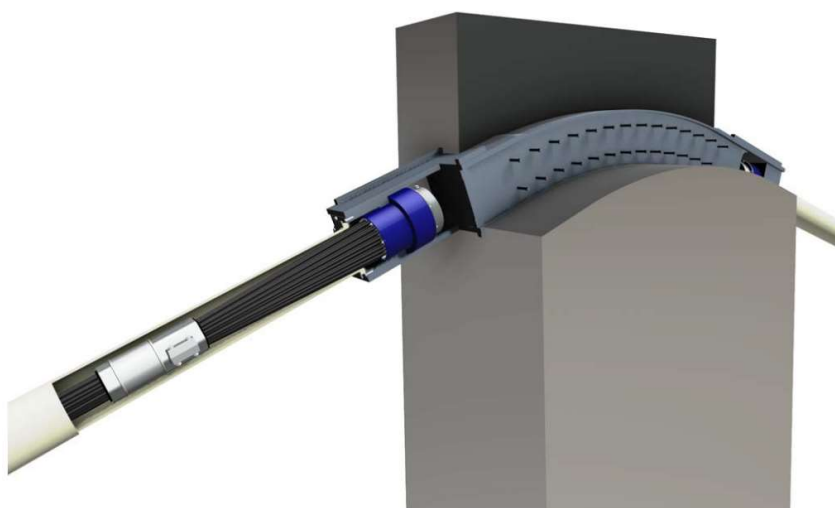
1.1.7. Detail kotvení lana k pylonu

Detail připojení lana k pylonu lze řešit dvěma způsoby. Lano je možné k pylonu přivést a ukotvit z obou stran zvlášť nebo je přes pylon převést spojitě pomocí

sedlového kotvení. V takovém případě je využito nízké výšky pylonu, a tedy i relativně velkých poloměrů oblouku lan při vedení skrz pylon, na rozdíl od zavěšených mostů, kde možnost vedení lana pomocí sedlového kotvení často možné z důvodu malých poloměrů oblouků lan v pylonu není [3]. Obě řešení mají svá specifika, která je potřeba respektovat.



Obrázek 4: Kotvení lana křížem skrz pylon [6]



Obrázek 5: Kotvení kabelu k pylonu pomocí sedla [7]

Kotvení kabelu k pylonu je z hlediska návrhu extradosed kabelu jednodušší, následně je však potřeba řešit otázku, jakým způsobem je převedena síla mezi kabely v jedné úrovni kotvení tak, aby nedošlo v betonovém průřezu k nepřípustným tahovým namáháním. Deviátor je potřeba buď dodatečně předeprnout, vyztužit ocelovými pláty nebo kotvit kabely křížem skrz pylon, tedy tak, aby byl betonový průřez celý v tlaku.

Vedení kabelu skrz pylon pomocí sedlového kotvení se zde nabízí jako jednodušší alternativa ke konvenčnímu kotvení lan z obou stran pylonu. K takovému kotvení je ovšem zapotřebí přistupovat z hlediska návrhu jinak. Lana vedená sedlem v pylonu musí být vyměnitelná a zároveň odolná vůči únavě způsobené třením a ohybovému namáhání.

Zejména ohybové namáhání vyvolané ohnutím kabelu je důležitým faktorem při návrhu takového lana. Napětí od ohnutí kabelu lze vyjádřit jako

$$\sigma_c = E \times \frac{r}{R}$$

kde E vyjadřuje modul pružnosti lana, r vyjadřuje poloměr zakřivení lana a R poloměr zakřivení sedla v pylonu. Celkové napětí v laně je pak vyjádřeno jako

$$\sigma = \sigma_c + \sigma_A = \frac{E \times r}{R} + \frac{P}{A}$$

Napětí způsobené křivostí extradosed lana může při malých poloměrech představovat i 50 % celkového napětí v laně, z toho důvodu jsou v různých zemích přijímána různá opatření, která omezují užití sedlového kotvení lana na pylon. Nejčastěji se jedná o omezení poloměru zakřivení lana. Dle předpisů *SETRA* musí být minimální hodnota poloměru 125krát větší než vnější průměr lana, dle předpisů *fib* pak musí být poloměr zakřivení větší než 400krát hodnota průměru samotného drátu v laně. Často je rovněž překročeno k většímu omezení napětí v kabelu, než by tomu bylo u konvenčního kotevní. Dle předpisů platných v Japonsku je možné sedlové kotvení uplatnit pouze v případě, že je rozkmit napětí od zatížení v extradosed kabelu menší než 50 MPa.

Z hlediska ekonomického se jeví výhodnější kotvení lan pomocí sedla. Je redukován počet kotevních detailů, které konstrukci zdražují a zároveň je omezeno zatížení pylonu horizontálními silami od kotvení. Argumentem znevýhodňujícím využití kotevní lan pomocí sedla pak je fakt, že pylon musí být v případě kotvení lan pomocí sedla oproti konvenčnímu kotvení v podélném směru delší, což lze obecně u takové konstrukce považovat za „krok zpátky“, neboť větší rozměry pylonu jsou z architektonického hlediska neatraktivní a často také omezením při příčném uspořádání dopravy na mostě.

1.1.8. Detail převedení mostovky přes pylon

Konstrukční řešení detailu v místě uložení mostovky na pylon je v případě extradosed mostu různorodé. Vzhledem k tomu, že část pylonu vystupujícího nad mostovku se v případě extradosed mostu považuje spíše za deviátor, je v místě mezi deviátorem a mostovkou vždy požadováno tuhé spojení. Otázka uložení mostovky s deviátorem na mezilehlou podporu je pak otázka přístupu projektanta. Stejně jako u běžných předepjatých trémových konstrukcí je možné mostovku uložit buď s umožněním pootočení v místě uložení (tedy na ložisko) nebo mostovku na pilíř uložit tuze (vetknout) a využít tak rámového působení konstrukce [3].

Výhody jednotlivých řešení jsou jednoznačné. Pokud je v místě uložení povoleno pootočení, je pilíř zatížen vesměs pouze svislou tlakovou silou, v mostovce však vznikají uprostřed rozpětí významné momenty a větší svislé průhyby, které mají za následek nadzvedání krajních polí. Naopak při vetknutí mostovky do pilíře jsou omezeny průhyby mostovky uprostřed rozpětí za cenu nárůstu momentu v mostovce nad podporou a zatížení pilíře nezanedbatelným ohybovým zatížením od tuhé uložení mostovky. Obecně platí, že čím delší je rozpětí mostu, tím obtížnější a ekonomicky méně výhodný je

návrh tuhého uložení mostovky na pilíř. V praxi se ukazuje, že počet extradosed mostů, které jsou na pilíř uloženy tuze je přibližně stejný jako počet mostů uložených na pilíř s možností pootočení [3].

1.1.9. Chování extradosed mostu z hlediska dynamiky

Neprobádanou oblastí chování extradosed mostu je v současné chvíli odezva takové konstrukce na dynamické zatížení. Vzhledem k tomu, že jsou extradosed mosty v dnešní době nejčastěji budovány na japonských ostrovech a v Číně, které jsou velmi často vystaveny zemětřesení, je toto téma aktuální. Dle [8] je v současnosti při návrhu extradosed mostu otázka odezvy konstrukce na dynamické zatížení zanedbána a je k ní přistupováno nejednotně, proto nelze chování vybudovaných konstrukcí považovat v tomto ohledu za směrodatné.

Obecně lze říci, že vzhledem k vyšší tuhosti nosné konstrukce extradosed mostu je chování extradosed mostu při dynamickém zatížení příznivější, než je tomu u zavěšených mostů, které jsou na toto zatížení citlivější.

1.1.10. Ekonomické hledisko návrhu extradosed mostu

Dle [9] se extradosed most jeví jako ekonomicky výhodnější varianta při rozpětích polí do 200 m. Při rozpětí v rozmezí 200 až 320 metrů je pak ekonomická náročnost mostu srovnatelná s mosty zavěšenými. V praxi se však ukazuje, že extradosed mosty dosahují nejčastěji rozpětí pole do 200 m [1], v takovém případě lze najít několik jednoznačných výhod oproti mostům zavěšeným [3].

Kromě výše zmíněné možnosti použití sedlového kotvení lana lze vzhledem ke sklonu lan upustit od náročných kotevních detailů lana do mostovky, neboť lana vnášejí do mostovky vesměs horizontální sílu a ta se přenesou přímo do mostovky bez potřeby řešení přenosu vertikální síly do mostovky. Nahrazení pylonu nižším deviátorem a pilířem je rovněž ekonomicky výhodnější.

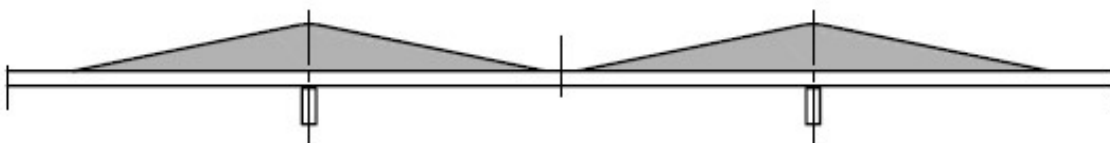
Výhodou oproti trámovým mostům se jeví být možnost navrhnout mostovku konstantní výšky, čímž se zjednoduší a zlevní proces výstavby. Zároveň je mostovka extradosed mostu nižší a spotřeba betonu je tedy menší. Vzhledem k nutnosti řešit kotevní detaily závěsů, které u trámových mostů nevznikají, je otázka ekonomické

výhodnosti extradosed varianty přemostění zřejmě individuální a závislá na lokálních požadavcích.

1.1.11. Mosty s podobnými konstrukčními charakteristikami

Spolu s extradosed mosty byly za cílem vytvoření hybridní konstrukce mezi zavěšenými a trémovými mosty vyvinuty další mostní konstrukce, jejichž charakteristiky jsou podobné extradosed mostům. Nejčastěji se jedná o mosty cable-back a fin-back, které pravděpodobně samy již byly inspirací pro vznik extradosed mostu.

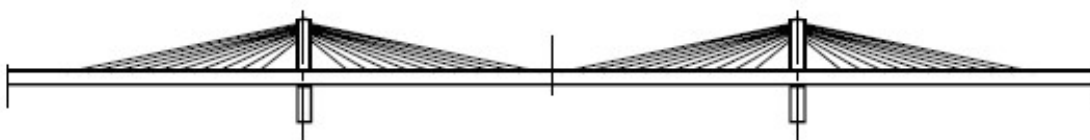
Fin-back most je opatřen v rovině extradosed kabelů betonovými stěnami. Stěna je spojitá a v úseku mostovky, kde je kotvení extradosed kabelů provedeno, je součástí příčného řezu mostovky. Kromě ochrany kabelů zde tento betonový prvek slouží jako výrazné ztužení konstrukce.



Obrázek 6: Cable-back most [3]



Obrázek 7: Fin-back most [3]

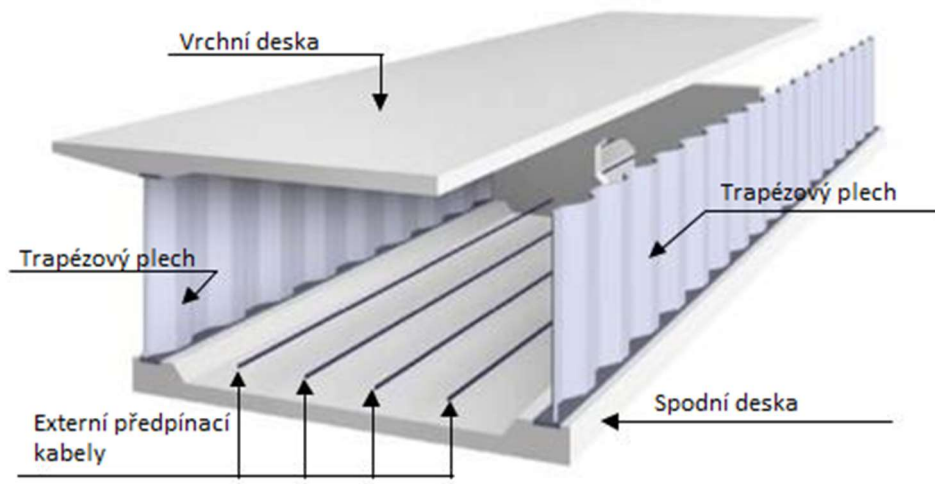


Obrázek 8: Extradosed most [3]

Cable-panel most je podobně jako fin-back most vybaven betonovými panely v rovině závěsu, ty jsou však omezeny pouze na prostor vymezený nejbližším a nejbližším lanem od příslušné strany pylonu, proto jejich příspěvek do tuhosti konstrukce není nikterak významný a panely slouží spíše jako pasivní ochrana extradosed kabelů.

S postupem času vznikají modifikované návrhy i samotného konceptu extradosed mostu. V zájmu snížení vlastní tíhy mostu byly při návrhu mostu Rittoh v Japonsku

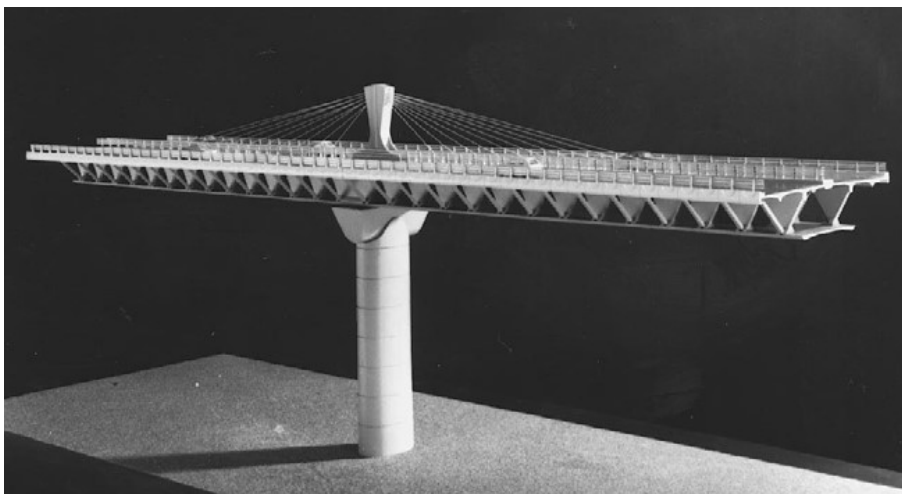
nahrazeny betonové stěny komory mostovky trapézovým plechem. Plech má velmi dobrou odolnost ve smyku, jeho užití redukuje vlastní tíhu o přibližně 25 % a tedy umožňuje návrh delšího rozpětí při zachování dimenzí ostatních prvků mostu. Předpětí je vedeno pouze v rámci horní a dolní desky komorového nosníku a přídatnými externími a extradosed kabely [4].



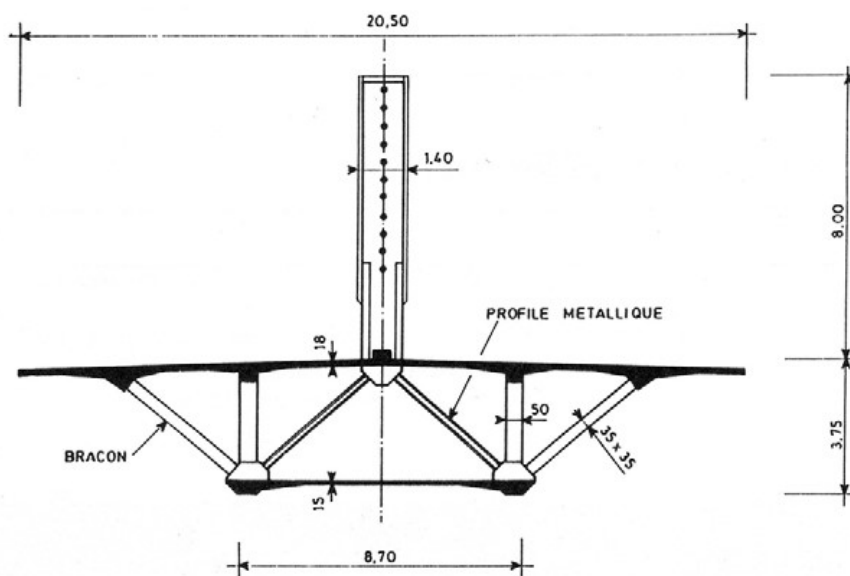
Obrázek 9: Schématický příčný řez komorového nosníku se stěnami z trapézového plechu [4]

1.2. Historie extradosed mostů

Zásluhy za návrh vůbec prvního extradosed mostu si dle dostupných informací mohou připisovat dva projektanti [1]. Zřejmě vůbec prvním, který takový most navrhl a označil ho názvem „extradosed“ byl Jacques Mathivat v roce 1988, kdy představil svůj návrh varianty viaduktu Arrêt – Darré (Francie) [3].



Obrázek 10: Model viaduktu Arrêt – Darré (Francie) [10]



Obrázek 11: Příčný řez mostovkou viaduktu Arrêt – Darré (Francie)

Název mostu je odvozen od slova „extrados“ které je označením pro vnější (neboli vrchní) povrch oblouku. Mathivat od tohoto termínu odvodil slovo extradosed, které označovalo vedení předpínacích lan mimo hranice omezené příčným řezem mostovky. Jeho návrh viaduktu Arrêt – Darré nebyl nikdy realizován, přesto se zásluhy za návrh prvního extradosed mostu připisují Mathivatovi. Motivací pro vedení lan mimo příčný řez mu byla úspora materiálu až o 30 % oproti konvenčním trámovým mostům. V místě záporných momentů bylo dosaženo větší excentricity předpínacích kabelů pomocí deviátorů, zároveň však vzhledem k nízkému sklonu lan bylo možné je napnout stejně jako lana interní. Důsledkem takového uspořádání bylo snížení výšky mostovky, a tedy i ekonomicky výhodnější „konkurent“ trámového mostu [3].

Mathivat připustil, že při návrhu mostu přes údolí Arrêt – Darré se inspiroval finback a cable-panel mosty. První cable-panel most byl vybudován v roce 1980, jeho autorem je Christian Menn, a proto je jeho jméno často v souvislosti se zárodky extradosed mostů zmiňováno. Most překlenuje údolí Ganter (Švýcarsko), nejdelší pole dosahuje 174 m a výška mostovky nad terénem činí 140 m. Betonové panely, kterými jsou předpínací lana vedená přes deviátor chráněna, sloužila primárně jako ztužení relativně vysokého a subtilního mostu v oblasti, kde jsou rozhodujícím zatížením účinky větru [3].



Obrázek 12: Ganter Bridge [11]



Obrázek 13: Ganter Bridge [12]

Mennův návrh cable-panel mostu posloužil jako inspirace pro vznik dalších takových mostů, jako je například most Socorridos (Portugalsko, 1987), ale také pro vznik modifikované konstrukce – mostu fin-back. Prvním takovým mostem byl Barton Creek Bridge, který byl postaven roku 1987 v americkém Texasu [5]. I přes fakt, že je tento most architektonicky zajímavý, ekonomicky výhodný a díky své tuhosti vhodný i do oblastí vystavených velkým dynamickým zatížením od větru, není koncept fin-back mostů žádaný a je takových mostů relativně málo.



Obrázek 14: most Socorridos (Portugalsko) [13]



Obrázek 15: Barton Creek Bridge (USA) [14]

Prvním extradosed konstrukce, která odpovídala návrhu Mathivata byla vybudována až v roce 1994 v Japonsku a je známá jako Odawara Blueway Bridge. Byť byly namísto jedné roviny extradosed kabelů zvoleny roviny dvě a výška deviátoru dosahovala až k polovině výšky pylonu zavěšeného mostu namísto třetiny, jak navrhoval Mathivat, v ostatních ohledech konstrukce skutečně splňuje předpoklady a požadavky pro extradosed most [3].



Obrázek 16: Odawara Blueway Bridge (Japonsko) [15]



Obrázek 17: Odawara Blueway Bridge (Japonsko) [16]

I přes zjevný fakt, že první extradosed most navrhl Mathivat, je nutné připustit, že dimenzemi a uspořádáním se současné extradosed mosty blíží spíše Mennovu mostu přes údolí Ganter. Namísto jednoho masivního pilíře je často volen pilíř o dvou stojkách, které jsou propojeny s deviátory dvou rovin extradosed závěsů a působí tak estetičtěji a kompaktněji. Zatímco mostovka Arrêt – Darré viaduktu byla řešena jako spojitý nosník o šesti polích, dnešní extradosed mosty zejména v Japonsku jsou mnohem častěji navrženy jako rámové konstrukce s mostovkou vetknutou do pilíře [3].

1.3. Příklady extradosed mostů

Jak již bylo zmíněno, převážná část extradosed mostů je k nalezení zejména v Japonsku a Číně. Na následujících řádcích jsou prezentovány některé stávající extradosed mosty s jejich krátkou charakteristikou.

1.3.1. Most Saint-Rémy-de-Maurienne – Francie

Silniční most o celkové délce 101 m byl dokončen roku 1996. Dvě pole o rozpětích 52,4 m a 48,5 m přemostují řeku Saint-Rémy-de-Maurienne. Šířka mostovky je rovna 13,4 m a její konstrukční výška 2,2 m. Příčný řez mostovky je řešen jako parapetní nosník, v jehož žebrech jsou vedena předpínací lana. Poměr délky rozpětí ku výšce mostovky je roven 24, tato hodnota naznačuje, že most mohl být navržen jako konvenční trémový most bez nutnosti užití extradosed předpínací technologie. Návrh extradosed mostu zde zvítězil spíše z hlediska architektonického [3].



Obrázek 18: Saint-Rémy-de-Maurienne Bridge [17]



Obrázek 19: Saint-Rémy-de-Maurienne Bridge [17]

1.3.2 Most Sunniberg– Švýcarsko

Kromě mostu přes údolí Ganter se Christian Menn zasloužil i za návrh extradosed mostu blízko švýcarského města Klosters. Celková délka přemostění je rovna 526 m, délky jednotlivých polí pak jsou 59 m, 128 m, 140 m, 134 m a 65 m. Výška mostovky zde ční pouhých 1,1 m a její šířka dosahuje přibližně 12,5 m. Vzhledem k relativně malé tuhosti nosného trámu se svým chováním most blíží spíše zavěšenému než extradosed mostu, díky nízkému sklonu externích lan však spadá do kategorie extradosed mostů. Příčný řez mostovky sestává z masivní desky podepřené podélně po krajích žebry. Vzhledem k prostředí, do kterého je most zasazen, bylo projektantovým záměrem vytvořit relativně subtilní a architektonicky přitažlivou konstrukci, která by nenarušovala ráz okolní přírody [3].



Obrázek 20: Sunniberg Bridge (Švýcarsko) [18]



Obrázek 21: Sunniberg Bridge (Švýcarsko) [19]

1.3.3. Most Kiso River – Japonsko

Most uvedený do provozu v roce 2001 přemostňuje celkem 1145 m, s délkami jednotlivých polí 160 m, 275 m, 275 m, 275 m a 160 m dosáhli v době svého zprovoznění spolu s mostem Ibi River (Japonsko) rekordní délky pole extradosed mostu. Do mostovky proměnlivé výšky (od 4,3 m v poli po 7,3 m nad podporou) je vetknut deviátor, přes který jsou vedeny extradosed kabely, mostovka je pak řešena jako spojitý nosník, uložený na podpory pomocí pryžových ložisek. Mostovka je po délce pole hybridní, v prvních 90 m směrem od deviátoru je zhotoven betonový komorový nosník, který je podepírán extradosed kabely. Prostřední část pole bez podpory kabelů je realizována jako ocelový komorový nosník, který spojitě navazuje na betonový průřez [3].



Obrázek 22: Kiso Bridge (Japonsko) [20]



Obrázek 23: Kiso Bridge (Japonsko) [21]

1.3.4. Most Korong – Maďarsko

Extradosed silniční most o dvou polích délky 52,3 m a 62 m byl otevřen roku 2004. Mostovka konstantní výšky 1,6 m přemostňuje pod úhlem 40° dálnici. Příčný řez mostu byl navržen jako tříkomorový předepjatý nosník, předpínací kabely jsou v poli vedeny externě podél vnějších stěn krajních komor [3].



Obrázek 24: Korongský most (Maďarsko) [22]



Obrázek 25: Korongský most (Maďarsko) [22]

1.3.5. Most Rittoh – Japonsko

V roce 2004 byl uveden do provozu i hybridní extradosed most (též známý jako OmiOdori most), který na sebe upoutal pozornost jak konstrukčním, tak architektonickým řešením. Příčný řez mostu je řešen jako tříkomorový betonový nosník, jehož stěny komor jsou nahrazeny trapézovým plechem. Délka přemostění je rovna 495 m, délky polí jsou 140 m, 170 m, 115 m a 70 m. Výška mostovky je proměnná, nad

podporou dosahuje 7,5, v poli pak činí 4,5 m. Nezvyklý tvar pylonu symbolizuje tradiční jihoasijský symbol štěstí, jeřába mandžuského při letu [3].



Obrázek 26: Rittoh Bridge (Japonsko) [23]



Obrázek 27: Rittoh Bridge (Japonsko) [24]

2. NÁVRH KONKRÉTNÍ KONSTRUKCE

Následující část práce se věnuje návrhu a předběžnému posouzení extradosed mostu. Při návrhu dimenzí mostu byla inspirací zadávací dokumentace k projektu Dvoreckého mostu přes Vltavu v Praze, dle které most slouží pouze pro pěší a městskou hromadnou dopravu. Tato skutečnost ovlivnila i povahu proměnného zatížení, které je proto v této práci tvořeno dopravními prostředky městské hromadné dopravy.

Extradosed konstrukce byla zvolena z důvodu estetické atraktivity a také výhodnosti konstrukce. Zavěšený most by v tomto místě díky vysokým pylonům působil rušivě, snížením pylonů se však docílí architektonicky zajímavé konstrukce, která nenarušuje panorama hlavního města. Extradosed most je také výhodný z důvodu kombinací vlastností zavěšeného a trémového mostu. Užitím extradosed lan lze docílit nižší výšky mostovky, zároveň je však dosaženo dostatečné tuhosti konstrukce.

2.1. Základní údaje o konstrukci

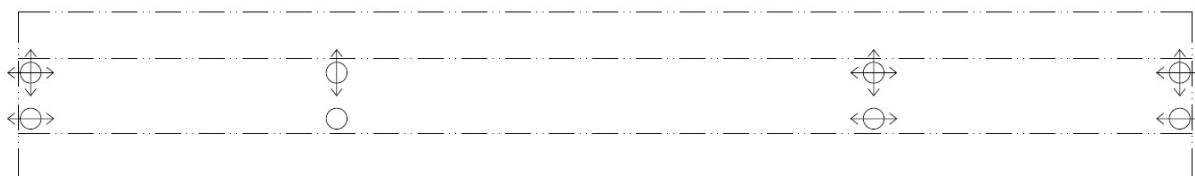
Práce předkládá návrh extradosed mostu o třech polích, který je staticky navržen jako spojitý nosník. Délka jednotlivých polí je $88,5 + 154 + 88,5$ m, celková délka přemostění je rovna 331 m.

Příčný řez je navržen jako dvoukomorový betonový nosník konstantní výšky 3,1 m. V místě nad mezilehlými podporami jsou v úrovni krajních stěn komor zhotoveny deviátory, jejichž příčný řez je tvořen masivním betonovým obdélníkem o rozměrech 1,5 x 0,8 m. Výška deviátorů dosahuje úrovně 10 m nad vrchní desku mostovky. Poměr rozpětí ku výšce nosníku je roven 50, poměr rozpětí ku výšce deviátoru je roven 15, most tedy splňuje kritéria pro zařazení do kategorie extradosed mostů.

Podélné předpětí je vedeno ve třech stěnách komorového nosníku, kromě toho je z každé strany čtyř deviátorů kotveno 7 extradosed kabelů, celkem je tedy navrženo 56 extradosed kabelů.

Šířka nosné konstrukce mostu je 15,7 m, dimenze příčného řezu byly stanoveny na samostatném výpočtovém modelu s ohledem na vnitřní síly vzniklé od zatížení městskou kolejovou dopravou na horní desce mostovky.

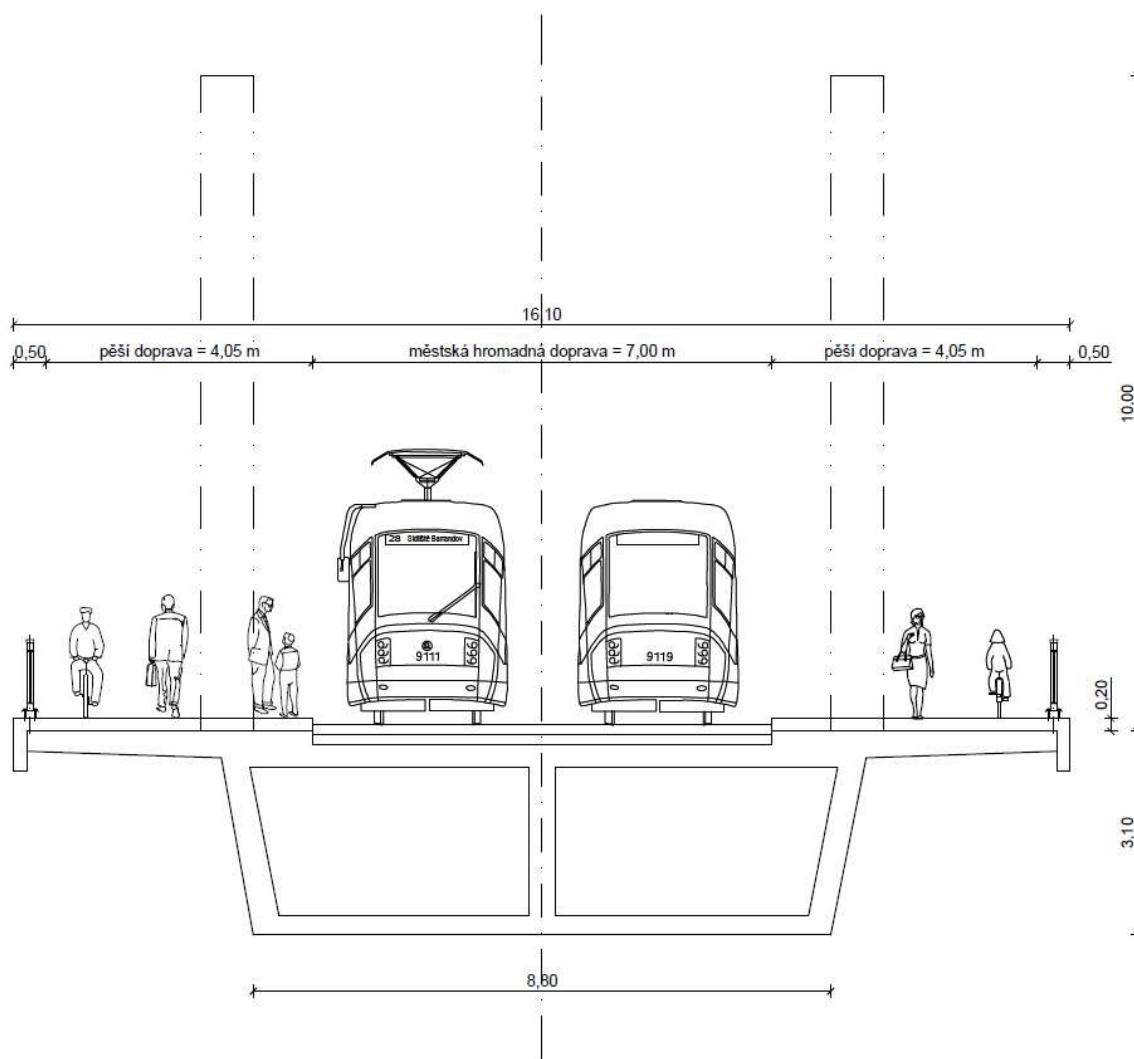
Nosník je na krajích uložen na opěry, mezilehlé podpory tvoří pilíře, každý o dvou stojkách a vrchním příčníku, na který je mostovka uložena. Mostovka je na podpory uložena prostřednictvím hrncových ložisek.



Obrázek 28: Schéma rozmístění ložisek

Navržený most přemostuje řeku, výška nivelety mostovky je proměnlivá 250,116 m. n. m. do 198,781 m. n. m., spodní hrana mostovky je tedy ve výšce min 195,681 m. n. m. Horní hranice plavebního prostoru je stanovena ve 195,4 m. n. m v místě, kde spodní hrana mostovky leží ve výšce 199,056 m. n. m.

Příčné uspořádání dopravy na mostovce je řešeno dle požadavků pro návrh Dvoreckého mostu. Symetricky s osou příčného řezu jsou střední částí dopravního prostoru vedeny dvě tramvajové tratě, levá a pravá část dopravního prostoru obklopující dvojici tratí je pak vyhrazena pěší a cyklistické dopravě.

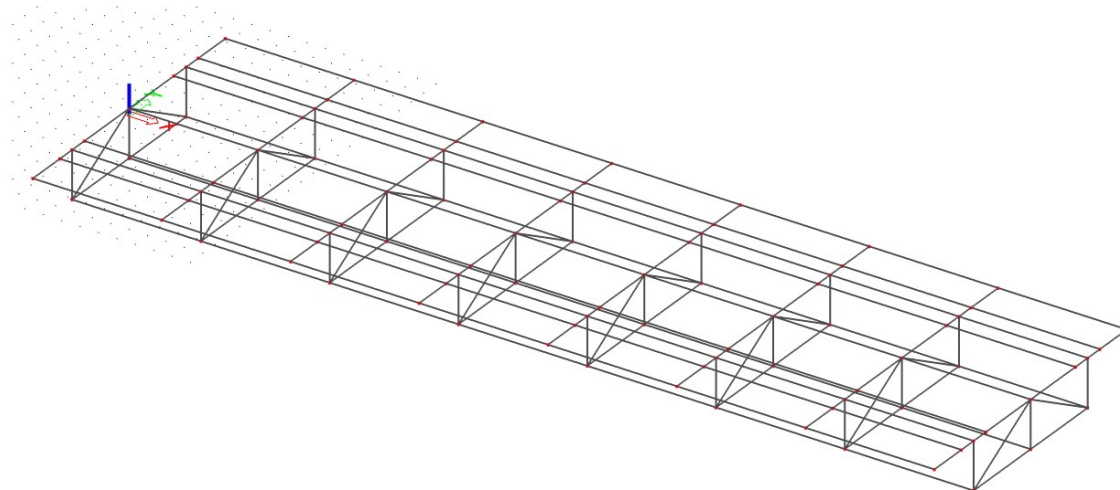


Obrázek 29: Schéma uspořádání dopravního prostoru na mostě

2.2. Výpočetní modely konstrukce

Výpočetní modely konstrukce byly vytvořeny v programu SCIA ENGINEER 18, výkresy pak v programu Autodesk AutoCAD 2018.

V prvním kroku byl sestaven model reprezentativní části konstrukce pro stanovení dimenzí příčného řezu. Deskostěnový model byl zatížen jednotlivými zatíženími, pro rozhodující zatížení byly vnitřní síly ověřeny předběžným návrhem příčné výztuže.

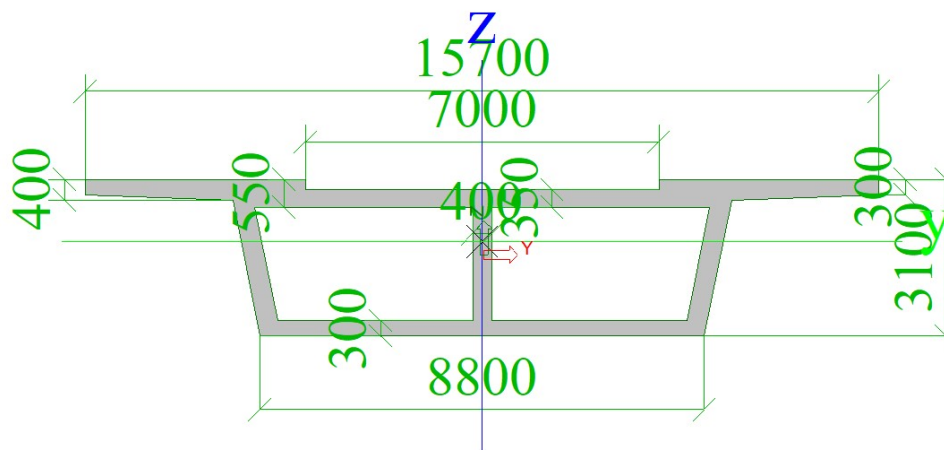


Obrázek 30: Deskostěnový model konstrukce pro stanovení dimenzí příčného řezu

V dalším kroku byl vytvořen prutový 2D model konstrukce, na kterém byly zjištěny účinky pohyblivého zatížení od jednotlivých zatěžovacích sestav. Na tomto modelu byly pomocí analýzy příčinkových čar nalezeny polohy jednotlivých sestav, které vyvolají minimální moment nad podporou, ve vedlejším poli a v prostředním poli.



Obrázek 31: 2D prutový model konstrukce



Obrázek 32: Příčný řez prutu reprezentujícího mostovku

Následně byl vytvořen prostorový deskostěnový model celého mostu, který byl postupně zatěžován v charakteristických polohách sestavami zatížení pro vyvolání extrémních účinků zatížení (momenty, posouvající síly) v typických místech. Na základě výsledků získaných pomocí tohoto modelu byly stanoveny opravné součinitele příčného roznosu na mostovce zohledňující prostorové působení konstrukce, které by byly v případě užití výhradně prutového modelu zanedbány.



Obrázek 33: Deskostěnový model konstrukce pro stanovení příčného roznosu zatížení

V posledním kroku byly v prutovém modelu zjednodušeně definovány jednotlivé fáze výstavby, předpětí a finální kombinace zatížení. Z modelu byly získány příslušné vnitřní síly pro následné globální posouzení navržené konstrukce.

2.3. Materiálové charakteristiky

2.3.1. Beton

Mostovka i deviátory jsou navrženy z betonu C45/55 – XF2 – XD1 – XC4 [25].

f_{ck}	=	45	MPa
f_{cm}	=	53	MPa
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$	=	25,5	MPa
$f_{ctk0,05}$	=	2,7	MPa
f_{ctd}	=	1,8	MPa
$f_{ctk0,95}$	=	4,9	MPa
f_{ctm}	=	3,8	MPa
E_{cm}	=	36	GPa
$E_c = 1,05 * E_c$	=	37,8	GPa
$\epsilon_{cu2} = \epsilon_{cu3}$	=	3,5	‰
ν	=	0,2	-
α	=	0,000010	K ⁻¹

2.3.2. Betonová krycí vrstva

2.3.2.1. Pro betonářskou výztuž

$$c_{\text{nom}} = c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}} = 35 + 10 = 45 \text{ mm}$$

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

$$c_{\text{min}} = \max (14 \text{ mm}; 35 \text{ mm} + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm}) = 35 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{\text{dev}} = 10 \text{ mm}$$

$$c_{\text{min},b} \geq \emptyset = 14 \text{ mm}$$

$$c_{\text{min},\text{dur}} = 35 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{\text{dur},y} = 0$$

$$\Delta c_{\text{dur},\text{st}} = 0$$

$$\Delta c_{\text{dur},\text{add}} = 0$$

2.3.2.2. Pro předpínací výztuž

Na základě [25] je betonová krycí vrstva pro předpínací výztuž rovna průměru kabelového kanálku, maximálně však 80 mm. Navržený most je předepnut kabely, které jsou vedeny v kanálcích o průměru 100 mm, proto bude krycí vrstva předpínací výztuže v této práci uvažována hodnotou 80 mm.

2.3.3. Předpínací a betonářská výztuž

Předpínací výztuž a extradosed kabely jsou navrženy z oceli Y1770S7-15,7.

d	=	15,7	mm
A ₁	=	150	mm ²
f _{pk}	=	1770	MPa
f _{p0,2k}	=	1570	MPa
f _{p0,1k}	=	1491,5	MPa
E _p	=	200	GPa
f _{p,d}	=	1297	MPa

Betonářská výztuž je uvažována jako B500B.

f _{yk}	=	500	MPa
f _{yd}	=	434,78	MPa
E _s	=	200	MPa
α	=	0,000012	K ⁻¹

2.4. Zatížení

2.4.1. Zatížení stálá

2.4.1.1. Zatížení vlastní tíhou

Vlastní tíha betonových prvků navržené konstrukce byla automaticky generována programem SCIA ENGINEER. Vlastní tíha extradosed kabelů nebyla pro globální návrh konstrukce uvažována.

2.4.1.2. Ostatní stálá zatížení

Ostatní stálé zatížení je tvořeno skladbou tramvajové trati, chodníků s římsami a zábradlími.

Tramvajová trať byla navržena jako pevná jízdní dráha, tloušťka železobetonové desky, ke které jsou kotveny kolejnice, činí 15 cm. Deska je uložena na antivibrační rohoži, která redukuje dynamické účinky od kolejové dopravy. Aby byla trať pojízdná i pro autobusy, jsou kolejnice zapuštěny ve vozovce, tvořené železobetonovou podkladní deskou a litým asfaltem, celková výška vozovkového souvrství činí 17 cm. Železobetonové římsy jsou široké 4,55 m a vymezují tak plochu sloužící k pěší dopravě.

Název	A [m ²]	objem. tíha [kN/m ³]	Celkem (kN/m')
hydroizolace	15,7 × 0,005	9,88	0,78
ŽB římsy	2 × 1,03	25	51,5
pryžový koberec	0,7	650	0,46
ŽB deska (pevná jízdní dráha)	1,05	25	22,75
vozovkové souvrství	-	-	19,9
kolejnice	4 × 0,49	-	1,96
ocelové zábradlí	2 × 0,5	-	1
ostatní vybavení	-	-	3
celkem			101,4 kN/m'

Tabulka 1: Ostatní stálé zatížení [26]

2.4.2. Proměnná zatížení

2.4.2.1. Klimatická zatížení

Zatížení větrem bylo počítáno dle [27]. Zatížení je uvažováno jako vítr působící na konstrukci z boku a působí tedy na mostovku, zábradlí a deviátor.

Pro výpočet vodorovné spojité síly působící kolmo na podélnou osu mostu bylo využito zjednodušené metody, kterou norma nabízí.

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

kde ρ je měrná hodnota vzduchu (rovna 1,25 kg/m³)

v_b je základní rychlost větru

$$v_b = C_{dir} \times C_{season} \times v_{b,0} = 1,0 \times 1,0 \times 25 = \underline{25 \text{ m/s}}$$

C_{dir} součinitel směru větru (roven 1,0)

C_{season} součinitel ročního období (roven 1,0)

$v_{b,0}$ výchozí základní rychlost větru (rovna 25 m/s pro kat. terénu II)

C je součinitel zatížení větrem ($C = c_e \times c_{f,x} = 2,3 \times 1,3 = 2,99$)

c_e součinitel expozice (roven 2,3)

$c_{f,x}$ součinitel síly pro zatížení konstrukce mostu ve vyšetřovaném směru (roven $c_{f,x,0}$)

$c_{f,x,0}$ je součinitel síly bez vlivu proudění kolem volných konců roven

(pro

běžné mosty 1,3)

$A_{x,ref}$ je referenční plocha definovaná jako součet čelní plochy předního hlavního nosníku a čelní plochy neprodyšného zábradlí nad nosníkem, výška $A_{x,ref}$ je tedy

v případě mostovky rovna 3150 mm

v případě deviátoru rovna 1200 mm,

délka je uvažována jako 1 metr běžný

Po dosazení do rovnice pak získáme pro mostovku spojité zatížení o velikosti

$$F_w = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 25^2 \times 2,99 \times 3,15 \times 1 = \underline{\underline{3,68 \text{ kN/m}'}}$$

a pro deviátor

$$F_w = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 25^2 \times 2,99 \times 1,2 \times 1 = \underline{\underline{1,4 \text{ kN/m}'}}$$

Zatížení teplotou bylo stanoveno dle [28]. Norma předkládá postup stanovení teploty pro letní a zimní období v závislosti na typu konstrukce a umístění konstrukce v rámci České republiky.

V Praze se mohou vyskytnout následující extrémní teploty vzduchu ve stínu:

$$T_{max} = + 38,1 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$T_{\min} = -30,1 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Na základě těchto hodnot byly dle *Obrázku 19* zjištěny rovnoměrné složky teploty mostu pro betonovou mostovku

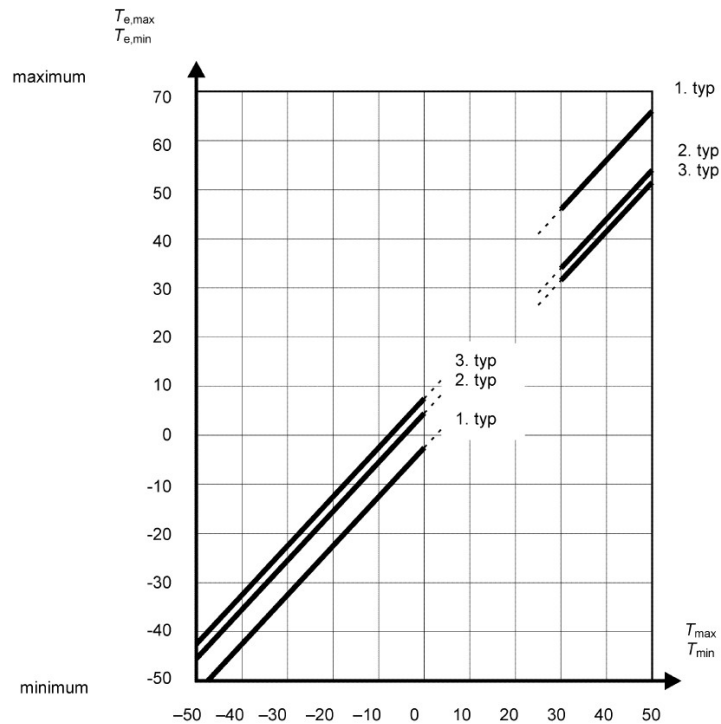
$$T_{e,\max} = +39 \text{ }^{\circ}\text{C},$$

$$T_{e,\min} = -23 \text{ }^{\circ}\text{C},$$

a pro extradosed kabely

$$T_{e,\max} = +54 \text{ }^{\circ}\text{C},$$

$$T_{e,\min} = -33 \text{ }^{\circ}\text{C}.$$



Obrázek 34: Vztah mezi min./max. teplotou vzduchu ve stínu a min./max. rovnoměrnou složkou teplot [28]

Výchozí teplota mostu, tedy teplota, při které je konstrukce budována, byla brána hodnotou $T_0 = +10 \text{ }^{\circ}\text{C}$.

Maximální rozsah rovnoměrné složky teploty pro ohřátí mostovky je

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = +39 - 10 = \underline{\underline{29^{\circ}\text{C}}}.$$

Minimální rozsah rovnoměrné složky teplot pro ochlazení mostovky je

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min} = +10 - (-23) = \underline{\underline{33^{\circ}\text{C}}}.$$

Maximální rozsah rovnoměrné složky teploty pro ohřátí kabelů je

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = +54 - 10 = \underline{\underline{44^{\circ}\text{C}}}.$$

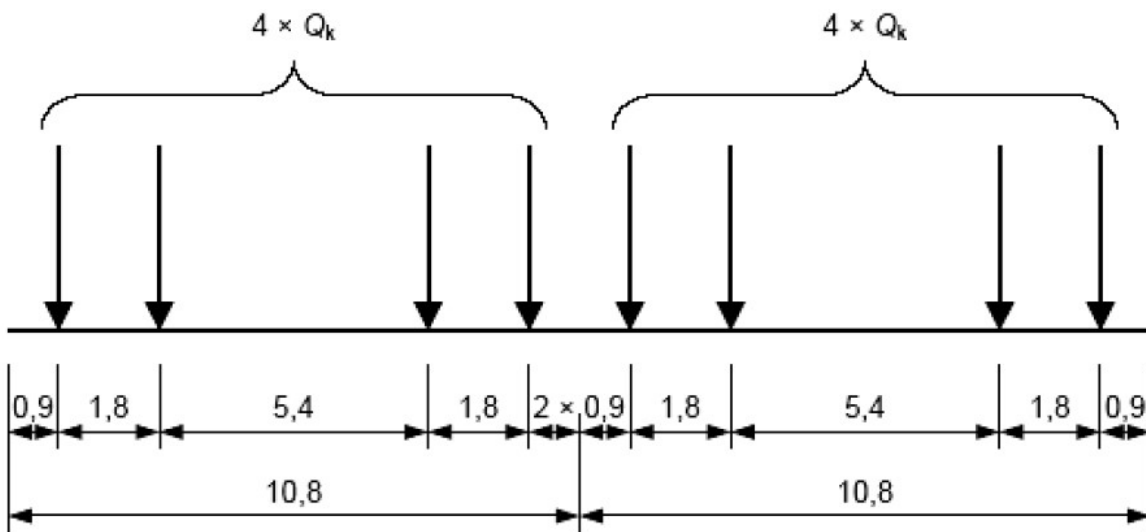
Minimální rozsah rovnoměrné složky teplot pro ochlazení kabelů je

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min} = +10 - (-33) = \underline{\underline{43^{\circ}\text{C}}}.$$

2.4.2.2. Zatížení od dopravy

Pro zatížení od dopravy byly vyšetřovány dva typy zatěžovacích souprav. Vzhledem k tomu, že je most určen výhradně pro vozidla městské hromadné dopravy, byl most zatížen pohyblivým zatížením od tramvajových a autobusových vozidel ve dvou různých polohových uspořádáních.

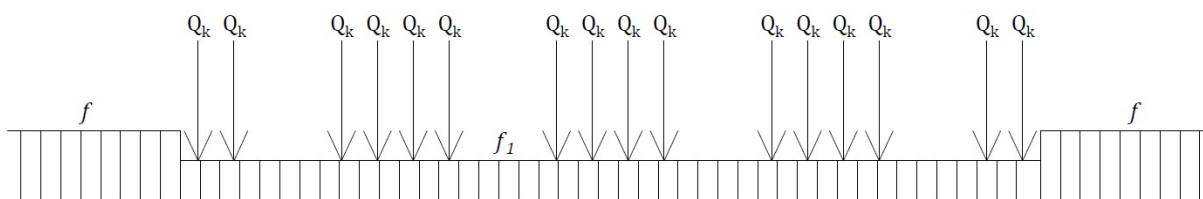
- a) Zatížení od tramvajových vozidel je definováno v [29], bodové síly Q_k reprezentují nápravy tramvajových vozidel a jejich hodnota je 120 kN.



Obrázek 35: Zatěžovací souprava tramvajových vozidel, vzdálenosti v m [29]

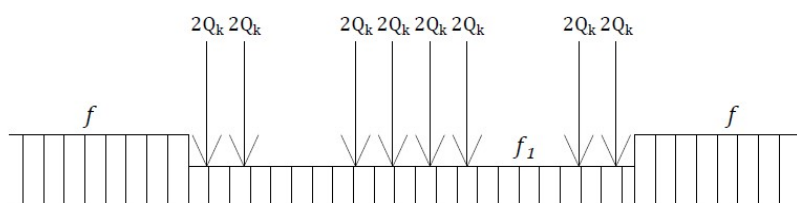
V této práci byly uvažovány zatížení od tramvajových vozidel ve dvou variantách:

1. dvojice tramvajů jedoucích za sebou



Obrázek 36: Zatěžovací schéma dvou souprav tramvajových vozidel za sebou s pěší dopravou

2. dvojice tramvajů jedoucích vedle sebe



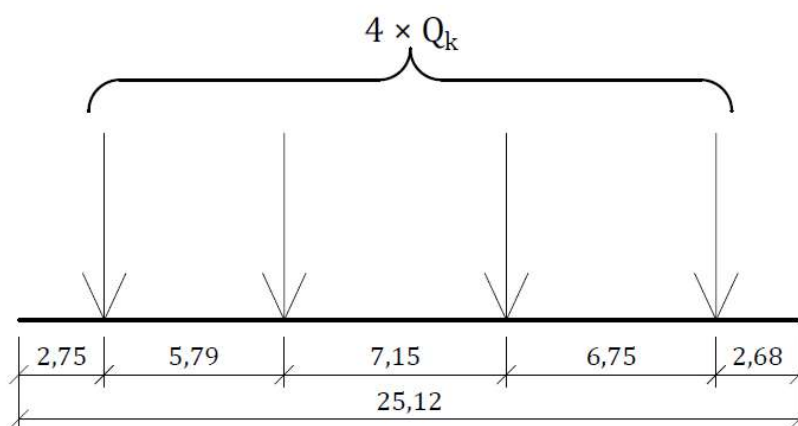
Obrázek 37: Zatěžovací schéma dvou souprav tramvajových vozidel vedle sebe s pěší dopravou

Mimo to je v obou případech uvažováno na mostě plošné zatížení od pěší a cyklistické dopravy 5 kN/m^2 . Pro šíři dopravního prostoru $15,1 \text{ m}$ je hodnota spojitého zatížení reprezentující pěší dopravu rovna

$$f = (4,05 \times 2 + 7) \times 5 = 75,5 \text{ kN/m}'.$$

Dynamický součinitel je Φ_t uvažován hodnotou $1,68$ [29].

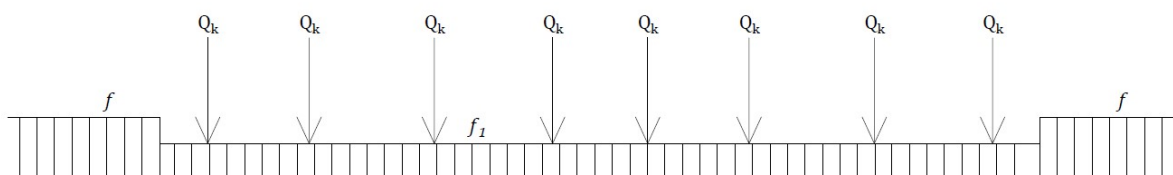
b) Zatížení od autobusových vozidel bylo stanoveno na základě [30] a [31], tedy jako tříčlankový autobus o celkové maximální povolené hmotnosti 35 tun . Hodnota bodové síly od nápravy Q_k je tedy rovna 88 kN .



Obrázek 38: Zatěžovací souprava autobusových vozidel, vzdálenosti v m

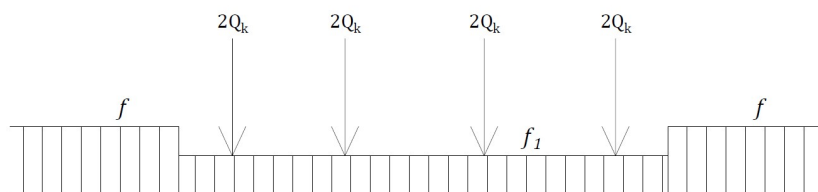
Stejně jako v případě zatížení od kolejové dopravy byly vyšetřovány polohy zatížení:

- dvojice autobusů jedoucích za sebou



Obrázek 39: Zatěžovací schéma dvou autobusových vozidel vedle sebe s pěší dopravou

- dvojice autobusů jedoucích vedle sebe



Obrázek 40: Zatěžovací schéma dvou autobusových vozidel za sebou s pěší dopravou

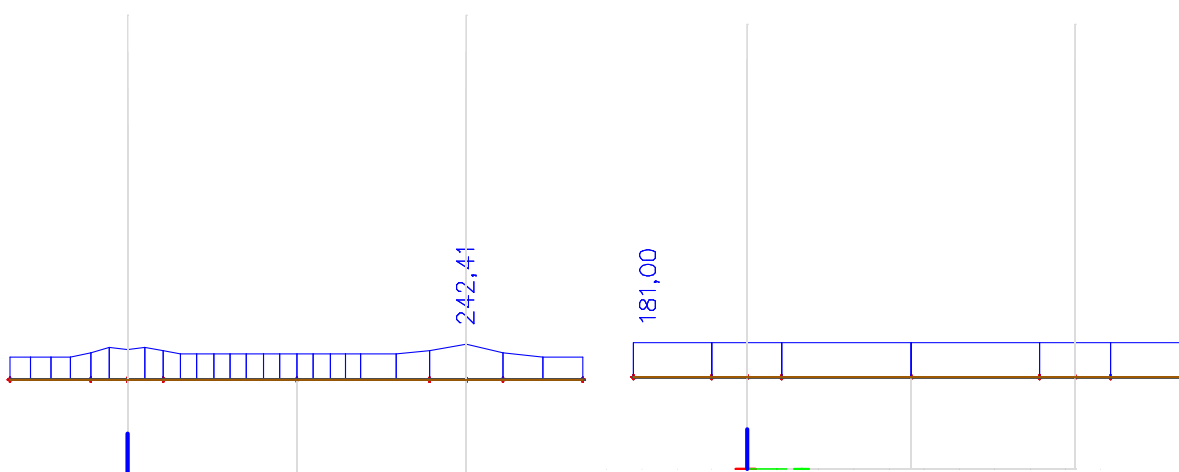
Obdobně jako u kolejového zatížení je i zde uvažováno současně se zatížením od autobusových vozidel plošné zatížení 5 kN/m^2 , reprezentující zatížení od pěší dopravy.

2.5. Příčný roznos zatížení

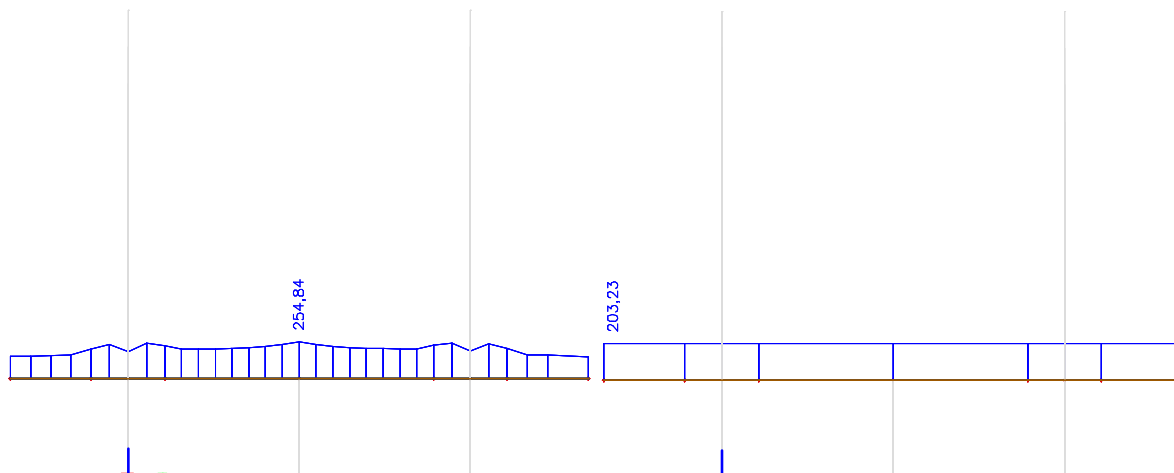
Pro návrh předpětí a posouzení mostu je užito prutového modelu. Aby vlivem zjednodušení modelu nedošlo k zanedbání účinků kroucení a smykového ochabnutí, byly pro jednotlivé polohy zatížení vyvolávající minimální momenty v příslušných místech stanoveny koeficienty roznosu zatížení zohledňující zanedbání účinků zatížení způsobenou užitím 2D modelu (viz kapitola 2.2).

Aby bylo dosaženo co nejpřesnějších účinků od zatížení dopravou, byly jednotlivé varianty zatížení vyšetřeny jako pohyblivé zatížení na prutovém modelu. Následně byly na základě příčinkových čar stanoveny polohy jednotlivých zatěžovacích modelů tak, aby bylo dosaženo minimálních momentů ve vedlejším poli, ve středním poli a nad mezilehlou podporou.

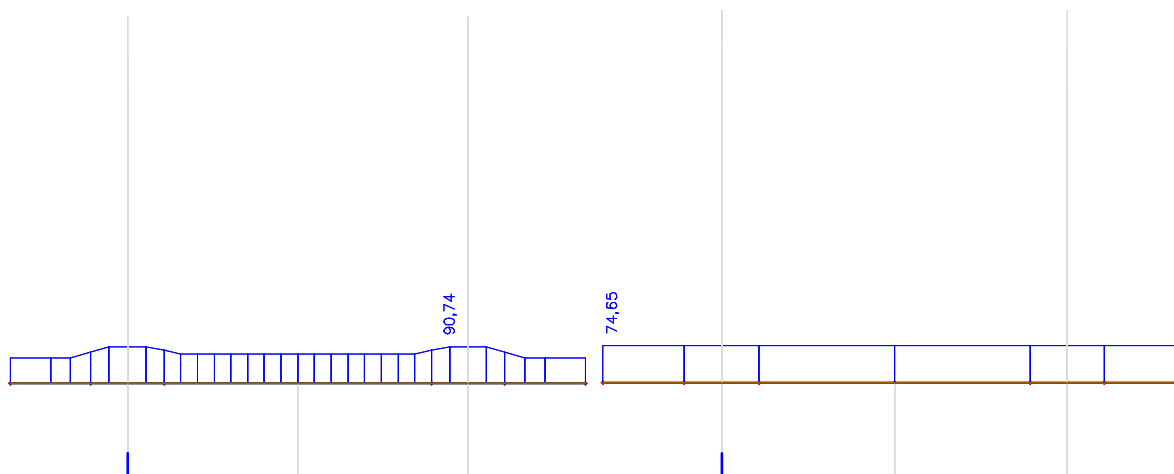
Pro účely vyšetření příčného roznosu zatížení na průřezu byl vytvořen deskostěnový model konstrukce, který byl zatížen jednotlivými sestavami zatížení v příslušných polohách vyvolávajících minimální momenty v požadovaných místech.



Obrázek 41: Přesné (vlevo) a průměrné (vpravo) hodnoty normálové síly n_x od zatížení tramvají (vedle sebe) na horní desce mostovky v místě minimálního momentu v krajním poli



Obrázek 42: Přesné (vlevo) a průměrné (vpravo) hodnoty normálové síly n_x od zatížení tramvaj (vedle sebe) na horní desce mostovky v místě minimálního momentu nad pilířem



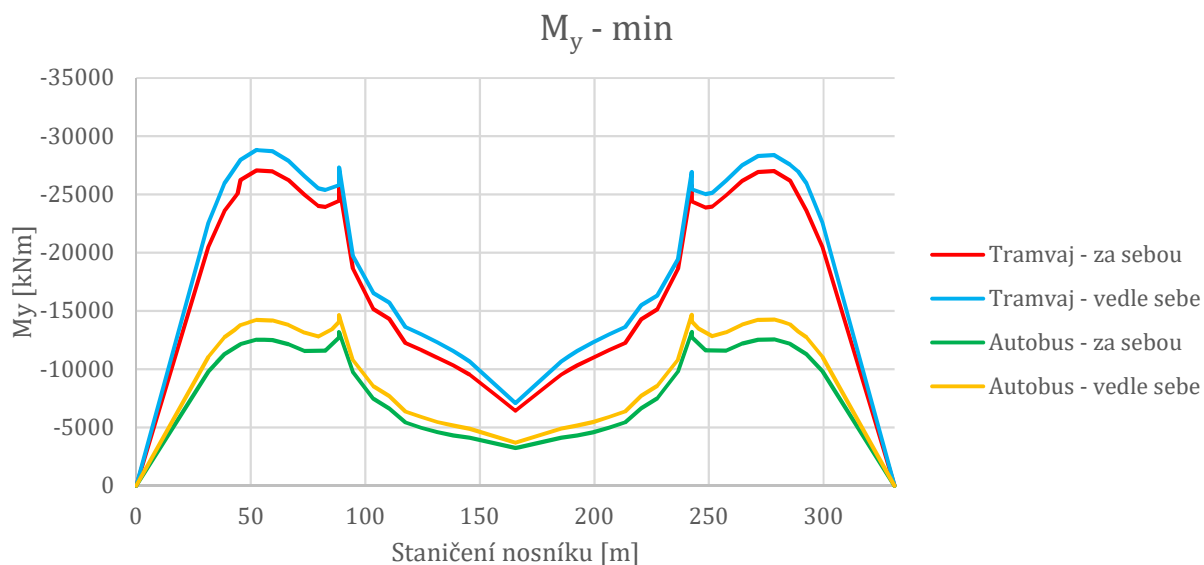
Obrázek 43: Přesné (vlevo) a průměrné (vpravo) hodnoty normálové síly n_x od zatížení tramvaj (vedle sebe) na horní desce mostovky v místě minimálního momentu ve středním poli

Hodnoty koeficientu pro požadované průřezy od různých zatěžovacích stavů jsou shrnuty v následující tabulce.

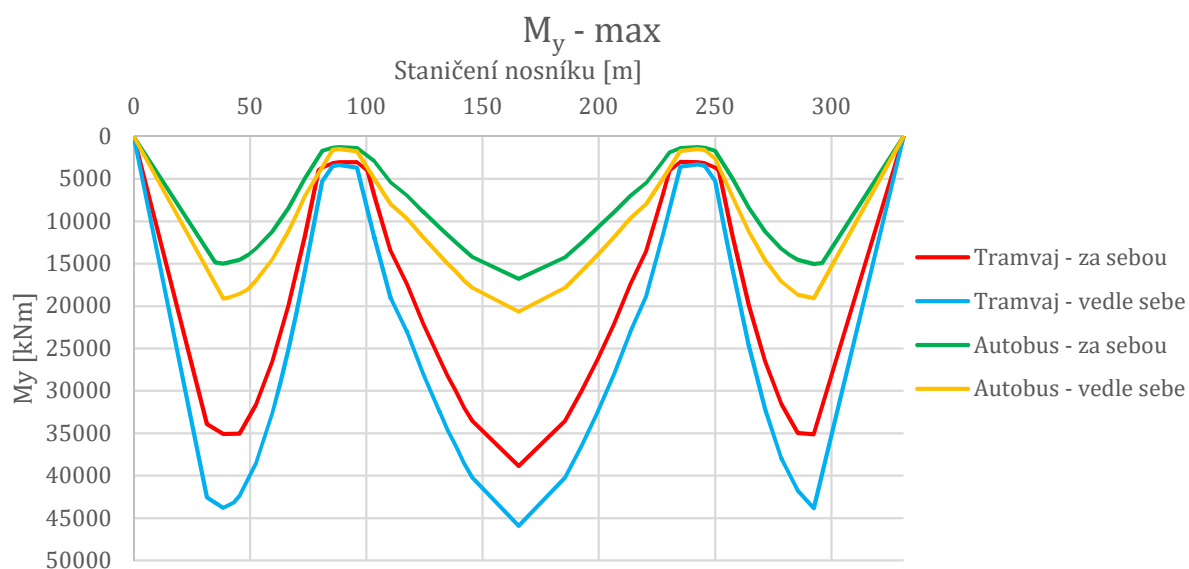
Zatěžovací soustava	Uspořádání	Poloha	Hodnota normálové síly [kN]		koeficient
			Přesně	Rovnoměrně	
Tramvaj	Vedle sebe	Krajní pole	242,41	181	1,34
		Nad pilířem	432,3	328,54	1,32
		Střední pole	90,74	74,65	1,22
	Za sebou	Krajní pole	259,39	196,72	1,32
		Nad pilířem	479,99	352,11	1,36
		Střední pole	98,86	80,6	1,23
Autobus	Vedle sebe	Krajní pole	83,51	62,31	1,34
		Nad pilířem	152,48	113,29	1,35
		Střední pole	38,92	32,02	1,22
	Za sebou	Krajní pole	106,65	78,59	1,36
		Nad pilířem	190,59	140,49	1,36
		Střední pole	36,94	30,1	1,23

Tabulka 2: Opravné koeficienty příčného roznosu zatížení od zatížení dopravou

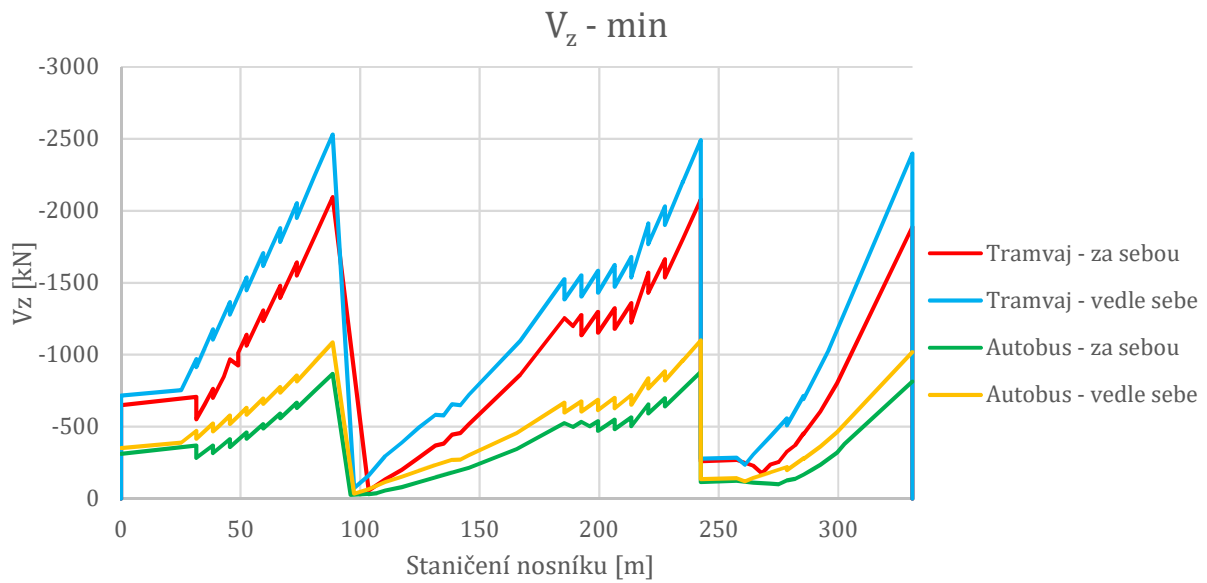
Obálky vnitřních sil od jednotlivých modelů zatížení dopravou pak byly v jednotlivých úsecích (krajní pole, prostřední pole a oblast nad mezilehlou podporou) vynásobeny příslušným opravným koeficientem a do prutového modelu vloženy jako nepočítané vnitřní síly. Do modelu byly vloženy jednotlivé obálky momentu M_y (resp. posouvající síly V_z) spolu s příslušnými hodnotami normálové síly N_x a posouvající síly V_z (resp. momentu V_z). Následující grafy poskytují srovnání opravených obálek minimálních a maximálních hodnot vnitřních sil od jednotlivých modelů zatížení:



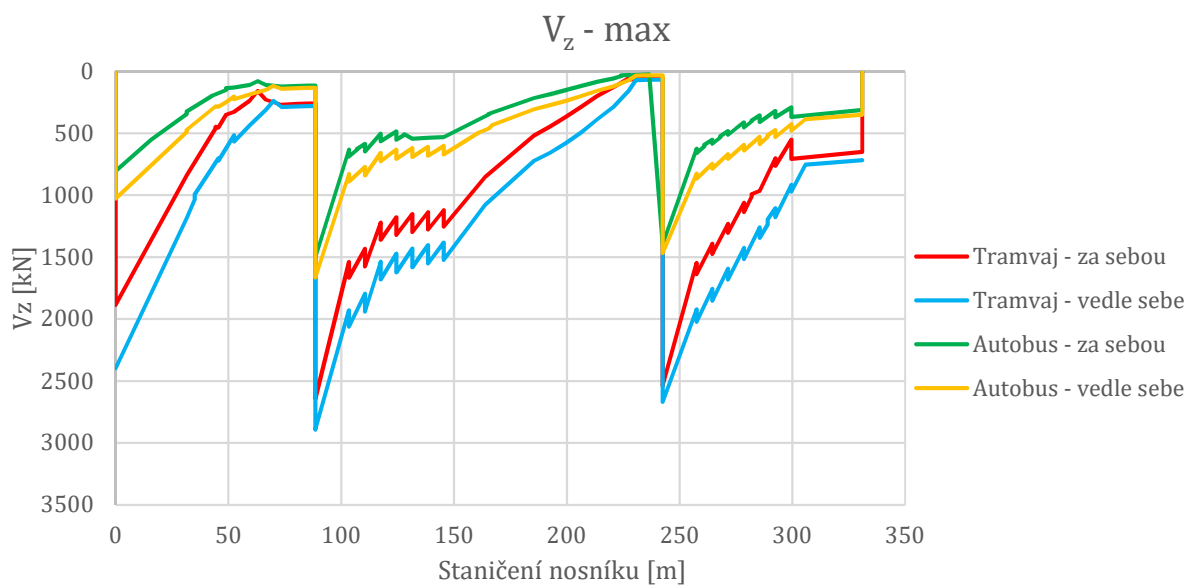
Obrázek 44: Minimální ohybový moment M_y od jednotlivých modelů zatížení



Obrázek 45: Maximální ohybový moment od jednotlivých modelů zatížení



Obrázek 46: Minimální posouvající síla od jednotlivých modelů zatížení



2.6. Kombinace zatížení

Kombinace zatížení byly sestaveny dle [32]. Norma předepisuje následující dílčí součinitele zatížení a kombinační součinitele pro výše uvedená zatížení:

Stálá zatížení	$\gamma_G = 1,35$			
Proměnná zatížení – doprava	$\gamma_Q = 1,45$			
Proměnná zatížení – ostatní	$\gamma_Q = 1,50$			
ψ pro zatížení od dopravy	$\psi_0 = 0,8$	$\psi_1 = 0,7$	$\psi_2 = 0$	

ψ pro zatížení od teploty	$\psi_0 = 0,8$	$\psi_1 = 0,7$	$\psi_2 = 0$
ψ pro zatížení od větru	$\psi_0 = 0,8$	$\psi_1 = 0,7$	$\psi_2 = 0$

2.6.1. Kombinace pro MSÚ

Kombinace MSÚ byly stanoveny pro mezní stav STR. Zatížení mostu bylo kombinováno podle vztahu (6.10), tedy jako:

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

2.6.2. Kombinace MSP

Kombinace zatížení pro MSP jsou vyjádřeny následovně:

2.6.3.1. Charakteristická kombinace (6.14a)

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

2.6.3.2. Častá kombinace (6.15b)

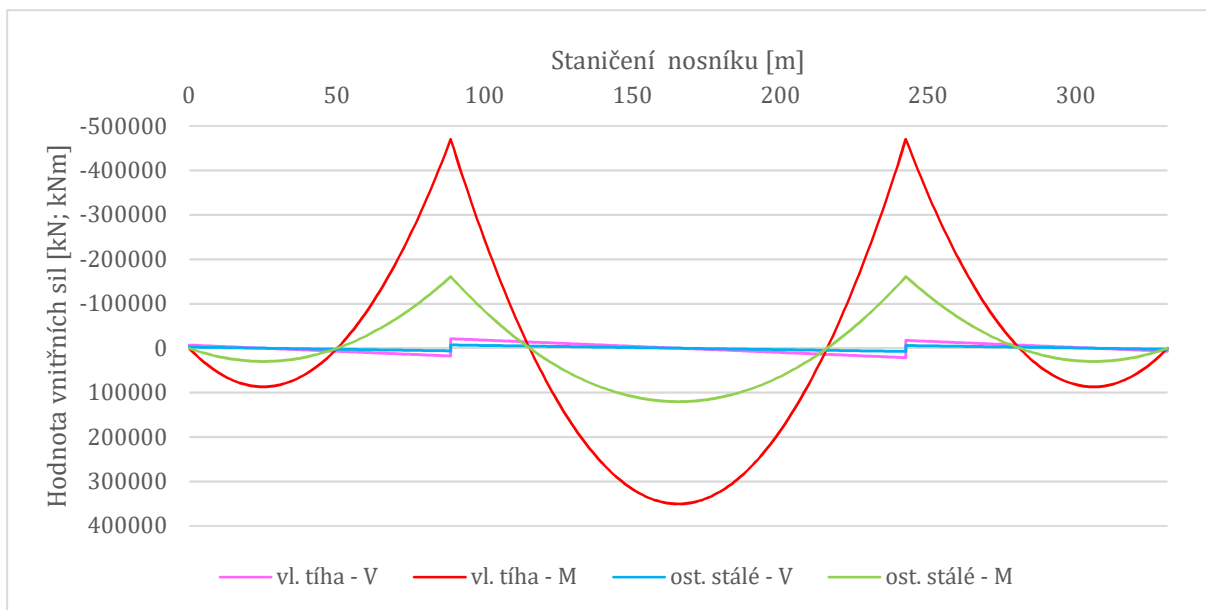
$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

2.6.3.3. Kvazistálá kombinace

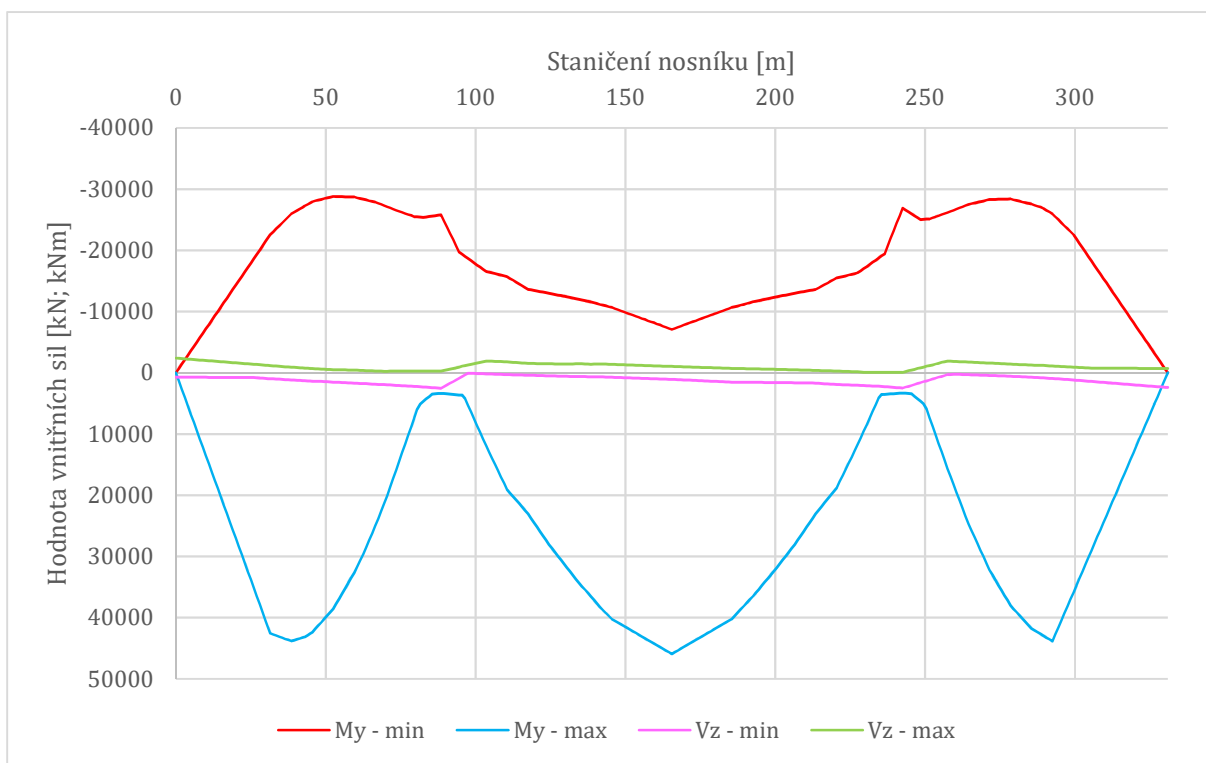
$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

2.7. Vnitřní síly

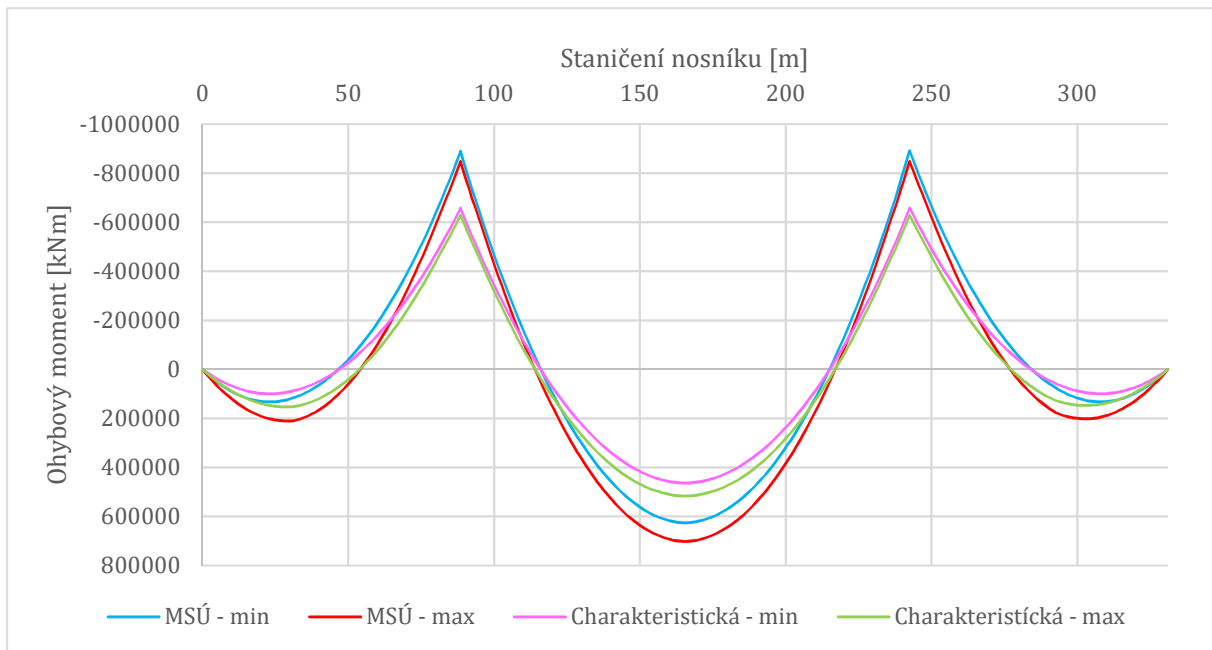
Vnitřní síly byly vypočteny pomocí softwaru SCIA ENGINEER, ve kterém byly účinky zatížení zjišťovány na 2D modelu. Do kombinací zatížení vstupuje jako zatížení od dopravy pouze rozhodující sestava zatížení, jenž je tvořena nejnepříznivějším zatěžovacím modelem, v tomto případě dvojicí tramvají jedoucích vedle sebe.



Obrázek 47: Vnitřní síly od stálého a ostatního stálého na nosníku – charakteristické hodnoty



Obrázek 48: Rozhodující obálky vnitřních sil od zatížení dopravou – charakteristické hodnoty



Obrázek 49: Průběhy ohybových momentů rozhodujících kombinací

2.8. Návrh předpětí

Předpětí konstrukce je realizováno pomocí extradosed a interních kabelů. Extradosed kabely působí jako hybridní prvek mezi závěsným lanem a předpínací výztuží. Vzhledem k relativně složité interakci těchto dvou předpínacích systémů bylo předpětí do konstrukce vnášeno v programu SCIA ENGINEER. Snahou při předpínání konstrukce bylo splnit předepsaná omezení napětí v betonovém průřezu ([25]) a zároveň docílit vyloučení tahových namáhání po délce nosníku při charakteristické kombinaci zatížení.

Vzhledem k tomu, že extradosed lana působí jak ve vodorovném, tak ve svislém směru a současně mají podíl na tuhosti konstrukce, byly tyto kabely uvažovány při vyšetřování účinků pohyblivého zatížení od tramvaje, aby bylo dosaženo co nejrealnějších průběhů vnitřních sil na konstrukci. V prutovém modelu proto byly měněny charakteristiky prutu reprezentujícího extradosed kabel a vyšetřovány průběhy vnitřních sil od zatížení dopravou do doby, dokud nebylo dosaženo požadovaného napětí na mostovce, tedy tlaku po celé délce mostovky.

Pro vyhodnocení časově závislých účinků zatížení byly v rámci návrhu konstrukce navrženy zjednodušené fáze výstavby, jejichž cílem je získat pomocí časové analýzy hodnoty vnitřních sil v čase uvedení do provozu a na konci životnosti.

Fáze výstavby	Čas [dny]
Betonáž mostovky	0
Předpětí mostovky (extradosed + interní lana)	30
Ostatní stálé zatížení	60
Uvedení do provozu	90
Konec životnosti	36 500

Tabulka 3: Fáze výstavby pro časovou analýzu konstrukce

Materiál oceli definující předpětí ve výpočetním modelu je Y1770 S7, průměr jednoho lana 15,7 mm. Hodnota maximálního napětí při napínání je rovna

$$\sigma_{p,max} = \min(0,8 \times f_{pk}; 0,9 \times f_{p,0,1,k}) = \min(0,8 \times 1770; 0,9 \times 1640) = 1476 \text{ MPa}$$

a hodnota maximálního napětí po zakotvení

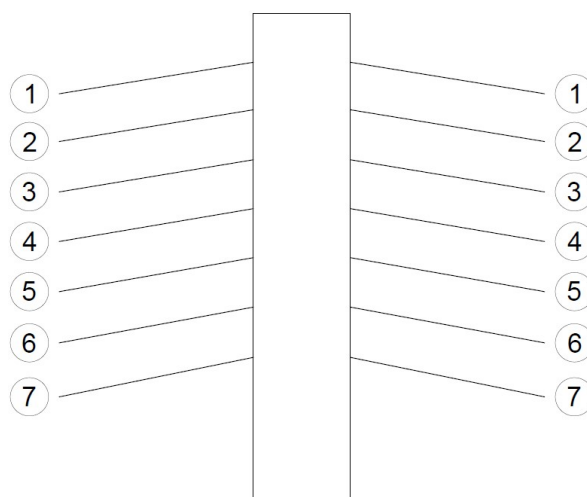
$$\sigma_{p,m,0} = \min(0,75 \times f_{pk}; 0,85 \times f_{p,0,1,k}) = \min(0,75 \times 1774; 0,85 \times 1640) = 1394 \text{ MPa}$$

V mostovce je interní předpětí vedeno ve stěnách komorového nosníku. V každé komoře je 6 kabelů o 25 lanech. Schéma vedení předpětí v nosníku je přílohou této práce.

Extradosed kabely jsou navrženy jako volné předpínané kabely, počet lan v jednotlivých kabelech je různý podle jejich polohy. Počet lan v jednotlivých kabelech je shrnut v následující tabulce:

Číslo kabelu	Počet lan
1	55
2	51
3	47
4	42
5	38
6	35
7	33

Tabulka 4: Počet lan v jednotlivých extradosed kabelech



Obrázek 50: Schéma extradosed kabelů

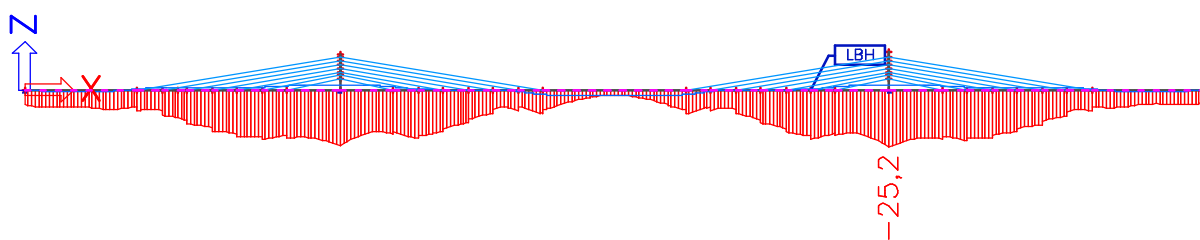
2.9. Posouzení MSP

2.9.1. Omezení napětí v betonu

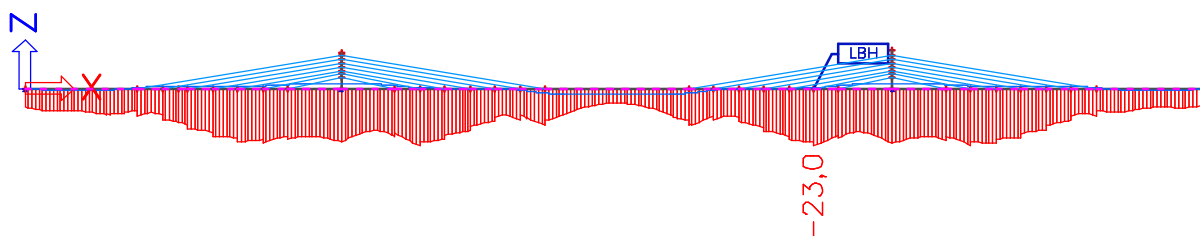
Na základě [25] je v jednotlivých fázích výstavby doporučeno omezit tlaková napětí v betonu od charakteristické kombinace na hodnotu $0,6 \times f_{ck}$. Toto kritérium je zavedeno pro zabránění vzniku podélných trhlin a nadměrnému dotvarování konstrukce.

V této práci je navržena mostovka z betonu třídy C45/55, hodnota tlakových napětí v charakteristické kombinaci zatížení nesmí překročit hodnotu 27 MPa. Hodnota tahových napětí v charakteristické kombinaci zatížení potom nemá pro vyloučení tahových trhlin v betonu překročit hodnotu f_{ctm} , v tomto případě tedy 3,8 MPa.

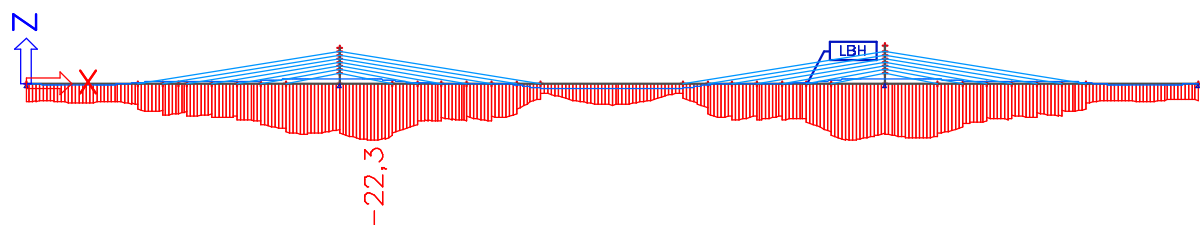
Výpočet napětí v jednotlivých fázích výstavby byl proveden v programu SCIA ENGINEER, následující obrázky demonstrují nejnepříznivější hodnoty napětí v jednotlivých fázích výstavby v příslušných vláknech.



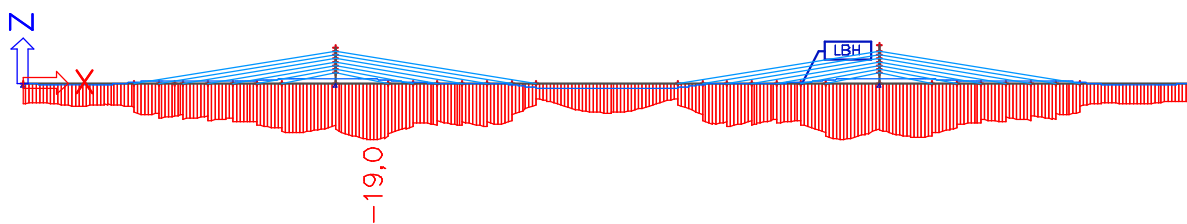
Obrázek 51: Minimální normálové napětí při spodních vláknech v čase uvedení do provozu



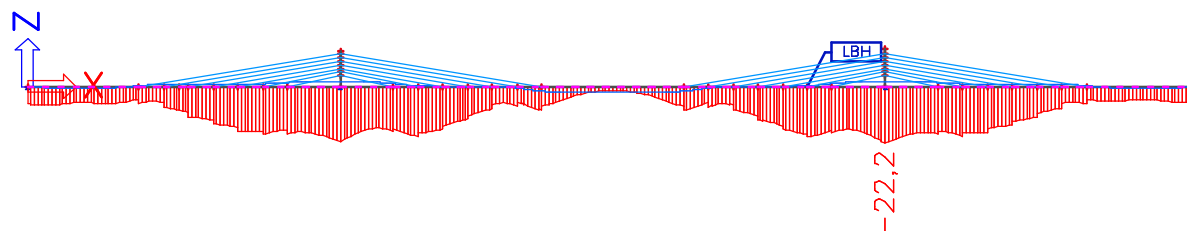
Obrázek 52: Minimální normálové napětí při spodních vláknech na konci životnosti



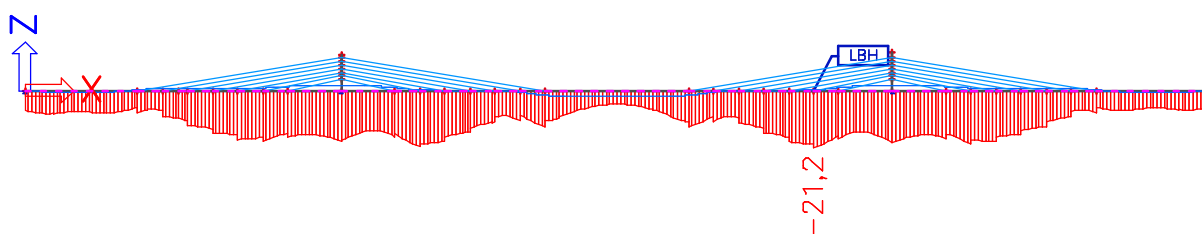
Obrázek 53: Minimální normálové napětí při horních vláknech v čase uvedení do provozu



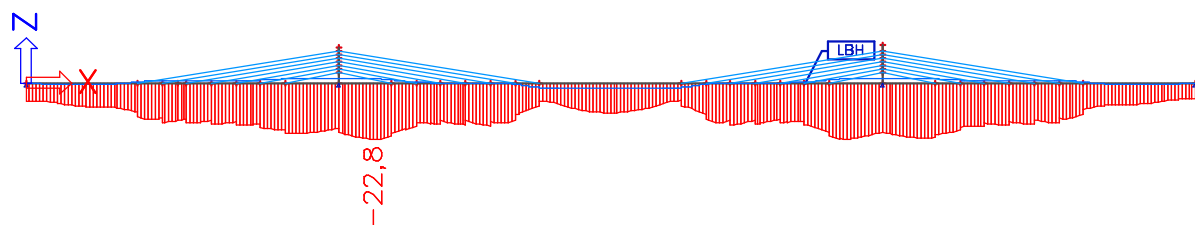
Obrázek 54: Minimální normálové napětí při horních vláknech na konci životnosti



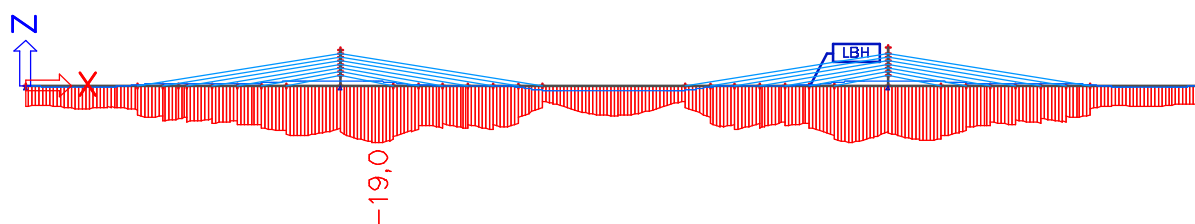
Obrázek 55: Maximální normálové napětí při spodních vláknech v čase uvedení do provozu



Obrázek 56: Maximální normálové napětí při spodních vláknech na konci životnosti



Obrázek 57: Maximální normálové napětí při horních vláknech v čase uvedení do provozu



Obrázek 58: Maximální normálová napětí při horních vláknech na konci životnosti

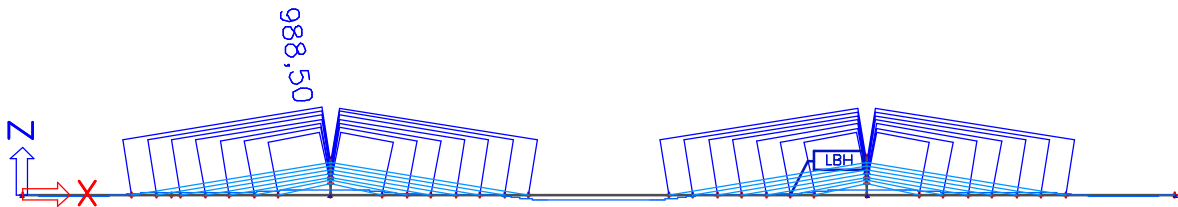
Z průběhů napětí na obrázcích výše lze zhodnotit konstrukci z hlediska MSP jako vyhovující. V žádné kombinaci není překročeno maximálního povoleného tlakového napětí v betonu, zároveň po celou dobu životnosti je vyloučeno takové namáhání po délce mostovky.

2.9.2. Omezení napětí v extradosed kabelech

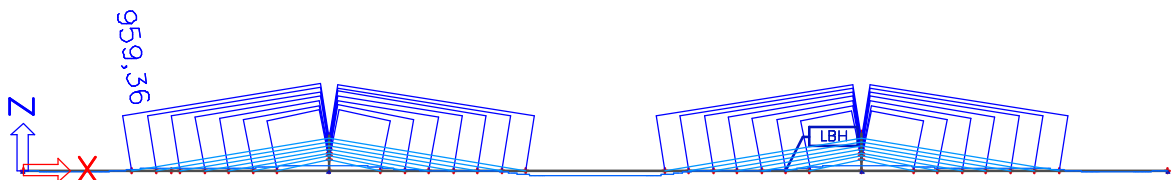
Z důvodu eliminace nadměrného namáhání únavou je doporučeno omezení napětí extradosed kabelů při charakteristické kombinaci na hodnotu $0,6 \times f_p$, pokud lze prokázat, že rozkmit napětí v kabelech od proměnného zatížení není větší než 50 MPa.

V případě návrhu tohoto mostu je tento požadavek splněn, neboť převážná většina zatížení je tvořena stálým a ostatním stálým zatížením. Napětí v předpínací výztuži vyvolané proměnným zatížením je proto oproti napětí vyvolanému stálými a ostatními stálými zatíženími relativně malé a rozkmit tohoto napětí o velikosti 11,2 MPa splňuje podmínku pro omezení napětí v extradosed výztuži hodnotou $0,6 \times f_p$. Omezená hodnota napětí tedy je:

$$\sigma_{lim} = 0,6 \times f_p = 0,6 \times 1770 = 1062 \text{ MPa}$$



Obrázek 59: Napětí v extradosed kabelech při charakteristické kombinaci v čase uvedení do provozu



Obrázek 60: Napětí v extradosed kabelech při charakteristické kombinaci na konci životnosti

Z obrázků výsledného napětí v předpínací výztuži je zřejmé, že je požadavek na omezení napětí v extradosed kabelech splněn a konstrukce tedy tomuto požadavku s rezervou vyhovuje.

2.10. Posouzení MSÚ

Posouzení MSÚ bylo provedeno pro kombinaci normálové síly a ohybu a pro namáhání smykem v čase uvedení do provozu a na konci životnosti.

2.10.1. Normálová síla a ohyb

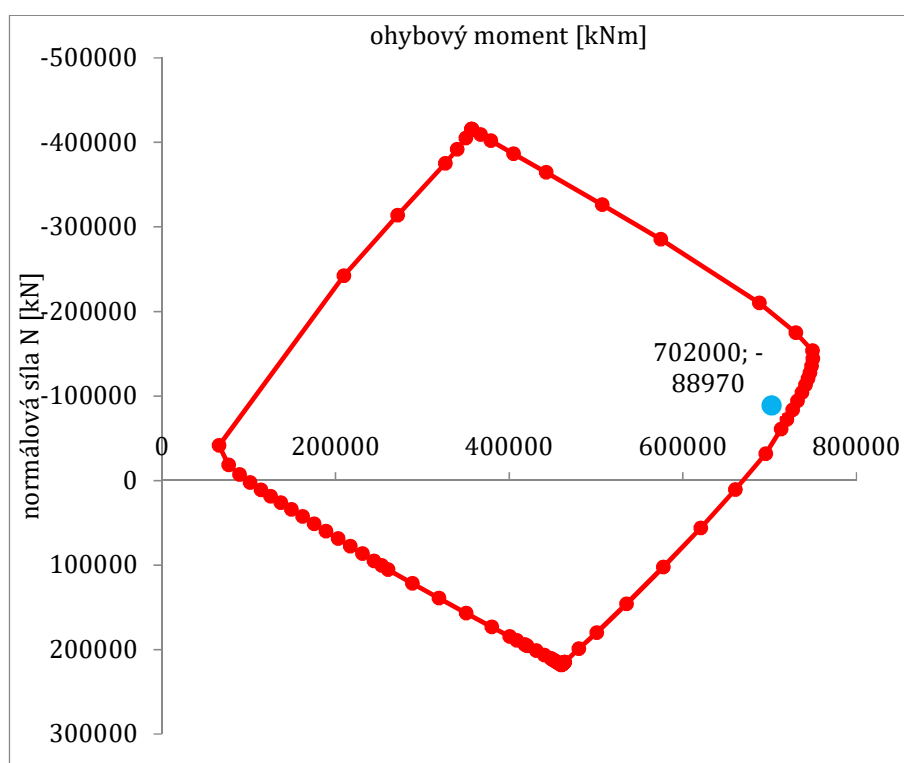
Posouzení normálové síly a ohybu bylo provedeno pro průřez nad podporou a uprostřed rozpětí středního pole. Rozhodující dvojící vnitřních sil v MSÚ následující:

	M	N
pro $M_{y,min}$	-891,7	-245,1
pro $M_{y,max}$	702,3	-88,97

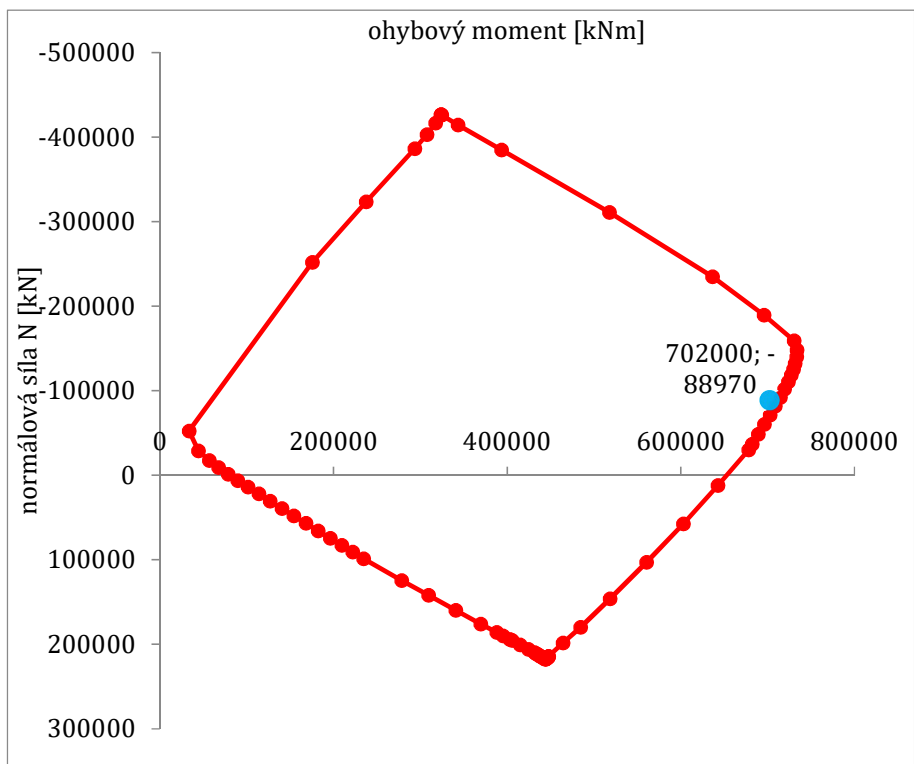
Tabulka 5: Hodnoty vnitřních sil pro posouzení MSÚ

Pro posouzení nosníku v MSÚ byl sestaven interakční diagram zohledňující betonářskou výztuž, předpínací výztuž i působení extradosed kabelů. Pro stanovení limitních přetvoření v MSÚ se vychází z počátečních přetvoření průřezu, které jsou předmětem posouzení v MSP (viz kapitola 2.9.1), celková přetvoření jednotlivých materiálů jsou omezena normou a nesmí být v MSÚ překročena.

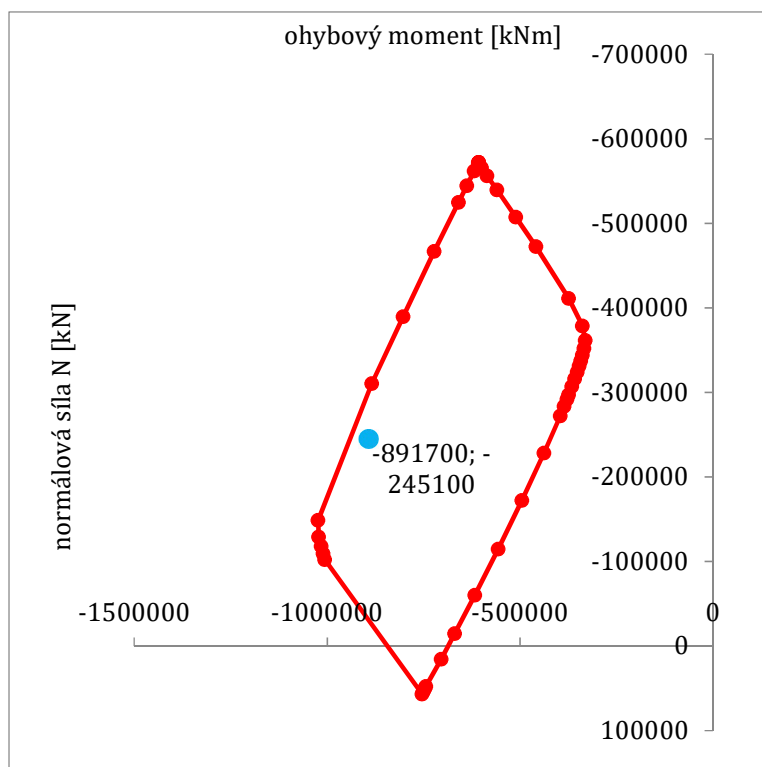
Interakční diagramy byly sestaveny pro vyšetření únosnosti nosníku v čase uvedení do provozu a na konci životnosti, kdy by vlivem ztrát předpětí mohlo dojít k překročení mezní únosnosti nosníku.



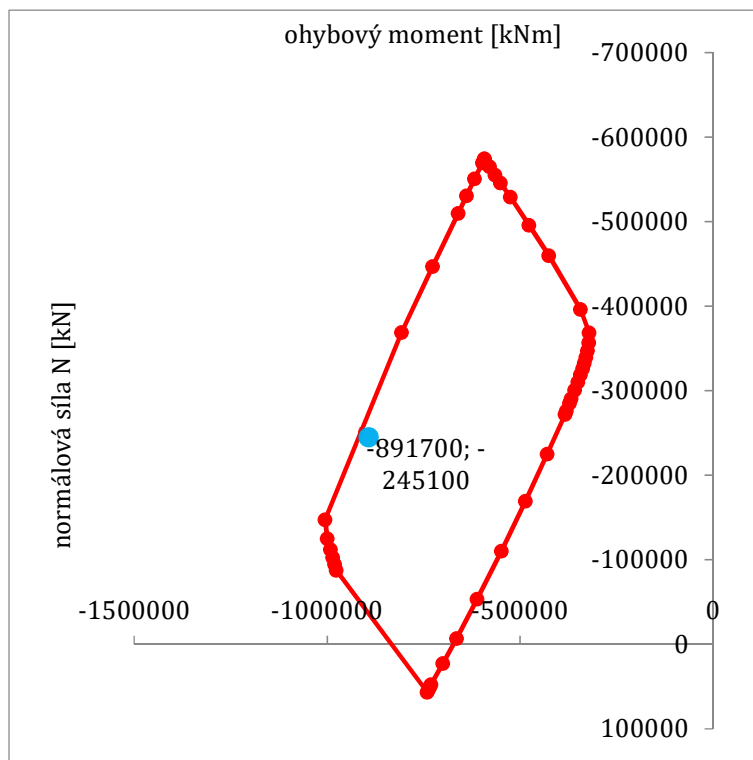
Obrázek 61: Posouzení MSÚ v čase uvedení do provozu uprostřed rozpětí středního pole



Obrázek 62: Posouzení MSÚ na konci životnosti uprostřed rozpětí středního pole



Obrázek 63: Posouzení MSÚ v čase uvedení do provozu nad podporou

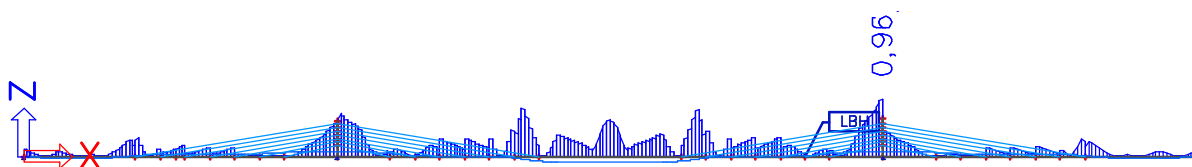


Obrázek 64: Posouzení MSÚ na konci životnosti nad podporou

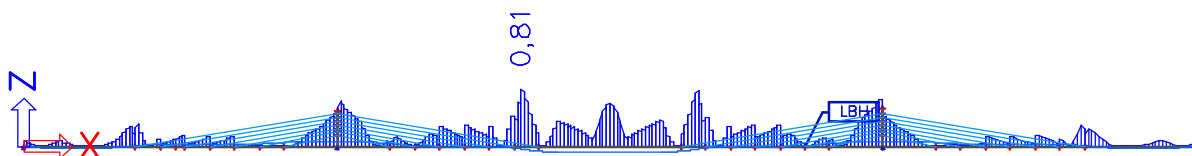
Z předložených interakčních diagramů je patrné, že konstrukce v obou posuzovaných řezech vyhoví v MSÚ. Kombinace M+N od zatížení mostu se vždy blíží únosnosti nosníku, návrh tedy lze vyhodnotit za ekonomický.

2.10.2. Posouzení smykových trhlin ve stěnách

Na základě [33] lze ověřit smykové trhliny v předpjatých prvcích za pomoci porovnání hlavního tahového napětí a směrově závislou pevností betonu.



Obrázek 65: Průběh hlavního tahového napětí v čase uvedení do provozu od rozhodující kombinace



Obrázek 66: Průběh hlavního tahového napětí na konci životnosti

Směrově závislá pevnost betonu je spočtena dle následujícího vztahu:

$$f_{ctb} = \left(1 - 0,8 \frac{\sigma_3}{f_{ck}}\right) f_{ctk,0,05} = \left(1 - 0,8 \frac{27}{45}\right) * 2,7 = 1,404 \text{ MPa}$$

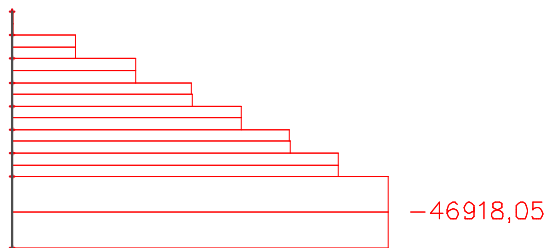
Větší hlavní tahové napětí σ_3 lze pro potřeby předběžného posouzení konzervativně odhadnout maximální hodnotou jako:

$$\sigma_3 = 0,6 \times f_{ck} = 0,6 \times 45 = 27 \text{ MPa}$$

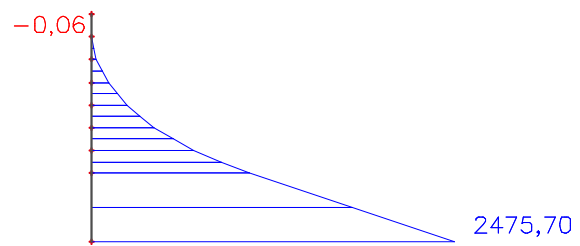
Maximální hodnota hlavního tahového napětí v čase uvedení do provozu je rovna 0,96 MPa, na konci životnosti pak 0,81 MPa a je tedy v obou případech menší než směrově závislá pevnost betonu 1,4 MPa. Norma v takovém případě povoluje návrh minimální podélnou výztuž bez nutnosti výpočtu a ověření šířky trhlin.

2.11. Návrh výztuže deviátoru

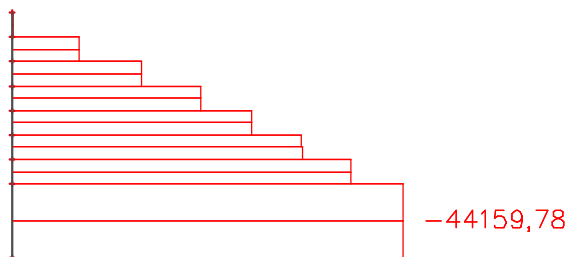
Deviátor, do kterého jsou kotveny extradosed lana, je vetknut do mostovky v místě nad krajní stěnou komory. Rozhodujícím zatížením je v tomto případě kombinace ohybu a tlaku, a to v čase uvedení do provozu a na konci životnosti.



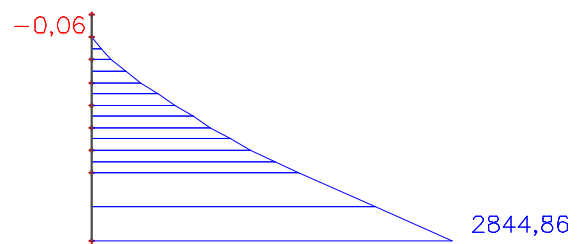
Obrázek 67: Návrhová tlaková síla v deviátoru v čase uvedení do provozu



Obrázek 68: Návrhový ohybový moment v deviátoru v čase uvedení do provozu



Obrázek 69: Návrhová tlaková síla v deviátoru na konci životnosti



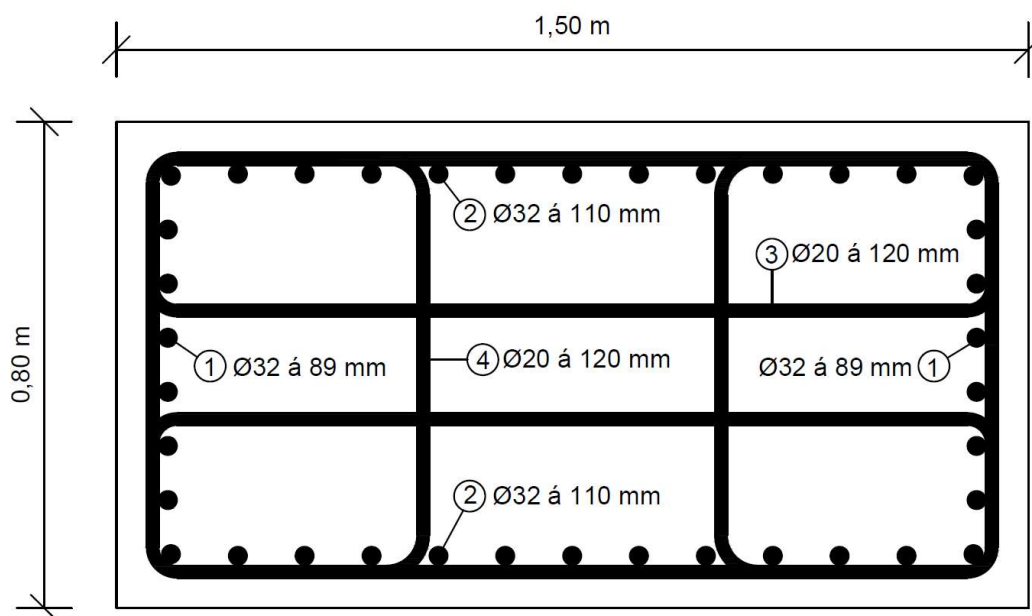
Obrázek 70: Návrhový ohybový moment v deviátoru na konci životnosti

Tyto hodnoty byly získány z 2D prutového modelu konstrukce, kde byly oba deviátory nad mezilehlou podporou modelovány jako jeden prvek, tedy prvek o rozměrech 1500x1600 mm. Skutečné rozměry deviátoru jsou 1500x800 mm, tedy poloviční oproti rozměrům v modelu. Vnitřní síly získané z výpočtu se vztahují na oba deviátory, při návrhu výztuže a posouzení deviátoru budou tyto vnitřní síly brány pouze poloviční hodnotou.

Fáze	Návrhová hodnota N [kN]	Návrhová hodnota My [kNm]
uvedení do provozu	-23 459	1 238
konec životnosti	-22 080	1 423

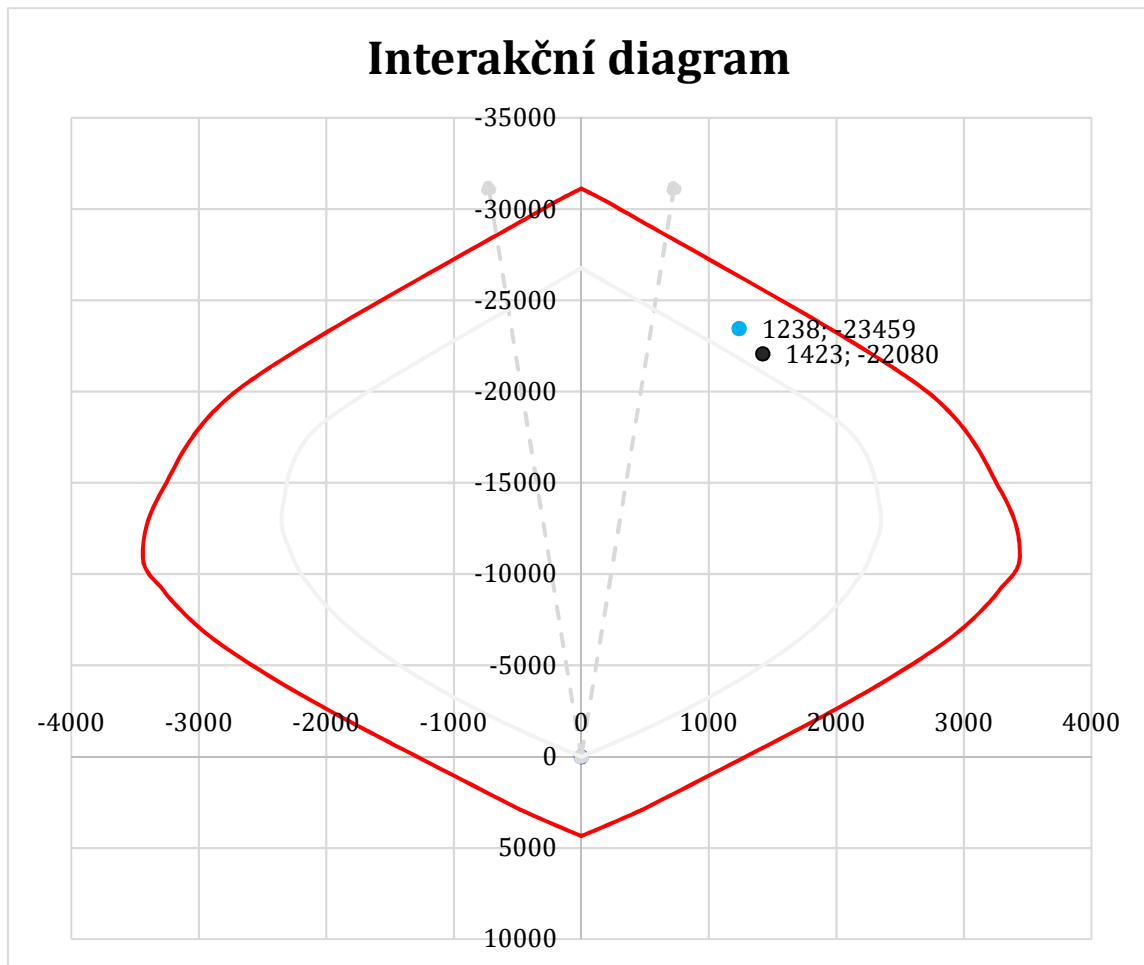
Tabulka 6: Rozhodující návrhové vnitřní síly v deviátoru

Deviátor je vyztužen v rozhodujícím směru zatížení podélnou výztuží $\text{Ø}32$ mm á 89 mm, ve vedlejším směru pak výztuží $\text{Ø}32$ á 70 mm. Smyková výztuž byla navržena jako třmínek čtyřstržný $\text{Ø}20$ á 120 mm. Celková plocha ohybové výztuže je $A_{s,\text{prov}} = 0,0245$ m².



Obrázek 71: Schéma výztuže pylonu

Pro posouzení deviátoru byl sestaven interakční diagram pro železobetonový prvek. Návod pro sestavení diagramu lze nalézt například v [25].



Obrázek 72: Posouzení deviátoru pomocí interakčního diagramu

Obě dvojice vnitřních sil spadají do oblasti únosnosti deviátoru, deviátor lze tedy z hlediska únosnosti považovat za vyhovující. Pro ověření správnosti vyztužení jsou níže ověřeny konstrukční zásady pro železobetonové prvky:

Ověření konstrukčních zásad:

1) Minimální plocha výztuže

$$A_{s,min} = \max\left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd; 0,0013bd\right) = \max(2371; 1560) = 2371 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 2371 \text{ mm}^2/\text{m}' \leq A_{s,prov} = 24\,500 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

OK

2) Maximální plocha výztuže

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 48\,000 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

$$A_{s,max} = 48\,000 \text{ mm}^2/\text{m}' \geq A_{s,prov} = 24\,500 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

OK

3) Maximální vzdálenost výztuže

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

$$s_{max,slabs} = 300 \text{ mm} \geq s_{a,prov} = 89 \text{ mm}$$

OK

4) Minimální vzdálenost výztuže

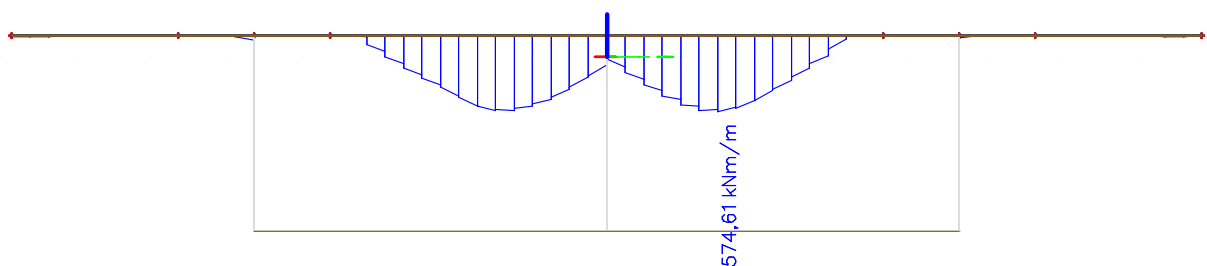
$$s_{l,\min} = \max (20 \text{ mm}; 1,2 \cdot \varnothing_s; D_{\max} + 5 \text{ mm}) = \max (20; 36 \text{ mm}; 21 \text{ mm}) = 36 \text{ mm}$$

$$s_{l,\min} = 36 \text{ mm} \leq s_{a,\text{prov}} = 89 \text{ mm}$$

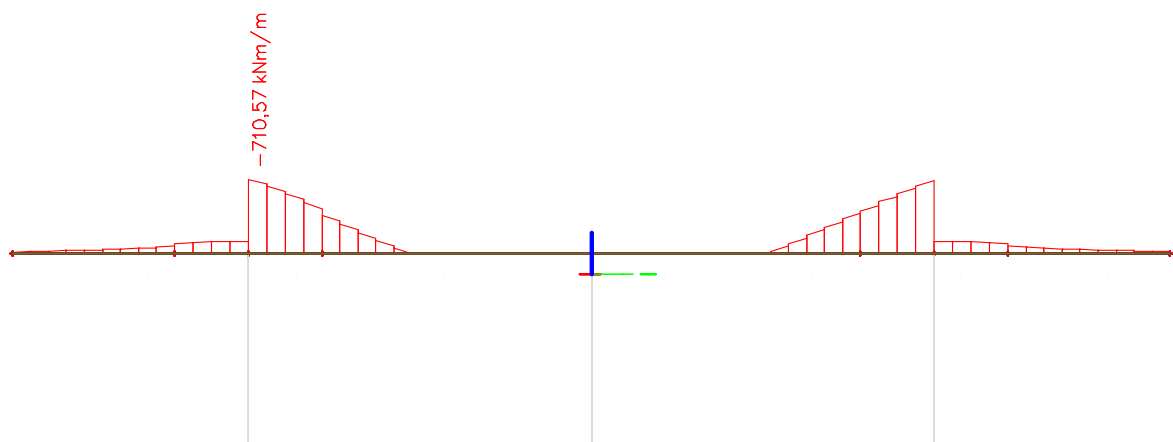
OK

2.12. Návrh výztuže desky v příčném směru

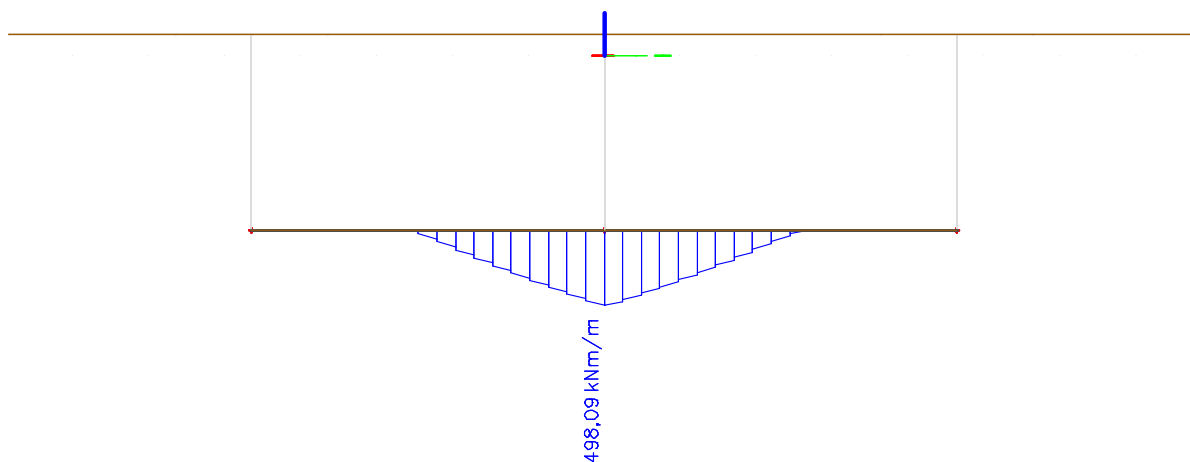
Účinky zatížení na příčný řez byly vyšetřovány na deskostěnovém modelu, který byl zatížen rozhodující kombinací MSÚ. Rozhodující kombinací bylo zatížení od tramvajů jedoucích vedle sebe, průběhy vnitřních sil na vrchní a spodní desce jsou vykresleny níže.



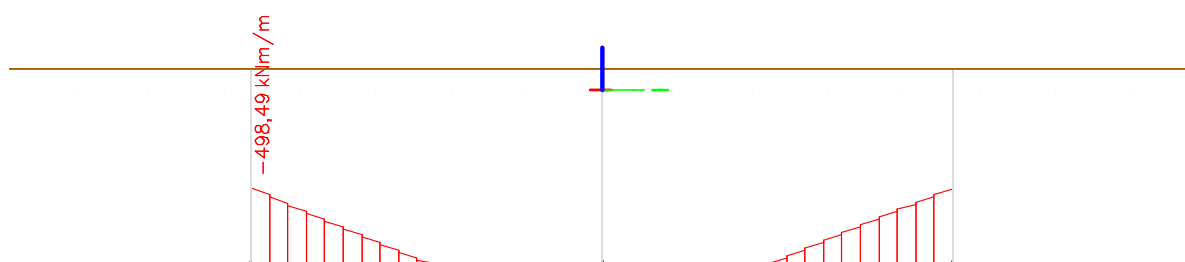
Obrázek 73: Průběh ohybového momentu v nejnepříznivější poloze pohyblivého zatížení při spodním povrchu vrchní desky



Obrázek 74: Průběh ohybového momentu v nejnepříznivější poloze pohyblivého zatížení při horním povrchu vrchní desky



Obrázek 75: Průběh ohybového momentu v nejnepříznivější poloze pohyblivého zatížení při spodním povrchu spodní desky



Obrázek 76: Průběh ohybového momentu v nejnepříznivější poloze pohyblivého zatížení při horním povrchu spodní desky

Pro horní a spodní desku byl proveden návrh betonářské výztuže. Schéma vyztužení profilu mostovky je přílohou této práce.

Účinná výška průřezu:

$$d = h - c - \frac{\emptyset}{2}$$

Odhad ramene vnitřních sil:

$$z' = 0,9 * d$$

Potřebná plocha výztuže:

$$a_{s,req} = \frac{m_{xD}}{z' * f_{yd}}$$

Výška tlačené oblasti:

$$x = \frac{a_{s,prov} * f_{yd}}{0,8 * b * f_{cd}}$$

Ověření výšky tlačené oblasti:

$$\xi = \frac{x}{d} \leq \xi_{max} = 0,45$$

Rameno vnitřních sil:

$$z = d - 0,4 * x$$

Moment únosnosti:

$$m_{Rd} = a_{s,prov} \cdot z \cdot f_{yd}$$

Deska	Moment [kNm/m]	h_d [mm]	c [mm]	d [mm]	z' [mm]	$a_{s,req}$ [mm ²]	n [ks]	\emptyset [mm]	$a_{s,prov}$ [mm ²]	x [mm]	ξ [-]		z [mm]	m_{Rd} [kNm/m]	
horní	m_{yD}^+	711,0	550,0	50,0	495	445,5	3670,7	8 x 28	4926,0	105,0	0,21	OK	453,0	970,2	OK
	m_{yD}^-	574,0	350,0	50,0	295	265,5	4972,5	9 x 28	5541,8	118,1	0,40	OK	247,8	597,0	OK
spodní	m_{yD}^+	498,5	350,0	50,0	295	265,5	4318,5	8 x 28	4926,0	105,0	0,36	OK	253,0	541,9	OK
	m_{yD}^-	498,0	350,0	50,0	295	265,5	4314,2	8 x 28	4926,0	105,0	0,36	OK	253,0	541,9	OK

Tabulka 7: Návrh výztuže v příčném řezu

2.13. Návrh konstrukčních detailů

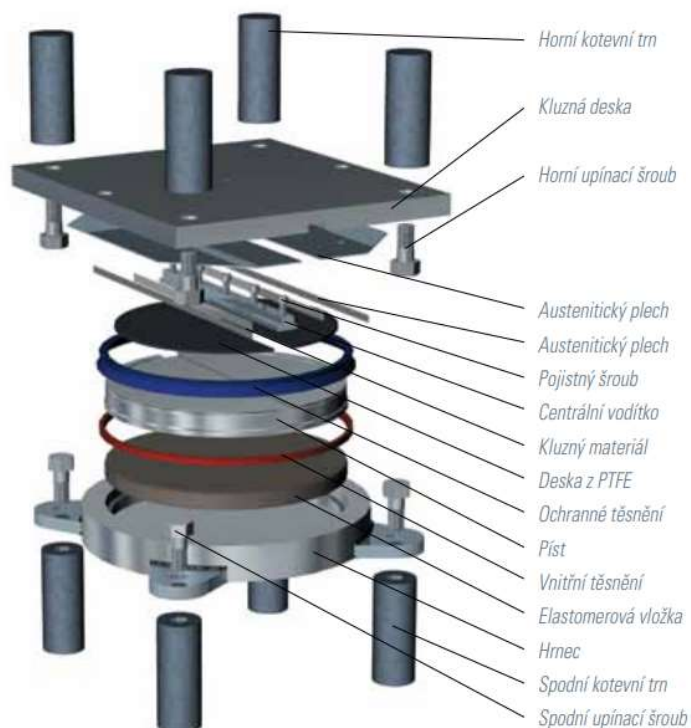
2.13.1. Návrh ložiska

Síla připadající na ložisko byla převzata z výpočetního modelu konstrukce. Reakce v podporách prutového modelu jsou symetrické, reakce v mezilehlých podporách je rovna 56,432 MN. Vzhledem k modelování konstrukce ve 2D je to návrhová síla připadající na dvě ložiska. Výsledná síla připadající na jedno ložisko je tedy 28,2 MN.

V tomto projektu jsou navržena mechanická hrncová ložiska TETRON CD od firmy Freyssinet. Typy použitých ložisek jsou shrnuty v následující tabulce:

Poloha	Typ	Název
Opěra	Jednosměrně posuvné	GG 6000 – 500 - 50
Opěra	Všesměrně posuvné	GL 6000 – 50 - 20
Pilíř	Pevné ložisko	FX 30000 - 1400
Pilíř	Jednosměrně posuvné	GG 30000 – 1500 - 50
Pilíř	Všesměrně posuvné	GL 30000 – 50 - 20

Tabulka 8: Přehled obchodních názvů navržených ložisek



Obrázek 77: Schéma hrncového ložiska TETRON CD [34]

2.13.2. Návrh mostního závěru

V kapitole 2.4.2.1. byly na základě umístění konstrukce spočítány následující hodnoty teplotních změn na betonovém průřezu:

$$\Delta T_{N,exp} = \underline{29^{\circ}\text{C}}$$

$$\Delta T_{N,con} = \underline{33^{\circ}\text{C}}$$

Norma předepisuje pro návrh dilatačních spár tyto teplotní rozsahy navýšit o 10 °C, bude tak dosaženo bezpečnějšího návrhu mostního závěru. Výsledné hodnoty maximálních rozsahů rovnoměrné složky teploty tedy jsou:

$$\Delta T_{N,exp,dil.} = \Delta T_{N,exp} + 10 = \underline{39^{\circ}\text{C}}$$

$$\Delta T_{N,noc,dil.} = \Delta T_{N,con} + 10 = \underline{43^{\circ}\text{C}}$$

Pro výpočet přetvoření mostu od teploty je pro zjednodušení v této práci počítáno s větší hodnotou teplotní změny, tedy s $\Delta T = 43^{\circ}\text{C}$. Délka delšího dilatačního úseku je rovna 242,5 m, délka kratšího dilatačního úseku je rovna 88,5 m. Prodloužení (resp. zkrácení) mostu se stanoví podle vztahu:

$$\Delta l_1 = \alpha \times l_1 \times \Delta T = 10 \times 10^{-6} \times 242,5 \times 43 = 104,3 \text{ mm}$$

$$\Delta l_2 = \alpha \times l_2 \times \Delta T = 10 \times 10^{-6} \times 88,5 \times 43 = 38,1 \text{ mm}$$

$$\alpha = 10 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1} \text{ (pro beton)}$$

V rámci projektu jsou navrženy kobercové závěry od firmy Reissner-Wolff. Pro delší dilatační úsek je navržen kobercový závěr typu M260, který umožňuje změnu délky konstrukce o 130 mm, pro kratší dilatační úsek mostu pak kobercový závěr typu M80, který umožňuje změnu délky nosníku o 40 mm.

3. Závěr

Cílem práce byla studie na téma extradosed mostních konstrukcí a následně návrh vybraného extradosed mostu. Práce proto byla rozdělena do dvou částí.

Snahou první části práce bylo charakterizovat extradosed mosty, zdůraznit důležité vlastnosti a předpoklady pro návrh takové konstrukce. Byla zde stručně nastíněna historie extradosed mostních konstrukcí, a nakonec zde bylo představeno několik zástupců takových mostů.

Druhá část práce si dala za cíl návrh a předběžné posouzení vybraného extradosed mostu. Inspirací pro návrh mostu byly podklady pro návrh nového mostu přes Vltavu v pražských Dvorcích. Dvorecký most bude určen pouze pro pěší a městskou hromadnou dopravu, charakter zatížení uvažovaný v této práci je s tímto předpokladem v souladu. Navržený most je dvoukomorový betonový most o třech polích, jehož dimenze splňují kritéria pro zařazení mostu do kategorie extradosed. V závěru práce je předběžně posouzena předpjatá mostovka v MSP a v MSÚ. Nosník ve všech stavech bezpečně vyhoví.

Při dalším rozboru návrhu by bylo zapotřebí věnovat se detailněji procesu výstavby navrženého mostu. Tato práce se tomuto tématu věnuje pouze okrajově, a to při časově závislé analýze konstrukce v čase uvedení do provozu a na konci životnosti. V průběhu výstavby se však mění statické schéma konstrukce, proto by byla potřeba jednotlivé fáze výstavby samostatně posoudit. Kromě procesu výstavby mostu je v dalších krocích nutné věnovat se návrhu spodní stavby mostu, detailu kotvení extradosed kabelu do mostovky či detailu uložení deviátoru na mostovku.

Seznam příloh

1) Příčný řez	1:50
2) Půdorys	1:200
3) Podélný řez	1:200
4) Zjednodušené schéma betonářské výztuže v příčném řezu	1:50
5) Převýšené schéma geometrie předpínací výztuže	1:500/100

Použitá literatura

- [1] 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.
- [2] IKEDA, S a A KASUGA. *Development of extradosed structures* in the bridge construction. 25th Conference on OUR WORLD IN CONCRETE & STRUCTURES [online]. 2000, (-), 10 [cit. 2018-12-03]. Dostupné z: <https://pdfs.semanticscholar.org/44b8/0d34490386c1b227f935e1cb888e938fd2b.pdf>
- [3] MERMIGAS, Konstantinos. *Behaviour and Design of EXTRADOSED BRIDGES*. Canada, 2008. Master's thesis. Graduate Department of Civil Engineering, University of Toronto.
- [4] MUTSUYOSHI, Hiroshi, Nguyen DUC HAI a Akio KASUGA. Recent technology of prestressed concrete bridges in Japan. In: *IABSE-JSCE Joint Conference on Advances in Bridge Engineering-II* [online]. Bangladesh, 2010, s. 10 [cit. 2018-10-10]. ISBN 978-984-33-1893-0.
- [5] BENJUMEA, José, Gustavo CHIO a Esperanza MALDONADO. *Structural behavior and design criteria of extradosed bridges: general insight and state of the art*. In: *Revista Ingeniería de Construcción* [online]. Vol. 25 No 3. 2010, s. 16 [cit. 2018-12-03]. DOI: <https://doi.org/10.1007/s13349-017-0243-6>. ISSN 0718-5073.
- [6] *Analysis & design of cable stayed bridge*. In: <https://www.slideshare.net> [online]. b.r. [cit. 2018-12-22]. Dostupné z: <https://www.slideshare.net/sadekabdelraheem/cable-stayed-bridge-50681292>
- [7] *Maximum Flexibility for Cable Stayed Bridges: The DYNA® Link Anchor Box System*. b.r. Dostupné také z: http://www.dywidag-norge.no/wp-content/uploads/2013/05/DYNA_Link-Dokument-01.pdf
- [8] HAO, Qu, Su JUFENG a Huang PINGMING. *Study on dynamic characteristics and seismic response of the extradosed cable-stayed bridge with single pylon and single cable plane*. In: *Journal of Civil Structural Health Monitoring* [online]. 2017,

- s. 11 [cit. 2018-12-03]. DOI: <https://doi.org/10.1007/s13349-017-0243-6>. ISSN 2190-5479.
- [9] XIONG, Fei a Cong-chun CHEN. *A Comparative Study on the Economic Characteristics of the Extradosed Cable-Stayed Bridge and Cable Stayed Bridge*. *Applied Mechanics and Materials* [online]. 2014, **2015**(744-746), 5 [cit. 2018-10-10]. DOI: <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.744-746.721>. Dostupné z: <https://ebookcentral.proquest.com/lib/cvut/reader.action?docID=2008340&ppg=747>
- [10] First extradosed bridge in Ireland. In: *Ferrovial Blog* [online]. b.r. [cit. 2018-12-27]. Dostupné z: <https://blog.ferrovial.com/en/2013/05/first-extradosed-bridge-in-ireland/>
- [11] Ganter Bridge. In: *Wikipedia* [online]. b.r. [cit. 2018-12-27]. Dostupné z: https://en.wikipedia.org/wiki/Ganter_Bridge
- [12] Ganter Bridge. In: *Bridgeinfo.net* [online]. b.r. [cit. 2018-12-27]. Dostupné z: <https://www.bridgeinfo.net/bridge/index.php?ID=101>
- [13] Socorridos Bridge. In: *Highestbridges.com* [online]. b.r. [cit. 2018-12-27]. Dostupné z: http://www.highestbridges.com/wiki/index.php?title=Socorridos_Bridge
- [14] Texcapa Bridge. In: *Highestbridges.com* [online]. b.r. [cit. 2018-12-27]. Dostupné z: http://www.highestbridges.com/wiki/index.php?title=Texcapa_Bridge
- [15] Odawara Blueway Bridge. In: *Bruecken Web* [online]. b.r. [cit. 2018-12-27]. Dostupné z: <http://www.brueckenweb.de/2content/datenbank/bruecken/3brueckenblatt.php?bas=2813>
- [16] Odawara Blueway Bridge. In: *Fumi.ninja-x.jp* [online]. b.r. [cit. 2018-12-27]. Dostupné z: <http://fumi.ninja-x.jp/SEISHO%20BY-PASS6.html>
- [17] Pont de Saint-Rémy-de-Maurienne. In: *Structurae* [online]. b.r. [cit. 2018-12-27]. Dostupné z: <https://structurae.net/structures/pont-de-saint-remy-de-maurienne>
- [18] Sunniber Bridge, Switzerland. In: *Ce.jhu.edu* [online]. b.r. [cit. 2018-12-27]. Dostupné z: <http://www.ce.jhu.edu/perspectives/protected/ids/Buildings/Sunniberg%20Brid>

ge/

- [19] Sunniber Bridge, Switzerland. In: *Locationscout [online]*. b.r. [cit. 2018-12-27]. Dostupné z: <https://www.locationscout.net/switzerland/982-sunniber-bridge-switzerland>
- [20] Two motorway bridges over *the estuaries of the rivers Ibi and Kiso*, Japan. In: Dywidag-systems International [online]. b.r. [cit. 2018-12-27]. Dostupné z: <https://www.dsiunderground.at/en/projects/project-details/article/motorway-bridges-rivers-ibi-and-kiso-japan.html>
- [21] Kiso Gawa Bridge. In: *Structurae [online]*. b.r. [cit. 2018-12-27]. Dostupné z: <https://structurae.net/structures/kiso-gawa-bridge>
- [22] M7 autópálya M70 autóút *elválási csomópont, Korongi-híd*. In: M-Híd [online]. b.r. [cit. 2018-12-27]. Dostupné z: <http://www.mhid.hu/m7-autopalya-m70-autout-elvalasi-csomopont-korongi-hid/>
- [23] Omi-Odori Bridge. In: *Jrpg.sakura.ne.jp [online]*. b.r. [cit. 2018-12-27]. Dostupné z: <http://www.jrpg.sakura.ne.jp/archives/081229otr/081229otr.html>
- [24] OmiOdori Bridge. In: *Structurae [online]*. b.r. [cit. 2018-12-27]. Dostupné z: <https://structurae.net/structures/omiodori-bridge>
- [25] ČSN EN 1992-1-1: Eurokód 2: *Navhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.
- [26] ČSN EN 1991-1-1: Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a žitná zatížení pozemních staveb*. Praha: Český normalizační institut, 2004.
- [27] ČSN EN 1991-1-4: Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení větrem*. Praha: Český normalizační institut, 2007.
- [28] ČSN EN 1991-1-5: Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou*. Praha: Český normalizační institut, 2005.
- [29] ČSN EN 1991-2: Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Praha: Český normalizační institut, 2005.
- [30] Tříčlankový autobus Van Hool vyjel na pražské silnice [online]. b.r. [cit. 2018-12-27]. Dostupné z: <http://www.dpp.cz/triclankovy-autobus-van-hool-vyjel-na>

prazske-silnice/

- [31] Limitní hodnoty podle vyhlášky č. 341/2002 Sb., o schvalování technické způsobilosti a o technických podmínkách provozu vozidel na pozemních komunikacích. In: . b.r. Dostupné také z: www.policie.cz/soubor/prilohy-106-priloha-c-1-pdf.aspx
- [32] ČSN EN 1990 ed. 2 - *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.
- [33] ČSN EN 1992-2: Eurokód 2: *Navhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady*. Praha: Český normalizační institut, 2007.
- [34] TETRON CD: *Mechanická hrncová ložiska*. b.r. Dostupné také z: http://www.freyssinet.cz/gallery/loziska_hrncova_tetron_cd.pdf

Seznam obrázků

Obrázek 1: Poměr výšky pylonu a nosného trámu ku rozpětí, zleva: trámový most, extradosed most, zavěšený most [3]	12
Obrázek 2: Uspořádání závěsů extradosed mostu: a) uspořádání harfovité, b) uspořádání vějířové, c) uspořádání polovějřové	14
Obrázek 3: Graf závislosti hodnoty omezení napětí v lanech v MSP na rozkmitu zatížení od proměnného zatížení v lanech dle jednotlivých přístupů národů [5]	17
Obrázek 4: Kotvení lana křížem skrz pylon [6]	18
Obrázek 5: Kotvení kabelu k pylonu pomocí sedla [7]	18
Obrázek 6: Cable-back most [3]	21
Obrázek 7: Fin-back most [3]	21
Obrázek 8: Extradosed most [3]	21
Obrázek 9: Schématický příčný řez komorového nosníku se stěnami z trapézového plechu [4]	22
Obrázek 10: Model viaduktu Arrêt – Darré (Francie) [10]	22
Obrázek 11: Příčný řez mostovkou viaduktu Arrêt – Darré (Francie)	23
Obrázek 12: Ganter Bridge [11]	24
Obrázek 13: Ganter Bridge [12]	24
Obrázek 14: most Socorridos (Portugalsko) [13]	25
Obrázek 15: Barton Creek Bridge (USA) [14]	25
Obrázek 16: Odawara Blueway Bridge (Japonsko) [15]	26
Obrázek 17: Odawara Blueway Bridge (Japonsko) [16]	26
Obrázek 18: Saint-Rémy-de-Maurienne Bridge [17]	27
Obrázek 19: Saint-Rémy-de-Maurienne Bridge [17]	27
Obrázek 20: Sunniberg Bridge (Švýcarsko) [18]	28
Obrázek 21: Sunniberg Bridge (Švýcarsko) [19]	28
Obrázek 22: Kiso Bridge (Japonsko) [20]	29
Obrázek 23: Kiso Bridge (Japonsko) [21]	29
Obrázek 24: Korongský most (Maďarsko) [22]	30
Obrázek 25: Korongský most (Maďarsko) [22]	30
Obrázek 26: Rittoh Bridge (Japonsko) [23]	31
Obrázek 27: Rittoh Bridge (Japonsko) [24]	31
Obrázek 28: Schéma rozmístění ložisek	33

Obrázek 29: Schéma uspořádání dopravního prostoru na mostě	33
Obrázek 30: Deskostěnový model konstrukce pro stanovení dimenzí příčného řezu	34
Obrázek 31: 2D prutový model konstrukce	34
Obrázek 32: Příčný řez prutu reprezentujícího mostovku	34
Obrázek 33: Deskostěnový model konstrukce pro stanovení příčného roznosu zatížení	35
Obrázek 34: Vztah mezi min./max. teplotou vzduchu ve stínu a min./max. rovnoměrnou složkou teplot [28]	39
Obrázek 35: Zatěžovací souprava tramvajových vozidel, vzdálenosti v m [29]	40
Obrázek 36: Zatěžovací schéma dvou souprav tramvajových vozidel za sebou s pěší dopravou	40
Obrázek 37: Zatěžovací schéma dvou souprav tramvajových vozidel vedle sebe s pěší dopravou	40
Obrázek 38: Zatěžovací souprava autobusových vozidel, vzdálenosti v m	41
Obrázek 39: Zatěžovací schéma dvou autobusových vozidel vedle sebe s pěší dopravou	41
Obrázek 40: Zatěžovací schéma dvou autobusových vozidel za sebou s pěší dopravou	41
Obrázek 41: Přesné (vlevo) a průměrné (vpravo) hodnoty normálové síly n_x od zatížení tramvaj (vedle sebe) na horní desce mostovky v místě minimálního momentu v krajním poli	42
Obrázek 42: Přesné (vlevo) a průměrné (vpravo) hodnoty normálové síly n_x od zatížení tramvaj (vedle sebe) na horní desce mostovky v místě minimálního momentu nad pilířem	43
Obrázek 43: Přesné (vlevo) a průměrné (vpravo) hodnoty normálové síly n_x od zatížení tramvaj (vedle sebe) na horní desce mostovky v místě minimálního momentu ve středním poli	43
Obrázek 44: Minimální ohybový moment M_y od jednotlivých modelů zatížení	44
Obrázek 45: Maximální ohybový moment od jednotlivých modelů zatížení	44
Obrázek 46: Minimální posouvající síla od jednotlivých modelů zatížení	45
Obrázek 47: Vnitřní síly od stálého a ostatního stálého na nosníku – charakteristické hodnoty	47
Obrázek 48: Rozhodující obálky vnitřních sil od zatížení dopravou – charakteristické hodnoty	47
Obrázek 49: Průběhy ohybových momentů rozhodujících kombinací	48

Obrázek 50: Schéma extradosed kabelů	49
Obrázek 51: Minimální normálové napětí při spodních vláknech v čase uvedení do provozu	50
Obrázek 52: Minimální normálové napětí při spodních vláknech na konci životnosti	50
Obrázek 53: Minimální normálové napětí při horních vláknech v čase uvedení do provozu	50
Obrázek 54: Minimální normálové napětí při horních vláknech na konci životnosti	51
Obrázek 55: Maximální normálové napětí při spodních vláknech v čase uvedení do provozu	51
Obrázek 56: Maximální normálové napětí při spodních vláknech na konci životnosti	51
Obrázek 57: Maximální normálové napětí při horních vláknech v čase uvedení do provozu	51
Obrázek 58: Maximální normálové napětí při horních vláknech na konci životnosti	51
Obrázek 59: Napětí v extradosed kabelech při charakteristické kombinaci v čase uvedení do provozu	52
Obrázek 60: Napětí v extradosed kabelech při charakteristické kombinaci na konci životnosti	52
Obrázek 61: Posouzení MSÚ v čase uvedení do provozu uprostřed rozpětí středního pole	53
Obrázek 62: Posouzení MSÚ na konci životnosti uprostřed rozpětí středního pole	54
Obrázek 63: Posouzení MSÚ v čase uvedení do provozu nad podporou	54
Obrázek 64: Posouzení MSÚ na konci životnosti nad podporou	55
Obrázek 65: Průběh hlavního tahového napětí v čase uvedení do provozu od rozhodující kombinace	55
Obrázek 66: Průběh hlavního tahového napětí na konci životnosti	55
Obrázek 67: Návrhová tlaková síla v deviátoru v čase uvedení do provozu	56
Obrázek 68: Návrhový ohybový moment v deviátoru v čase uvedení do provozu	56
Obrázek 69: Návrhová tlaková síla v deviátoru na konci životnosti	56
Obrázek 70: Návrhový ohybový moment v deviátoru na konci životnosti	56
Obrázek 71: Schéma výztuže pylonu	57
Obrázek 72: Posouzení deviátoru pomocí interakčního diagramu	58
Obrázek 73: Průběh ohybového momentu v nejnepříznivější poloze pohyblivého zatížení při spodním povrchu vrchní desky	59

Obrázek 74: Průběh ohybového momentu v nejnepříznivější poloze pohyblivého zatížení při horním povrchu vrchní desky	59
Obrázek 75: Průběh ohybového momentu v nejnepříznivější poloze pohyblivého zatížení při spodním povrchu spodní desky	60
Obrázek 76: Průběh ohybového momentu v nejnepříznivější poloze pohyblivého zatížení při horním povrchu spodní desky	60
Obrázek 77: Schéma hrncového ložiska TETRON CD [34]	62

Seznam tabulek

Tabulka 1: Ostatní stálé zatížení [26]	37
Tabulka 2: Opravné koeficienty příčného roznosu zatížení od zatížení dopravou	43
Tabulka 3: Fáze výstavby pro časovou analýzu konstrukce	49
Tabulka 4: Počet lan v jednotlivých extradosed kabelech.....	49
Tabulka 5: Hodnoty vnitřních sil pro posouzení MSÚ	53
Tabulka 6: Rozhodující návrhové vnitřní síly v deviátoru	57
Tabulka 7: Návrh výztuže v příčném řezu	61
Tabulka 8: Přehled obchodních názvů navržených ložisek	61