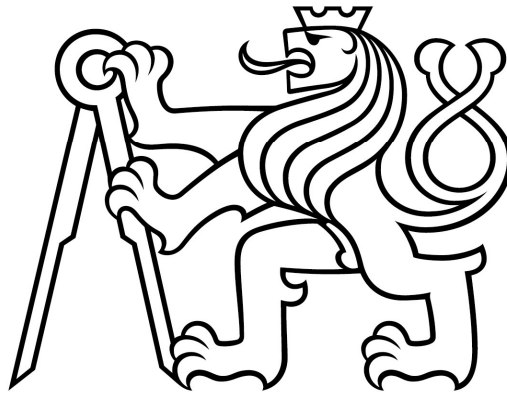


# České vysoké učení technické v Praze

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



Bakalářská práce

Alternativní řešení napojení průmyslové zóny

v Třinci – Balinách na silnici II/468

Alternate design of Třinec – Baliny industrial area to road II/468

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

2018/2019

Tomáš Čihulek



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Thákurova 7, 166 29 Praha 6

## ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Čihulek	Jméno: Tomáš	Osobní číslo: 462002
Zadávací katedra: K133 Katedra betonových a zděných konstrukcí		
Studijní program: (B3651) Stavební inženýrství		
Studijní obor: (3647R013) Konstrukce a dopravní stavby		

### II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Alternativní řešení napojení průmyslové zóny v Třinci-Balinách na silnici II/468	
Název bakalářské práce anglicky: Alternate design of Třinec-Baliny industrial area to road II/468	
Pokyny pro vypracování: Součástí řešení bude: <ul style="list-style-type: none"><li>- rešerše na téma obloukových mostů středních rozpětí</li><li>- zpracování komentovaného statického výpočtu mostu</li><li>- detailní posouzení hlavních konstrukčních prvků výsledné varianty řešení</li></ul>	
Seznam doporučené literatury: Stráský, J. (2001) Betonové mosty, ŠEL, Knihnice autorizovaného inženýra a technika, TK21, s.103 Navrátil, J. (2004) Předpjaté betonové konstrukce, Akademické nakladatelství CERM, s.160	
Jméno vedoucího bakalářské práce: Doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.	
Datum zadání bakalářské práce: 18/2/2019	Termín odevzdání bakalářské práce: 26/5/2019 <small>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</small>
Podpis vedoucího práce	Podpis vedoucího katedry

### III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

*Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v bakalářské 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“.*

18.2.2019	
Datum převzetí zadání	Podpis studenta(ky)

# Prohlášení

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci vypracoval samostatně pod vedením doc. Ing. Mark Foglara, Ph.D., a že veškeré prameny ze kterých jsem čerpal jsem uvedl v seznamu použité literatury.

V Praze dne 27.5.2019

.....  
Tomáš Čihulek

## **Poděkování**

Rád bych tímto poděkoval vedoucímu mé bakalářské práce doc. Ing. Markovi Foglarovi, Ph.D. za vedení, cenné rady a úsilí, které mně a mé práci věnoval. Zároveň bych rád vzdal dík mé přítelkyni a mé rodině, která se mnou měla trpělivost a byla mi velkou podporou až do poslední věty.



## **Abstrakt**

Obsahem bakalářské práce je alternativní řešení konstrukce mimoúrovňového napojení průmyslové zóny v Třinci – Balínách na silnici II/468.

V úvodní části práce je proveden návrh jednotlivých variant tohoto napojení a následně je zvolena vhodná varianta. Zbylé části bakalářské práce se zabývají dílčí částí návrhu – konkrétně konstrukcí obloukového mostu s dolní mostovkou přes silnici II/468.

Tématu mostů s dolní mostovkou, jejich statickému působení, možnostem návrhu a provedení jednotlivých prvků je věnována rešerše této práce. Po seznámení se s teoretickými základy jsou v práci uvedeny příklady několika již stojících mostů tohoto typu nacházejících se na území České republiky.

Významný díl praktické části se věnuje návrhu tvaru střednice a volbě vzepětí. Následně byl proveden podrobnější návrh a posouzení jednotlivých prvků konstrukce.

## **Klíčová slova**

silniční most, obloukový most, dolní mostovka, zavěšená mostovka, beton, předpjatý beton

## **Abstract**

This bachelor thesis proposes a new design of one part of the interchange connecting industrial park Třinec – Baliny and II/468 road.

Various approaches to this connection are presented in the introduction and the most suitable one is selected. Following sections deal with the design of an arch bridge with lower bridge deck laid above II/468 road.

Theoretical review depicts various arch bridge concepts with lower bridge deck, structural possibilities of bridge elements and load effect. Theoretical part summarises fundamental knowledge about arch bridges and shows examples of existing bridges in the Czech republic.

Major part of the analysis focuses on designing an arch shape and its rise. Last but not least detailed assessment of each structural element is presented.

## **Keywords**

road bridge, arch bridge, lower bridge deck, suspended deck, concrete, prestressed concrete

# Obsah

1 Úvod .....	11
2 Popis místa stavby a varianty řešení .....	12
2.1 Poloha .....	12
2.2 Varianty řešení .....	12
2.2.1 První mostní objekt .....	14
2.2.2 Druhý mostní objekt .....	15
2.2.3 Třetí mostní objekt .....	16
2.2.3.1 Varianta I. Trámová konstrukce .....	16
2.2.3.2 Varianta II. Oblouková konstrukce s dolní mostovkou .....	17
2.2.3.3 Varianta III. Oblouková konstrukce s mezilehlou mostovkou .....	18
3 Rešerše .....	20
3.1 Téma rešerše .....	20
3.2 Rozdělení obloukových mostů .....	20
3.2.1 Rozdělení podle vnějšího statického působení .....	20
3.2.2 Rozdělení podle statického působení oblouku .....	20
3.3 Uspořádání konstrukcí obloukových mostů středních rozpětí .....	21
3.3.1 Mostovka spolupůsobící s obloukem .....	21
3.3.2 Oblouk se šikmými závěsy .....	22
3.3.3 Oblouky s táhlem .....	22
3.4 Varianty obloukových mostů se šikmými závěsy .....	24
3.4.1 Nielsenův oblouk .....	24
3.4.2 Příhradové obloukové konstrukce .....	25
3.4.3 Síťové oblouky .....	25
3.5 Obloukové mosty středních rozpětí v Čechách .....	27
3.5.1 Most v Hořepníku .....	27
3.5.2 Modrý most v Českých Budějovicích .....	27
3.5.3 Most ve Svinarech .....	29
3.5.4 Lávka přes řeku Svratku .....	29
3.5.5 Lávka Černý Kříž .....	30
3.5.6 Obloukový most přes řeku Jizeru .....	31

3.5.7 Síťový oblouk v Bechyni .....	32
4 Výpočet .....	34
4.1 Výpočet zatížení .....	34
4.1.1 Stálé zatížení .....	34
4.1.2 Proměnné zatížení .....	34
4.2 Tvar střednice oblouku .....	35
4.2.1 Předběžně navržená konstrukce .....	35
4.2.2 Střednice tvaru kružnice .....	37
4.2.2.1 Střednice tvaru kružnice se vzepětím 4 metry .....	37
4.2.2.2 Střednice tvaru kružnice se vzepětím 5 metrů .....	38
4.2.2.3 Střednice tvaru kružnice se vzepětím 6 metrů .....	40
4.2.3 Střednice tvaru kružnice s redukovaným poloměrem u paty .....	41
4.2.3.1 Střednice tvaru kružnice s redukovaným poloměrem u paty se vzepětím 4 metry .....	41
4.2.3.2 Střednice tvaru kružnice s redukovaným poloměrem u paty se vzepětím 5 metrů .....	42
4.2.3.3 Střednice tvaru kružnice s redukovaným poloměrem u paty se vzepětím 6 metrů .....	43
4.2.4 Střednice tvaru paraboly 2° .....	44
4.2.4.1 Střednice tvaru paraboly 2° se vzepětím 4 metry .....	44
4.2.4.2 Střednice tvaru paraboly 2° se vzepětím 5 metrů .....	45
4.2.4.3 Střednice tvaru paraboly 2° se vzepětím 6 metrů .....	46
4.2.5 Střednice tvaru paraboly 4° .....	47
4.2.5.1 Střednice tvaru paraboly 4° vzepětí 4 metry .....	47
4.2.5.2 Střednice tvaru paraboly 4° vzepětí 5 metrů .....	48
4.2.5.3 Střednice tvaru paraboly 4° vzepětí 6 metrů .....	49
4.2.6 Porovnání variant střednice .....	50
4.2.7 Shrnutí a výběr tvaru střednice .....	53
4.3 Návrh uspořádání závěsů .....	53
4.3.1 Svisle uspořádané závěsy .....	54
4.3.2 Vějířovitě uspořádané závěsy .....	55

4.3.3 Příhradové uspořádání závěsů.....	56
4.3.4 Uspořádání závěsů podle Nielsena .....	57
4.3.5 Síťové uspořádání závěsů .....	58
4.3.6 Porovnání variant a výběr uspořádání závěsů .....	59
4.4 Prostorový model konstrukce .....	60
4.4.1 Výpočet zatížení pro prostorový model.....	60
4.4.1.1 Stálé zatížení .....	60
4.4.1.2 Proměnné zatížení .....	61
4.4.2 Zatěžovací stavy .....	61
4.4.3 Kombinace zatížení .....	62
4.5 Návrh oblouku .....	63
4.5.1 Materiál oblouku .....	63
4.5.2 Průřez oblouku.....	64
4.5.3 Posouzení oblouku.....	65
4.5.3.1 Vnitřní síly v oblouku .....	65
4.5.3.2 Posudek oblouku na MSÚ .....	66
4.6 Návrh mostovky .....	70
4.6.1 Materiál mostovky .....	70
4.6.2 Průřez mostovky .....	71
4.6.3 Návrh předpětí mostovky .....	71
4.6.4 Posouzení předpětí mostovky v MSP.....	80
4.6.4.1 Vnesení předpětí.....	81
4.6.4.2 Uvedení do provozu .....	81
4.6.4.3 Konec životnosti .....	83
5 Závěr .....	86
Seznam obrázků.....	87
Seznam tabulek.....	91
Seznam použité literatury .....	92



# 1 Úvod

Mimoúrovňové propojení komunikací umožňuje křížení v různých výškových úrovních při současném průjezdu rovném i odbočujícím bez nutnosti dávání přednosti v jízdě, tedy dochází k vyloučení všech křížných bodů, což je spolu se zajištěním oddělených míst pro nájezd a výjezd základní požadavek pro mimoúrovňové propojení.

Mosty mimoúrovňového propojení silnice II/468 a průmyslové zóny v Třinci, přestože se jedná o propojení v rámci průmyslové zóny Baliny, měly podle požadavků zadavatele splňovat nejen tyto základní požadavky, ale se stát i reprezentativní vstupní bránou do města Třinec.

Specifická místa a požadavků zadavatele tedy vedla k vytvoření několika návrhů, kde konečný návrh připomínající tvar maltézského kříže je tvořen ze dvou síťových oblouků, které mají výrazně stlačenou konstrukční výšku betonové mostovky.

## 2 Popis místa stavby a varianty řešení

### 2.1 Poloha

Město Třinec leží v okrese Frýdek-Místek ve východní části Slezska. Mosty mimoúrovňového propojení se nachází na severním okraji města Třinec, a to v těsné blízkosti areálu průmyslové zóny Baliny. Napojují průmyslovou zónu na silnici II/468, přičemž překonávají kolej železniční vlečky Třineckých železáren, železniční trať vedoucí na Slovensko a silnici II/468 spojující Třinec s Českým Těšínem.



Obr. 2.1: Poloha města Třinec (vlevo) a poloha stavby (vpravo) [1]

### 2.2 Varianty řešení

Mimoúrovňové propojení se nachází na jedné z příjezdových cest do města Třinec, a proto se nabízelo navrhnout danou konstrukci tak, aby byla nejen pouze funkčním propojením, ale aby zároveň vytvořila pomyslnou vstupní bránu do města.

Prvotní návrhy měly za úkol přemostit velké rozpětí, kde na polovině konstrukce bylo potřeba převést čtyřpruhovou komunikaci při dispozici pouze nízké stavební výšky.

Tyto návrhy se nakonec neukázaly jako vhodné, a proto jsem se ve své práci pokusil vytvořit vhodnější návrh rozdělením daného úseku na tři samostatná přemostění, která budou spojena násypy z armované zeminy. Výhodou tohoto řešení je, že v místech, kde by byla k dispozici pouze nízká stavební výška, je možné navrhnout krátké přemostění a v místě, kde je již nutné mít přemostění dlouhé, nebude problém využít větší stavební výšky.

Jak již bylo zmíněno, na daném úseku jsou navrženy tři mostní objekty. První objekt se nachází nad tratí železniční vlečky Třineckých železáren, druhý nad dvojicí dvoukolejných tratí železniční sítě a třetí, poslední objekt, přemostňuje silnici II/468. Jednotlivé návrhy se odlišují pouze z hlediska provedení třetího mostního objektu, který by měl vzhledem ke své poloze nad



příjezdovou komunikací vytvářet onu pomyslnou vstupní bránu od města Třinec. Zatímco další dva mosty jsem se rozhodl navrhnout pro všechny varianty shodné. Hlavním hlediskem takto řešeného návrhu byla zejména ekonomičnost a funkčnost.

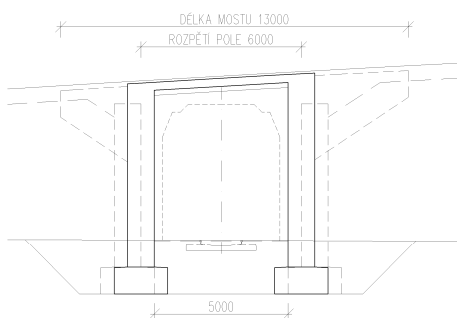
## 2.2.1 První mostní objekt

První mostní konstrukci jsem navrhl jako železobetonovou rámovou konstrukci o jednom poli rozpětí 5 metrů s celkovou délkou mostu 13 metrů. Desková nosná konstrukce má navrženu tloušťku 300 mm. Konstrukce převádí komunikaci šířky 15,5 metru. Tato komunikace je na pravé straně doplněna o chodník pro pěší šířky 1,5 metru a na opačné (levé) straně je ještě doplněna bezpečnostním chodníkem šířky 0,75 metru. Celková šířka mostu tedy činí 19,35 metru.

Spodní stavba se skládá ze dvou opěrných stěn založených na plošných základech, které mohou být v případě potřeby doplněny o velkopřůměrové železobetonové piloty. Výhodami tohoto řešení je vyloučení mostních závěrů a ložisek z konstrukce mostu, malá konstrukční výška a zároveň jednoduchost provedení. Z mého pohledu je toto navrhované řešení vyhovující jak z hlediska funkčnosti, tak z hlediska ekonomičnosti.



Obr. 2.2: Příčný řez mostním objektem 1

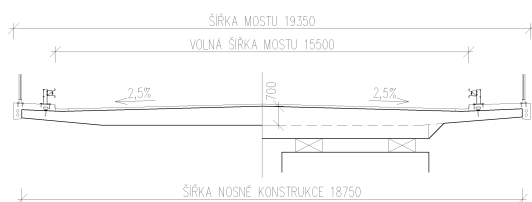


Obr. 2.3: Podélný řez mostním objektem 1

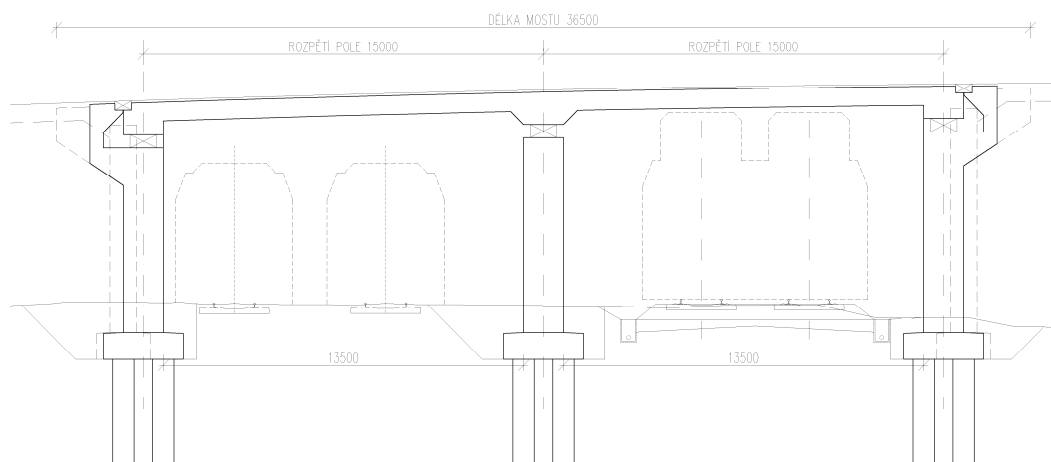
## 2.2.2 Druhý mostní objekt

Druhý most se již potýká s problémem nízké konstrukční výšky, jak bylo popsáno v úvodu kapitoly 2.2.. Proto zde navrhuji použít spojitou deskovou nosnou konstrukci o dvou polích lichoběžníkového tvaru výšky 700 mm. Rozpětí obou polí je navrženo shodně, a to 15 metrů. Celková délka mostu je poté 36,5 metru. Jelikož tato mostní konstrukce převádí stejnou komunikaci jako konstrukce první, je jejich šířkové uspořádání shodné.

Založení tohoto druhého mostu by mělo být na hlubinných základech za pomoci velkopřůměrových železobetonových pilot, na kterých by měla stát dvojice krajních opěr a dva pilíře ve středu rozpětí. Navržená desková konstrukce s sebou nese výhodu velmi snadného vyprojektování i realizace.



Obr. 2.4: Příčný řez mostním objektem 2



Obr. 2.5: Podélný řez mostním objektem 2

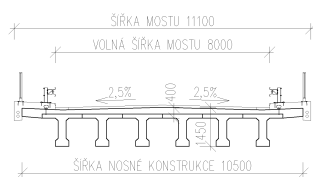
## 2.2.3 Třetí mostní objekt

### 2.2.3.1 Varianta I. Trámová konstrukce

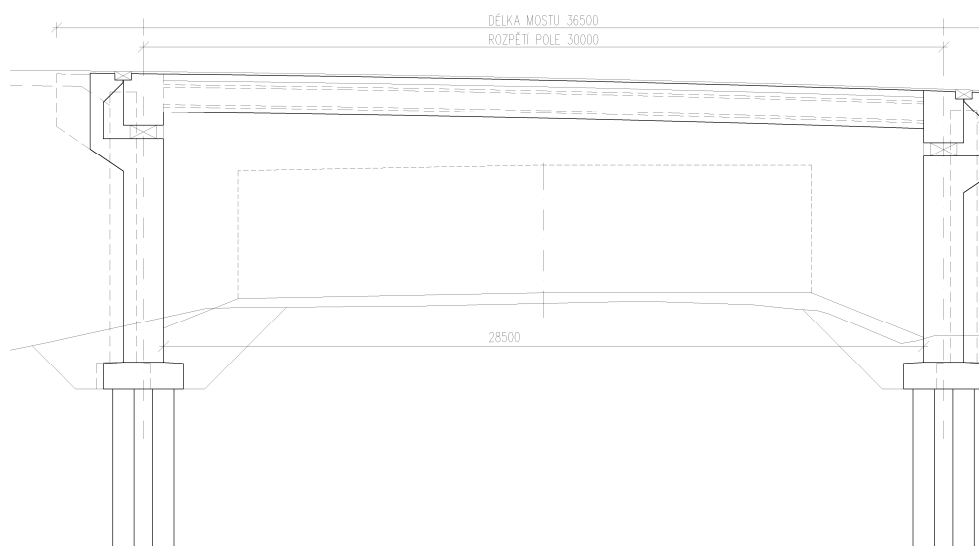
V první variantě třetího mostního objektu jsem se rozhodl navrhnout co možná nejekonomičtější řešení. Proto jsem na třetím úseku navrhl nosnou konstrukci z prefabrikovaných předpjatých trámů.

V předběžném návrhu se konstrukce sestává z šesti nosníků výšky 1200 mm, překlenujících rozpětí 30 metrů. Celková délka tohoto mostu činí 36,5 metru. Most se nachází za místem, kde dochází k odpojení dvou jízdních pruhů, a proto konstrukce převádí komunikaci šířky pouze 8,0 metrů, která je na obou stranách doplněna o bezpečnostní chodníky šířky 0,75 metrů. Celková šířka mostu je navržena na 11,1 metr. Stavba stojí na dvojici opěr založených na velkopřůměrových železobetonových pilotách.

Hlavními přednostmi tohoto řešení je tedy ekonomičnost a snadná montáž. Zadání na třetí mostní objekt je však i „reprezentativnost“. Toto řešení z architektonického hlediska zajímavé není a nesplňuje tak tedy požadavek na vytvoření reprezentativní příjezdové brány. S ohledem na poslední uvedené tato varianta zvolena jako finální.



Obr. 2.6: Příčný řez mostním objektem 3 - Varianta I.



Obr. 2.7: Podélný řez mostním objektem 3 - Varianta I.

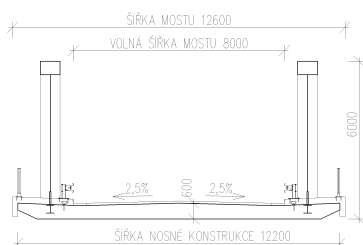
### 2.2.3.2 Varianta II. Oblouková konstrukce s dolní mostovkou

Druhá varianta třetího mostního objektu se už více zaměřuje i na celkový vzhled konstrukce. Z toho důvodu zde navrhuji ocelový oblouk s dolní mostovkou z předpjatého betonu – takzvaný Langerův trám, který zvyšuje estetický dojem z vlastní stavby.

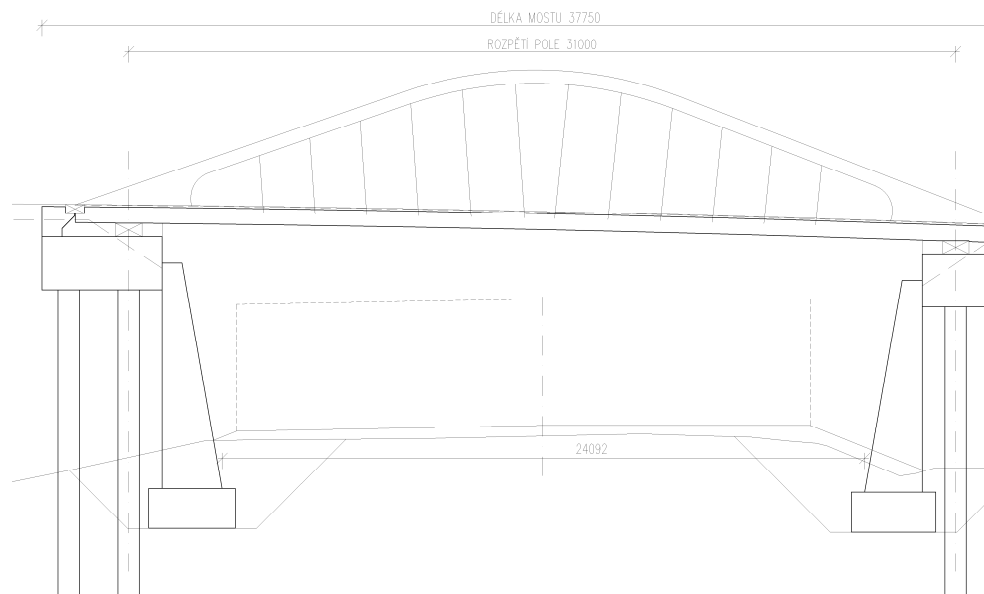
Dvojice ocelových oblouků, jejichž výška je předběžně odhadnuta na 500 mm, je navržen na rozpětí 31 metr. Celková délka mostu je 37,75 metrů. Železobetonová mostovka spolupůsobí s konstrukcí oblouků, a proto v systému působí jako táhlo. Především z tohoto důvodu je zvolena předpjatá mostovka tloušťky 600 mm. Celková šířka mostu se od předchozí varianty liší o šířku oblouků a v součtu činí 12,6 metrů.

Celá stavba stojí na dvojici základových bloků doplněných o velkopřůměrové železobetonové piloty. K zachycení násypového tělesa je zde navíc použita i opěrná železobetonová stěna.

Tato varianta taktéž splňuje požadavek pomyslné reprezentativní příjezdové brány na příjezdu do města a zároveň by ani vlastní výstavba neměla být příliš náročná. Proto jsem tento návrh zvolil jako nejlepší a řešení této varianty mostního objektu přes silnici II/468 se nakonec stalo náplní praktické části mé bakalářské práce.



Obr. 2.8: Příčný řez mostním objektem 3 - Varianta II.



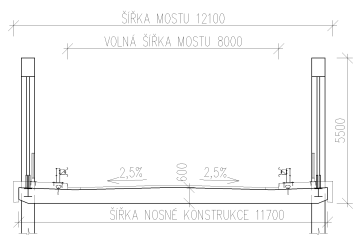
Obr. 2.9: Podélný řez mostním objektem 3 - Varianta II.

### 2.2.3.3 Varianta III. Oblouková konstrukce s mezilehlou mostovkou

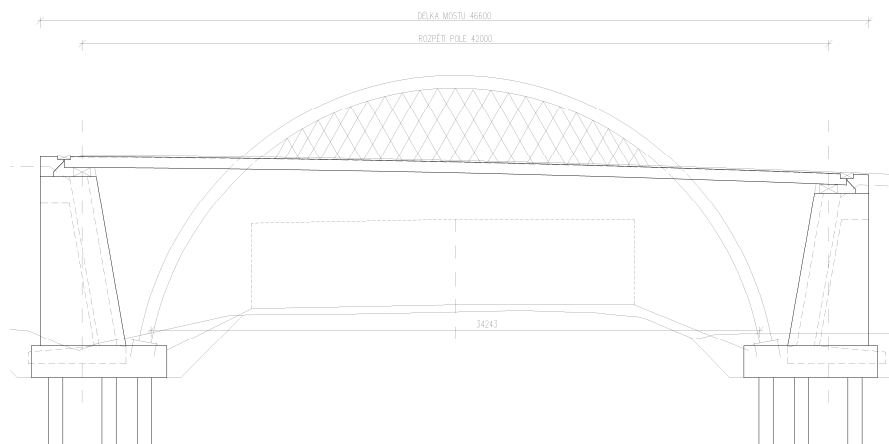
Třetí variantou třetího mostního objektu je ještě o něco složitější konstrukce – most s mezilehlou mostovkou, u které jsem předpokládal, že by mohla působit lepším estetickým dojmem než varianta předchozí.

Železobetonová mostovka tloušťky zhruba 600 mm je vsazena mezi dva ocelové oblouky se střednicí ve tvaru kruhu poloměru 17,75 metrů. Rozpětí mostu poté činí 42 metry, celková délka je 46,6 metrů a na šířku má most 12,1 metr. Založení je provedeno pomocí dvojice skříňových opěr na velkopřůměrových železobetonových pilotách. Na úložném prahu musí být uloženy ložiska, která budou schopna přenášet tahové síly vyvolané tvarem konstrukce.

Bohužel toto konstrukční řešení nenabízí dostatečné množství výhod, které by vyrovnalo její nedostatky oproti předchozí, druhé variantě. Nevýhodou tohoto řešení je existence několika složitých detailů jako například přenášení nemalých tahů prostřednictvím ložisek, nebo pravděpodobnost, že by byla část konstrukce zakryta konstrukcí odbočných větví rozpletu, což by značně zasáhlo do konečného vzhledu mostu. Tato varianta tedy nesplnila požadavky, které jsem od ní očekával, a proto také nebyla vybrána jako finální.



**Obr. 2.10: Příčný řez mostním objektem 3 - Varianta III.**



**Obr.2.11: Podélný řez mostním objektem 3 - Varianta III.**

## 3 Rešerše

### 3.1 Téma rešerše

Vzhledem k řešenému tématu předkládané bakalářské práce je rešerše zaměřena na řešení přemostění středního rozpětí za pomoci obloukového mostu.

### 3.2 Rozdělení obloukových mostů

Charakteristickým rysem obloukových mostů je jejich základní nosný prvek – oblouk. Tento tvar však není výhodný jen z hlediska estetického, ale i z hlediska technického, protože střednice oblouku je velice blízká výslednici stálého zatížení, což minimalizuje ohybové momenty.

#### 3.2.1 Rozdělení podle vnějšího statického působení

Existuje mnoho různých hledisek, podle kterých můžeme obloukové mosty rozdělit. Jedno ze základních je například rozdělení podle statického působení na základovou půdu. První skupinou jsou skutečné oblouky, které vyvozují šikmé tlaky na podporu při jejich svislém zatížení, a druhou skupinou jsou oblouky s táhlem, které vyvozují při svislém zatížení svislé tlaky na podporu. [2]

#### 3.2.2 Rozdělení podle statického působení oblouku

Další možností je rozdělení podle statického působení vlastního oblouku. Dle tohoto dělení rozlišujeme oblouky vetknuté (Obr. 3.1a), dvoukloubové (Obr. 3.1b) a trojkloubové (Obr. 3.1c). Vetknuté oblouky jsou třikrát staticky neurčité, a proto jsou nejvýhodnějším řešením pro mosty velkých rozpětí s dobrými základovými podmínkami. Jejich hlavní výhodou je snadné provádění. Největší nevýhodou vetknutých oblouků je větší namáhání konstrukce vyvolané objemovými změnami a sedáním opěr. [3]

Jedenkrát staticky neurčité dvoukloubové oblouky jsou výhodné zejména tam, kde hrozí pootočení základu v důsledku neúnosné základové půdy. Oblouk je na opěru uložen kloubově, a proto nejsou do základu přenášeny ohybové momenty. Nevýhodou oproti vetknutému oblouku je potom menší stabilita oblouku proti vybočení v rovině. Ve srovnání s trojkloubovým obloukem je dvoukloubový oblouk jednodušší, zpravidla i lehčí a vyvoluje menších deformace. [3]



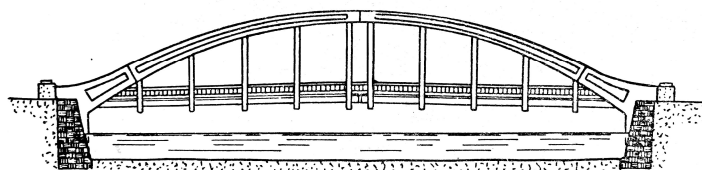
Trojkloubové oblouky jsou výhodné z hlediska statické určitosti, ale jsou konstrukčně složitější a vyvolávají větší deformace. Další nevýhodou je nutnost přizpůsobit počet dilatací většímu počtu kloubů. [3]



Obr. 3.1: Příklady statického působení oblouků: a) vetknutý oblouk, b) dvoukloubový oblouk, c) trojkloubový oblouk

### 3.3 Uspořádání konstrukcí obloukových mostů středních rozpětí

Překážka středního rozpětí většinou není nikterak hluboká, a proto se již z estetického hlediska vyplatí pro její přemostění navrhnout obloukový most s mostovkou zavěšenou na táhlech, tj. obloukový most s dolní mostovkou. Dříve se u těchto mostů většinou navrhovaly oblouky se svislými táhly a vyloučeným spolupůsobením oblouku s mostovkou (Obr. 3.2). Zejména u betonových mostů byly výsledkem tohoto řešení masivní konstrukce, které ale nebyly příliš vzhledné. Z důvodu úspory materiálu a zlepšení estetických vlastností byla snaha zmenšit průřez oblouku. Toho bylo docíleno snížením, popřípadě téměř úplným vyloučením ohybového namáhání oblouku ve všech zatěžovacích stavech. [4]



Obr. 3.2: Betonový obloukový most se svislými táhly [3]

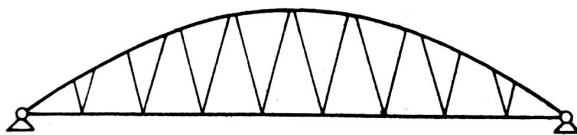
#### 3.3.1 Mostovka spolupůsobící s obloukem

Jednou z možností, jak snížit ohybové namáhání konstrukce, je návrh mostovky spolupůsobící s obloukem při přenášení ohybových momentů. V případě velké tuhosti mostovky vzniká teoreticky tuhý rám vyztužený obloukem, kde mostovka přejímá veškeré ohybové momenty, které soustavu namáhají a oblouk je namáhán pouze osovými silami. V praxi dochází k tomu, že se momenty rozdělují mezi mostovku a oblouk přibližně v poměru jejich tuhostí. Ačkoliv jsou výsledkem tohoto řešení tenké oblouky, úspor většinou není dosaženo, protože se zvýší celková spotřeba oceli. Důvodem je nutnost zachytit momenty přesunutá do mostovky

z oblouku, kde byla jejich velikost redukována přirozeným předpětím vyvozeným působením obloukové síly. [4]

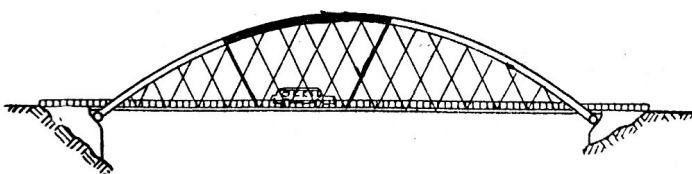
### 3.3.2 Oblouk se šikmými závěsy

Druhou a daleko lepší možností, jak zeslabit oblouk a získat hospodárnější návrh je naklonění závěsů (Obr. 3.3), čímž umožníme spolupráci mostovky a oblouku.



Obr. 3.3: Schéma oblouku se šikmými závěsy [4]

Běžné obloukové mosty se často potýkají s problémem způsobeným nahodilým nesymetrickým zatížením. Toto zatížení může vést k vybočení střednice v rovině oblouku a růstu ohybových momentů. Řešením může být použití šikmých závěsů, které nám pomohou roznášet nesouměrné nahodilé zatížení na větší část oblouku (Obr. 3.4). Závěsy navíc vytváří příhradové trojúhelníky, které oblouk vyztužují. V závěsných bodech pak vzniká staticky neurčitá vodorovná síla. Účinek těchto sil je pomocí závěsů přenášen do oblouku, kde jejich momentový účinek snižuje celkový moment v oblouku. [4]



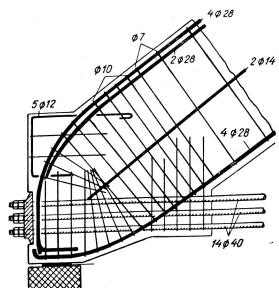
Obr. 3.4: Roznášení váhy vozidla šikmými závěsy [3]

### 3.3.3 Oblouky s táhlem

Obloukové mosty, u kterých část konstrukce působí jako táhlo, nesnižují namáhání oblouku jako výše uváděné úpravy mostů. Oblouky s táhly se tedy používají u mostů, u kterých není možné působit na základy šikmými tlaky. Táhlo zachycuje vodorovnou složku obloukové síly a na opěry tak působí pouze svislé složky. Celkově konstrukce na spodní stavbu působí jako prostě podepřený trám. Ložiska se umísťují nad průřez osy táhla se střednicí oblouku, který je ukončen v mostovce. V některých případech pro rozpětí zhruba 60 až 120 metrů může být dokonce ekonomičtější použít oblouky s táhlem namísto trémového mostu, protože jsou

úspornější ve spotřebě oceli. Při použití výztuže s vlastní únosností, tzv. Melanovy soustavy, je navíc umožněna výstavba bez lešení a skruže. [3]

Vlastní táhlo se často skládá z několika prutů kruhového průřezu, ale můžeme nalézt i táhla průřezu čtvercového, z ploché oceli nebo z oceli tvarované (profily I, U nebo L). Pruty táhla se zabetonovávají v rozšířeném okrajovém trámu mostovky v tzv. obrubě. Důležité je zajistit správné zakotvení táhla. Z tohoto důvodu se často v místě spojení oblouku s táhlem zřizuje kotevní blok rozšířením daného oblouku (Obr. 3.5). Aby nedošlo k počátečnímu zvětšení vzdálenosti patek a s ní spojenou změnou tvaru střednice, se kterou nebylo nepočítáno, musí se zajistit co největší rovinatost prutů táhla. Pokud je táhlo přímo zabetonováno v konstrukci mostovky, vzniká velké riziko výskytu trhlin. Tomu lze zabránit pomocí volného vedení táhla, opatřeného ochranným nátěrem, v kanálku z tvarované oceli. [3]



Obr. 3.5: Táhlo zakotvené do kotevního bloku [3]

## Předpjatá mostovka

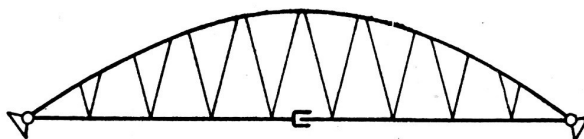
Zvláštním případem vedoucím k vytvoření táhla jsou obloukové mosty s předpětím vedeném v celém průřezu mostovky. U takového řešení je nutné vyvodit v celém průřezu takovou tlakovou sílu, která eliminuje veškeré tahy vznikající přenesením největších obloukových sil z oblouků na mostovku a zabrání nebezpečí vzniku trhlin. Problém tohoto jednoduchého řešení spočívá ve vzniku velkého tangenciálního napětí v místě spojení oblouku s mostovkou. Z tohoto důvodu je vhodné kotevní bloky spojit příčným předpětím.

Při vnášení podélného předpětí by měla konstrukce působit tak, aby vyvozovala co nejmenší odpor oblouku proti předpětí. Jedním z možných řešení je zahájit předpínání v době, kdy je konstrukce bez oblouků a mostovka je stále podepřena bedněním. Druhou možností je vložení dočasných kloubů do vrcholu oblouku, které vyloučí odpor oblouku v průběhu předpínání. [3]

## 3.4 Varianty obloukových mostů se šikmými závěsy

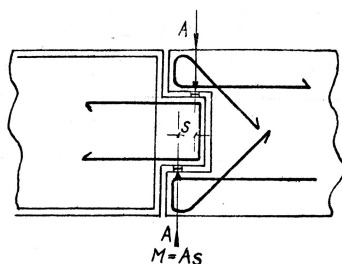
### 3.4.1 Nielsenův oblouk

První, kdo použil most se šikmými závěsy byl Švédský inženýr Octavius F. Nielsen. Závěsy jsou v tomto řešení po délce mostovky rozděleny rovnoměrně a z každého závěsného bodu vychází dva závěsy se shodným sklonem (Obr. 3.6). Nejčastěji se používá odklon od svislice  $20^\circ$ . Poslední závěsy v cípech oblouku se občas nechávají svislé. Jak již bylo výše uvedeno, v každém závěsném bodě vzniká staticky neurčitá vodorovná síla, která spojuje závěsný bod s patkou oblouku. Společný účinek táhel sice značně zvyšuje tuhost a únosnost soustavy, ale statická neurčitost pak značně komplikuje vlastní výpočet. Další komplikací je fakt, že táhla vybočují při tlakovém namáhání, které v nich může vzniknout při nahodilém zatížení. Z tohoto důvodu zde neplatí princip superpozice. [3]



Obr. 3.6: Schéma soustavy Nielsenova oblouku [4]

Aby došlo k částečnému zjednodušení soustavy, byl oblouk navržen jako trojkloubový a uprostřed mostovky bylo provedeno zvláštní přerušení (Obr. 3.7), které je schopno přenášet ohybové momenty, ale nepřenáší normálové síly, a tudíž mostovka nepůsobí jako táhlo. Díky přerušení mostovky staticky neurčité složky z jedné poloviny mostu neovlivňují staticky neurčité složky z poloviny druhé, což vede na dvě samostatné soustavy rovnic. Některé Nielsenovy oblouky jsou navrženy jako oblouky s táhlem, ale v takovém případě je nutné pro zachování výhodného statického působení zajistit, aby nedocházelo k propojení závěsných bodů s táhlem samotným. [3]

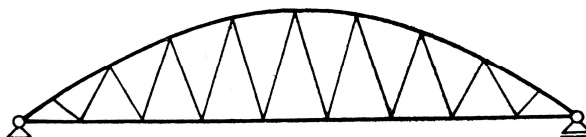


Obr. 3.7: Spára v mostovce podle Nielsna

Železobetonové obloukové mosty podle Nielsena mají výhodu v tom, že velká vlastní tíha konstrukce přirozeně předpíná závěsy, čímž je vytvořena rezerva pro přenesení tlaků vyvolaných nahodilým zatížením. Pokud je i přes to vyvozován v závěsech v důsledku nahodilého zatížení větší tlak, než jaký je tah vyvolaný stálým zatížením, lze zabránit vyřazování prutů pomocí předpínání, nebo vhodně umístěným balastem. [2]

### 3.4.2 Příhradové obloukové konstrukce

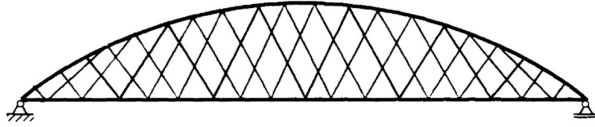
Upravíme-li sklon závěsů tak, aby vždy dva závěsy vycházely, jak z dolního závěsného bodu, tak ze závěsného bodu horního, vzniklého ve styčnicku závěsů a ose oblouku, získáme příhradovinu s tuhým obloukovým horním pásem a tuhým přímým dolním pásem (Obr. 3.8). Působení a případné úpravy jsou velmi podobné soustavě Niesenova oblouku, ale příhradová oblouková konstrukce je často stavebně podstatně jednodušší. Soustava je stejně jako Nielsenův oblouk několikrát staticky neurčitá, proto se dříve, při řešení bez softwarové podpory, využívalo jiného přístupu, kdy se ze soustavy vytvořila příhradovina s klouby ve styčnicích a jako staticky neurčitá se zvolily momenty v těchto kloubech vznikající. Zejména díky jejich jednoduššímu provádění několikrát našli uplatnění u mostů větších rozpětí. [4]



Obr. 3.8: Schéma příhradového oblouku [4]

### 3.4.3 Síťové oblouky

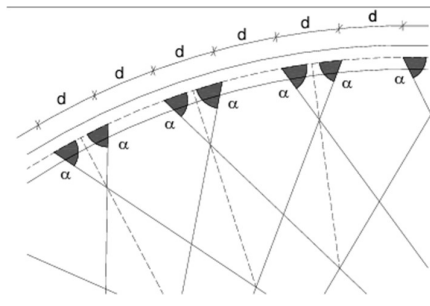
Pokud se šikmé závěsy obloukového mostu kříží alespoň dvakrát, hovoříme o síťovém oblouku (Obr. 3.9). Průkopníkem konstrukce byl norský emeritní profesor Per Tveit, který si síťový oblouk nechal roku 1955 patentovat. Přestože takto navržené mosty umožňují vytvoření velice lehké, štíhlé, a hlavně ekonomicky výhodné alternativy k většině dnes navrhovaných mostních konstrukcí, nebylo jich doposud příliš mnoho postaveno. Například při správném návrhu může podle autora dojít k finanční úspoře až 40 % oproti ostatním ocelovým konstrukcím, nicméně se v tomto srovnání jedná především o mosty větších rozpětí. [5]



Obr. 3.9: Schéma síťového oblouku [5]

Jako nejvýhodnější se jeví konstrukce se dvěma ocelovými oblouky s kruhovou, popřípadě parabolickou střednicí, mezi kterými je pnuta betonová mostovka s podélným předpětím v krajním nosníku. Podélné předpětí zabraňuje vzniku tahových trhlin v mostovce. Při větší šířce mostu se užívá také příčné předpjetí mostovky. Díky velmi malému podélnému ohybovému momentu, který je běžně menší než příčný ohybový moment, umožňuje konstrukce návrh velice štíhlé betonové desky mostovky. [5]

U všech závěsů by měl být použit stejný průřez (obvykle o průměru 40 až 60 mm), protože při správně zvoleném sklonu vznikají ve všech závěsech téměř totožné síly. Používají se kabely nebo tyče, které jsou schopny přenášet zejména tah. V tlaku dochází k jejich vyřazování. Oproti klasickým obloukům se šikmými závěsy má síťový oblouk závěsy v malých vzdálenostech rovnoměrně rozděleny po délce oblouku, což značně snižuje ohybové momenty v mostovce. (Obr. 3.10) Zatížení je navíc roznášeno pomocí krajního nosníku do několika závěsů, takže konstrukce dokáže spolehlivě přenášet zatížení i po vyřazení některých závěsů v důsledku vybočení. [5]



Obr. 3.10: Schéma uspořádání závěsů [6]

## 3.5 Obloukové mosty středních rozpětí v Čechách

### 3.5.1 Most v Hořepníku

Most v Hořepníku, který byl navržen akademikem Stanislavem Bechyněm, byl první konstrukcí betonového mostu se zavěšenou mostovkou a táhlem postavenou v Čechách. Jedná se dokonce i o jednu z prvních konstrukcí tohoto typu v celé střední Evropě. Most byl postaven v roce 1912 v místech bývalého pilířového mostu strženého povodní v roce 1911. [7]

Oblouková konstrukce o jednom poli a rozměrech 25 metrů na délku a 5,5 metrů na šířku přemostňuje řeku Trnavu. [8] Jedná se o konstrukci s dolní mostovkou zavěšenou na osmi svislých závěsech na oblouky.



Obr. 3.11: Most v Hořepníku [9]

### 3.5.2 Modrý most v Českých Budějovicích

Po povodních v roce 2002, kdy došlo k poškození stávající provizorní lávky v Českých Budějovicích, bylo rozhodnuto o postavení nového mostu pro chodce, cyklisty a vozy IZS. Most byl navržen jako ocelová konstrukce Langerova trámu o jednom poli. Most o rozpětí 46,2 metry a šířky zhruba 12 metrů dnes přemostňuje řeku Malši.

Most je tvořen dvojicí oblouků z uzavřeného komorového průřezu tvaru paraboly 2. stupně se vzepětím 8,0 metrů, což je zhruba 1/6 rozpětí. Komorový průřez oblouku z plechu tloušťky 20 mm má 450 mm na šířku a 460 mm na výšku. Oblouky jsou na svých koncích vetknuty do hlavních nosníků mostovky. Navržená plechová ortotropní mostovka je umístěna mezi dvojicí hlavních trámových nosníků spojených s oblouky celkem dvanácti netuhými závěsy. Trámové nosníky jsou vyrobeny z plnostěnného svařovaného profilu I konstantní výšky kopírující tvar výškového oblouku převáděné komunikace o poloměru 455,652 metry. Ve vzdálenostech 2,2 metry jsou mezi hlavními nosníky pnuty příčné výtuhy mostovky z plnostěnného profilu I s tloušťkou stěny 20 mm, proměnné výšky a otvory pro vedení velkého množství převáděných inženýrských sítí. Podélné výtuhy jsou uzavřeného korýtkového tvaru z plechu 6 mm. Plech mostovky má tloušťku 14 mm. Vně oblouků je na hlavních nosnících vykonzolována dvojice chodníků s dřevěnou podlahou. [10]



Obr. 3.12: Modrý most v Českých Budějovicích [11]



### 3.5.3 Most ve Svinarech

Na začátku roku 2018 byla zahájena výstavba nového mostu ve Svinarech na místě, kde od roku 1907 stál ocelový příhradový most. Vítězným návrhem se stala varianta obloukového mostu s dolní mostovkou a předepnutou betonovou mostovkou.

Silniční most s rozpětím 75 metrů a šířkou 12,85 metrů přemostuje řeku Orlici v městské části Hradce Králové nazývanou Svinary. Nosná konstrukce mostu je tvořena podélně předepnutou betonovou deskou tloušťky 250 mm s krajními trámy tloušťky 1000 mm zavěšenými celkem 40 ocelovými závěsy na ocelové oblouky z uzavřeného profilu tvaru lichoběžníku 900 x 900 mm. Oblouky ve tvaru paraboly 2. stupně mají vzepětí 11 metrů, tedy zhruba 1/7 rozpětí, a jsou na koncích vetknuty do betonové mostovky. Na železobetonové konzole se na pravé straně mostu nachází chodník pro pěší a cyklisty a jsou zde vedeny inženýrské sítě. [12]



Obr. 3.13: Vizualizace mostu ve Svinarech [13]

### 3.5.4 Lávka přes řeku Svratku

V roce 2013 byla dokončena stavba lávky přes řeku Svratku v Brně-Komárově, sloužící pěším a cyklistům. Jedná se o konstrukci Langerova trámu na rozpětí 58,53 metry šířky 6,5 metru zavěšenou tyčovými závěsy na výztužný, betonem vyplněný, ocelový oblouk.

Mostovka z předpjatého betonu je tvořena lichoběžníkovým páteřním nosníkem vyvýšeným oproti povrchu komunikace na mostě, ze kterého jsou vyloženy betonové konzolové desky podporované žebry s osovou vzdáleností 2,8 metrů. Pomocí osmnácti šikmých závěsů radiálního uspořádání s průřezem 19,9 metrů nad středem oblouku je mostovka zavěšena na

jeden středový ocelový oblouk vyplněný betonem. Vzepětí oblouku je 8,76 metrů, což je zhruba 1/7 rozpětí. Oblouk je tvořen lichoběžníkovým průřezem proměnné výšky 0,5 až 0,8 metrů a spolu s mostovkou je na koncích vetknut do koncového příčnicku přímo navazujícího na základové bloky. [14]



Obr. 3.14: Lávka přes řeku Svratku v Brně-Komárově [14]

### 3.5.5 Lávka Černý Kříž

V roce 2014 byla uvedena do provozu dřevěná lávka Černý Kříž přes Studenou Vltavu v Národním parku Šumava. Díky svému rozpětí 36 metrů se stala nejdelším dřevěným obloukovým mostem v Čechách. Jedná se o obloukový most s dolní mostovkou šířky 2 metry zavěšenou na dvojici oblouků z lepeného lamelového dřeva.

Krajní nosníky o rozměrech 320 x 700 mm i oblouky o rozměrech 320 x 900 mm jsou provedeny ze dvou lepených lamelových dřevěných nosníků společně spřažených pomocí ocelových svorníků. Krajní nosníky tvořící táhla oblouků jsou po dvou metrech příčně spojena válcovanými nosíky a zavětrovány pomocí ocelových trubek. Zavětrování a propojení je provedeno i v horní části oblouků. Táhla jsou na obloukové nosníky zavěšena pomocí 32 vějířovitě uspořádaných ocelových tyčových závěsů. Mostovka, ležící na ocelových příčnicích, se skládá ze dvou podélných hranolů z lepeného lamelového dřeva o rozměrech 120 x 180 mm a příčných dubových mostnic.

Zejména díky použitému materiálu konstrukce zapadá lávka velice dobře do prostředí, ve kterém se nachází. [15]



Obr. 3.15: Lávka Černý Kříž přes Studenou Vltavu [15]

### 3.5.6 Obloukový most přes řeku Jizeru

Nový obloukový most mezi obcemi Kochánky a Předměřice nad Jizerou nahradil železobetonový třípolový most stržený povodní v roce 2000. Most má ocelobetonovou spřaženou dolní mostovkou, která je vyztužena ocelovým obloukem. Rozpětí mostu je 54,6 metrů a celková šířka 11,83 metry.

Krajní trámy z 1,5 metru vysokých plnostěnných I nosníků jsou vyztuženy oblouky z uzavřeného průřezu šířky 750 mm a proměnné výšky 500 až 800 mm. Vzepětí oblouků je 9,1 metr, což je 1/6 rozpětí. Zavěšení mostovky na oblouky je provedeno pomocí 24 ocelových závěsů uspořádaných do tvaru písmene V. Mostovka je tvořena betonovou deskou tloušťky 200 mm spřaženou pomocí spřahovacích lišt s příčnicí. Na levé straně konstrukce je na konzole osazen chodník. [16]



Obr. 3.16: Obloukový most přes řeku Jizeru [16]

### 3.5.7 Síťový oblouk v Bechyni

Obloukový most v Bechyni – Zářečí přes řeku Lužnici je prvním mostem v Čechách, na kterém bylo provedeno síťové uspořádání závěsů. Nová oblouková konstrukce o rozpětí 41 metr nahradila v roce 2004 původní ocelový příhradový most postavený na konci 19. století.

Železobetonová deska mostovky s podélnými kabely předpětí, tvořící táhlo oblouku, má proměnou tloušťku pod vozovkou 250 – 300 mm a pod závěsy je rozšířena na 500 mm. S oběma oblouky je spojena pomocí 38 síťovitě uspořádanými tyčovými závěsy, které jsou rozmístěny po celé délce oblouku a vytváří tak téměř spojitě podepření mostovky na jejích okrajích. Závěs jsou v mostovce zakotveny k dolním pásům oblouků vyrobených z dvojice válcovaných profilů U180. Ocelové oblouky jsou z důvodu snadné kontroly navrženy z obráceného profilu U o rozměrech 320 x 320 mm. Oblouky mají tvar kvadratické paraboly se vzepětím 6 metrů, což je zhruba 1/7 rozpětí. Oblouky jsou příčně ztuženy v polovině a čtvrtinách rozpětí pomocí rámových ztužidel. [17]





Obr. 3.17: Síťový obloukový most v Bechyni - Zářečí [18]

## 4 Výpočet

### 4.1 Výpočet zatížení

#### 4.1.1 Stálé zatížení

<b>Vlastní tíha nosné konstrukce</b>			$g_k$
Železobetonová deska	6,5 m <sup>2</sup> ·	26,0 kN/m <sup>3</sup>	169,0 kN/m
Ocelové oblouky	0,12 m <sup>2</sup> ·	78,5 kN/m <sup>3</sup> · 1,1	10,4 kN/m
Celková vlastní tíha NK			179,4 kN/m
<b>Ostatní stálé zatížení</b>			
Železobetonová římsa	1,30 m <sup>2</sup> ·	25,0 kN/m <sup>3</sup>	32,5 kN/m
Obrusná vrstva	0,32 m <sup>2</sup> ·	25,0 kN/m <sup>3</sup>	8,0 kN/m
Ochranná vrstva	0,40 m <sup>2</sup> ·	25,0 kN/m <sup>3</sup>	10,0 kN/m
Hydroizolace	0,06 m <sup>2</sup> ·	12,0 kN/m <sup>3</sup>	0,7 kN/m
Ocelová svodidla			2,0 kN/m
Ocelová zábradlí			1,0 kN/m
Celkové ostatní stálé zatížení			54,2 kN/m

Celkové stálé zatížení

$$g_k = \underline{\underline{233,6 \text{ kN/m}}}$$

#### 4.1.2 Proměnné zatížení

##### Zatížení dopravou

Pro zatížení dopravou jsem použil zatěžovací model LM1. Protože má most rozpětí větší než 10 metrů a lze počítat celkové účinky. Využil jsem možnost nahradit dvounápravu jednou silou. [19]

-zatížení od dvojnápravy (TS)

$$\begin{aligned} Q_k &= \Sigma 2 \cdot \alpha_{Qi} \cdot Q_{ik} \\ Q_k &= 2 \cdot 1,0 \cdot 300 \text{ kN} + 2 \cdot 1,0 \cdot 200 \text{ kN} \\ Q_k &= 1000 \text{ kN} \end{aligned} \quad (1)$$

-rovnoměrné zatížení (UDL)

$$\begin{aligned} q_k &= \Sigma \alpha_{qi} \cdot q_{ik} \cdot w_i \\ q_k &= 1,0 \cdot 9 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} + 2,4 \cdot 2,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} + \\ &+ 1,2 \cdot 2,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 2 \text{ m} \\ q_k &= 51 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (2)$$

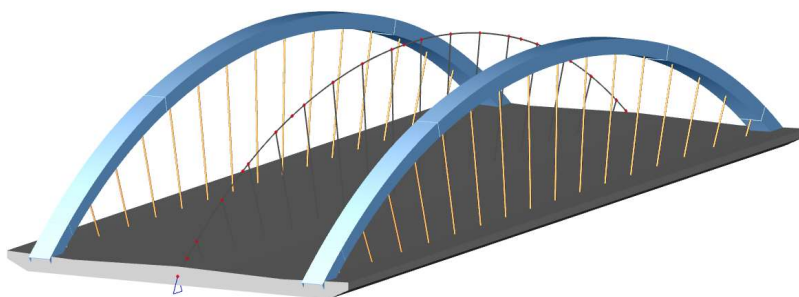
##### Zatížení chodci

$$\begin{aligned} q_{CH,k} &= q_{ch} \cdot w_{ch} \\ q_{CH,k} &= 5 \text{ kN/m}^2 \cdot 2 \cdot 0,75 \text{ m} \end{aligned} \quad (3)$$

$$q_{CH,k} = 7,5 \text{ kN/m}$$

## 4.2 Tvar střednice oblouku

V předběžném návrhu mostu byly navrženy základní rozměry mostu a předběžně i tvar střednice oblouku. Po jeho srovnání s mosty stojícími byl předpoklad, že bude muset dojít k úpravě tvaru střednice. Nový tvar střednice oblouku jsem následně zvolil na základě působení vnitřních sil od stálého zatížení na celou konstrukci a rovnoměrného proměnného zatížení působícího na polovinu konstrukce. Vnitřní síly jsem spočítal pomocí programu SCIA Engineer, kde byla konstrukce namodelována jako prutový rám. Průřezy oblouků a závěsů zahrnují pravou i levou část konstrukce, takže výsledné síly na těchto prvcích jsou dvojnásobné oproti skutečné hodnotě. Průřez prutu mostovky byl namodelován v celé své šířce. Model konstrukce včetně průřezů je zobrazen na Obr. 4.1.

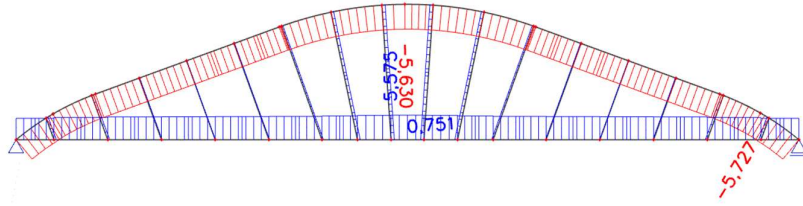


Obr. 4.1: Model prutové konstrukce se zobrazenými průřezy

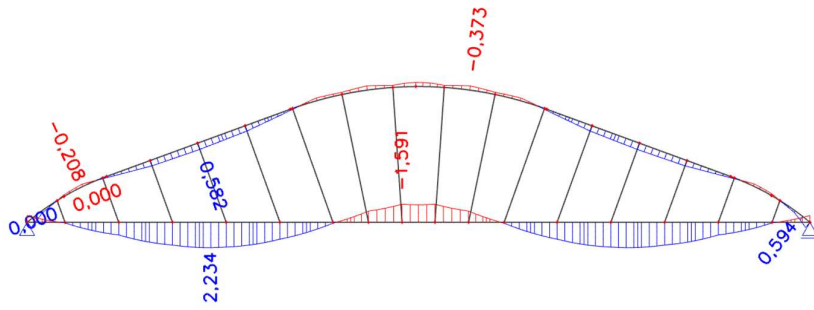
### 4.2.1 Předběžně navržená konstrukce

V prvotním návrhu jsem konstrukci navrhl bez větších znalostí obloukových mostů, takže jsem tvar zvolil pouze na základě svého estetického cítění. „Oblouk“ tvoří dva pruty svírající s mostovkou úhel 20°, které jsou ve vrcholu spojeny zaoblením o poloměru zhruba 15 metrů, tak aby celkové vzepětí konstrukce bylo 5 metrů. Při zatížení konstrukce se potvrdil můj předpoklad, že konstrukce by byla velice neefektivní, takže bude potřeba navrhnou nový tvar střednice.

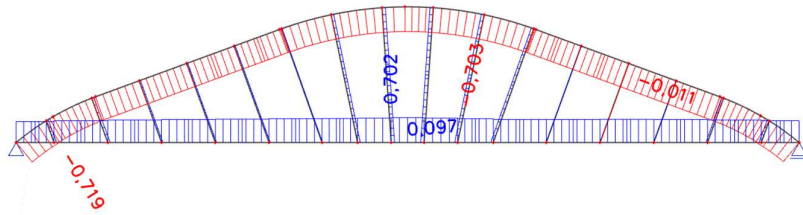
Konstrukci jsem finálně vyhodnotil jako neefektivní, protože momenty od stálého zatížení jsou jak na mostovce, tak na oblouku velké, a dokonce se zde objevují nemalé záporné momenty.



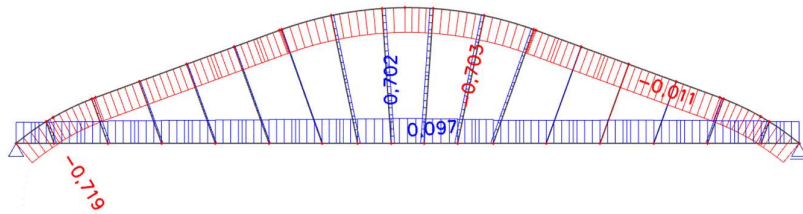
Obr. 4.2: Normálové síly od stálého zatížení na předběžně navržené konstrukci



Obr. 4.3: Momenty od stálého zatížení na předběžně navržené konstrukci



Obr. 4.4: Normálové síly od proměnného zatížení na předběžně navržené konstrukci



Obr. 4.5: Momenty od proměnného zatížení na předběžně navržené konstrukci

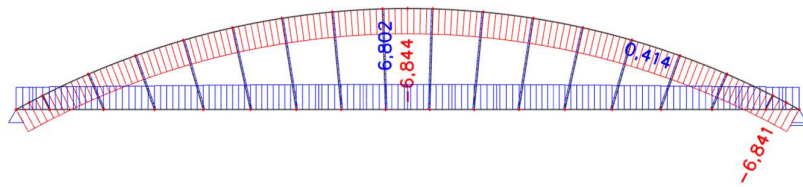


## 4.2.2 Střednice tvaru kružnice

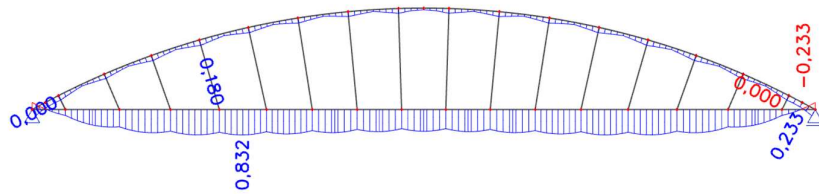
Prvním zkušným tvarem střednice byla kružnice. Postupně jsem vyzkoušel střednice tvaru kružnice se vzezětím 4 metry (což odpovídá zhruba 1/8 rozpětí), 5 metrů (zhruba 1/6 rozpětí) a 6 metrů (zhruba 1/5 rozpětí).

Nejlépe vycházela kružnice se vzezětím 4 metry, protože momenty od stálého zatížení na mostovce byly celkem vyrovnané a nebyly příliš vysoké. Se zvětšujícím se vzezětím se zhoršovala efektivita konstrukce, protože se výrazně snižoval moment uprostřed rozpětí. U vzezětí 6 metrů dokonce vycházel uprostřed rozpětí moment záporný.

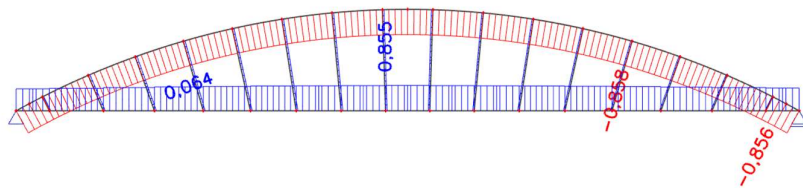
### 4.2.2.1 Střednice tvaru kružnice se vzezětím 4 metry



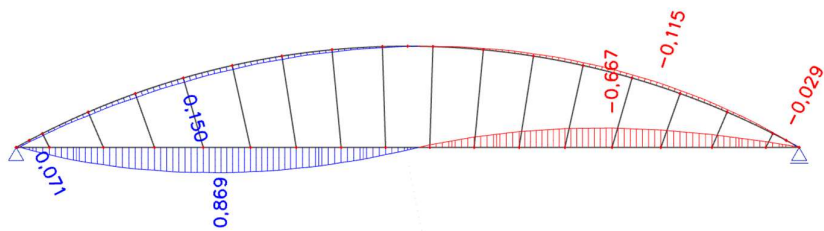
Obr. 4.6: Normálové síly od stálého zatížení pro střednicí tvaru kružnice se vzezětím 4 metry



Obr. 4.7: Momenty od stálého zatížení pro střednicí tvaru kružnice se vzezětím 4 metry

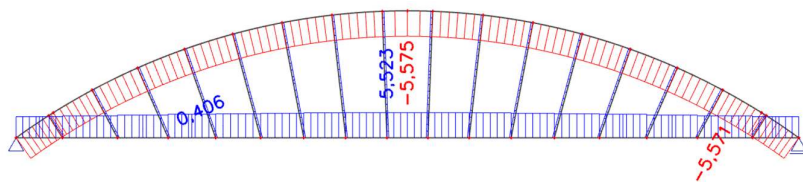


Obr. 4.8: Normálové síly od proměnného zatížení pro střednicí tvaru kružnice se vzezětím 4 metry

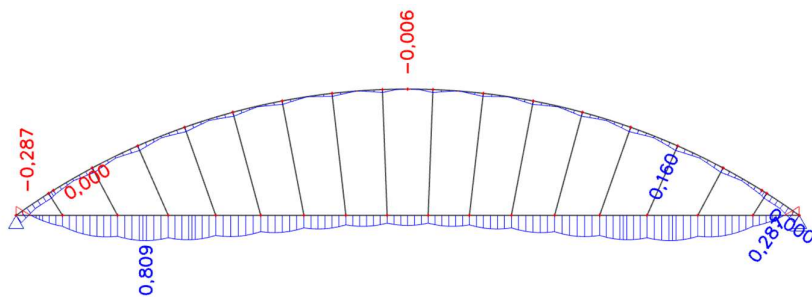


Obr. 4.9: Momenty od proměnného zatížení pro střednicí tvaru kružnice se vzepětím 4 metry

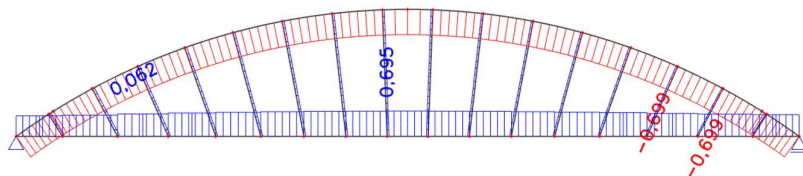
#### 4.2.2.2 Střednice tvaru kružnice se vzepětím 5 metrů



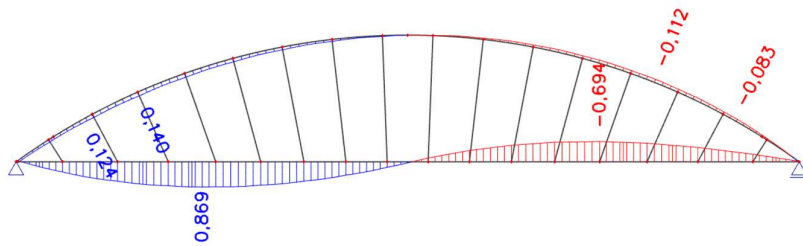
Obr. 4.10: Normálové síly od stálého zatížení pro střednicí tvaru kružnice se vzepětím 5 metrů



Obr. 4.11: Momenty od stálého zatížení pro střednicí tvaru kružnice se vzepětím 5 metrů

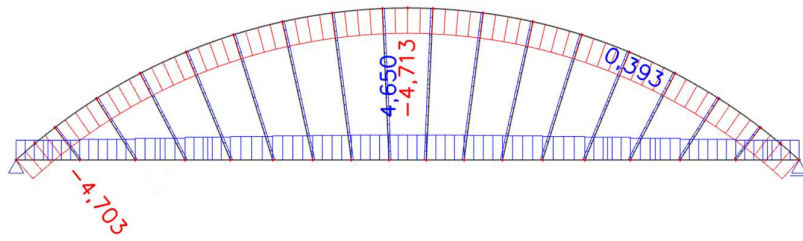


Obr. 4.12: Normálové síly od proměnného zatížení pro střednicí tvaru kružnice se vzepětím 5 metrů

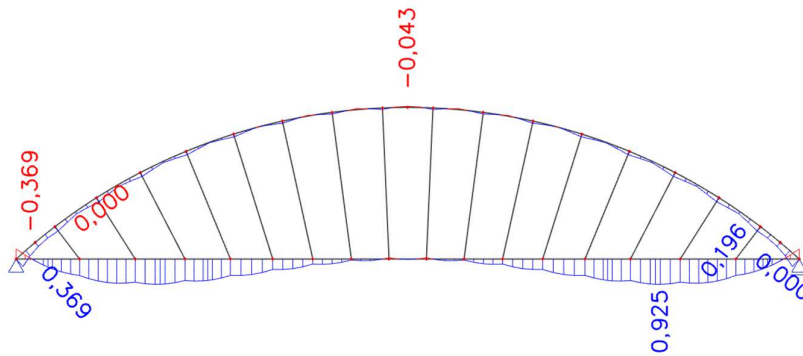


Obr. 4.13: Momenty od proměnného zatížení pro střednicí tvaru kružnice se vzepětím 5 metrů

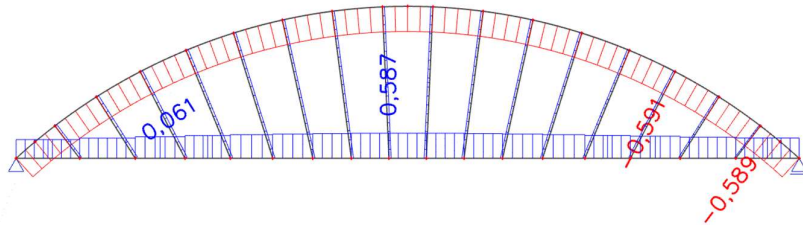
### 4.2.2.3 Střednice tvaru kružnice se vzepětím 6 metrů



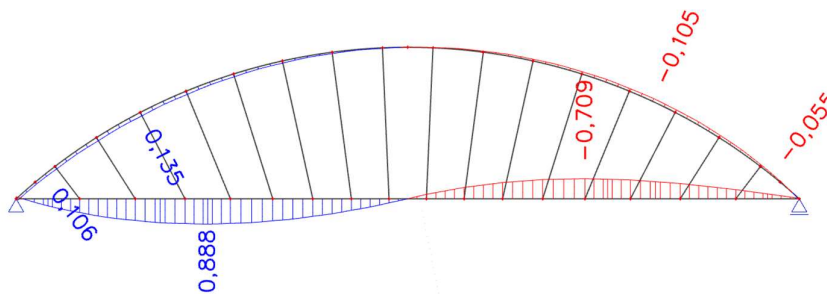
Obr. 4.14: Normálové síly od stálého zatížení pro střednicí tvaru kružnice se vzepětím 6 metrů



Obr. 4.15: Momenty od stálého zatížení pro střednicí tvaru kružnice se vzepětím 6 metrů



Obr. 4.16: Normálové síly od proměnného zatížení pro střednicí tvaru kružnice se vzepětím 6 metrů



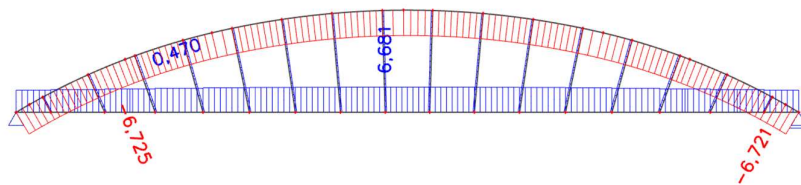
Obr. 4.17: Momenty od proměnného zatížení pro střednicí tvaru kružnice se vzepětím 6 metrů

### 4.2.3 Střednice tvaru kružnice s redukovaným poloměrem u paty

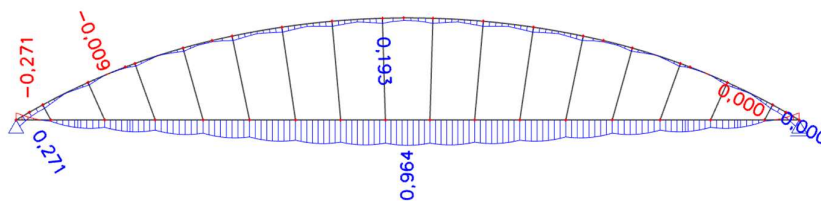
Druhým zkoumaným tvarem byla střednice tvaru kružnice s redukovaným poloměrem v krajních čtvrtinách oblouku. Redukované poloměry se rovnaly  $8/10$  hlavního poloměru. Stejně jako v předchozím případě jsem postupně vyzkoušel různá vzezření oblouku. Pro vzezření 4 metry jsem zvolil hlavní poloměr 34 metrů, takže redukovaný poloměr na koncích je 27,2 metry. U vzezření 5 metrů byl hlavní poloměr 28,5 metru a redukovaný poloměr na koncích 22,8 metrů. Poslední 6 metrové vzezření mělo hlavní poloměr 25 metrů a poloměr 20 metrů v redukované části.

U této varianty se mi jako nejlepší jevílo vzezření 5 metrů, protože mělo poměrně vyrovnaný průběh momentů na mostovce od stálého zatížení. Stejně jako u klasické kružnice se spolu se zvětšujícím se vzezřím snižoval moment uprostřed rozpětí.

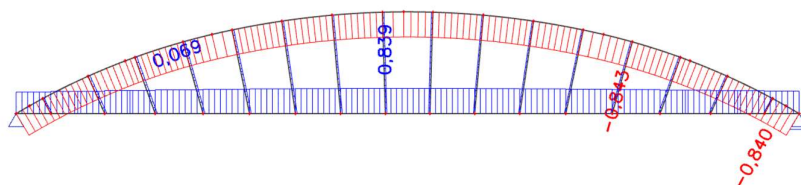
#### 4.2.3.1 Střednice tvaru kružnice s redukovaným poloměrem u paty se vzezřím 4 metry



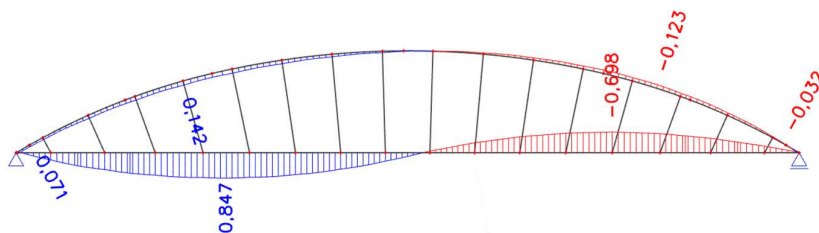
Obr. 4.18: Normálové síly od stálého zatížení pro střednicí tvaru kružnice s redukovaným poloměrem u paty se vzezřím 4 metry



Obr. 4.19: Momenty od stálého zatížení pro střednicí tvaru kružnice s redukovaným poloměrem u paty se vzezřím 4 metry

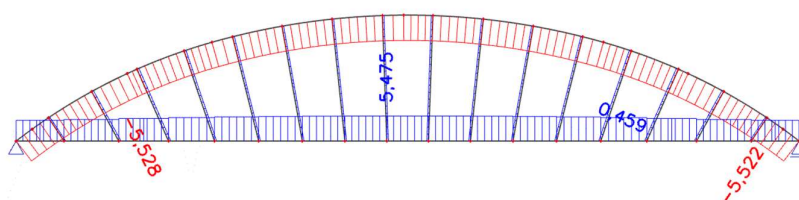


Obr. 4.20: Normálové síly od proměnného zatížení pro střednicí tvaru kružnice s redukovaným poloměrem u paty se vzezřím 4 metry

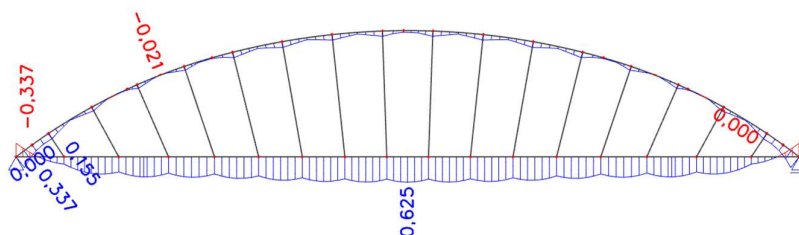


Obr. 4.21: Momenty od proměnného zatížení pro střednicí tvaru kružnice s redukovaným poloměrem u paty se vzezětím 4 metry

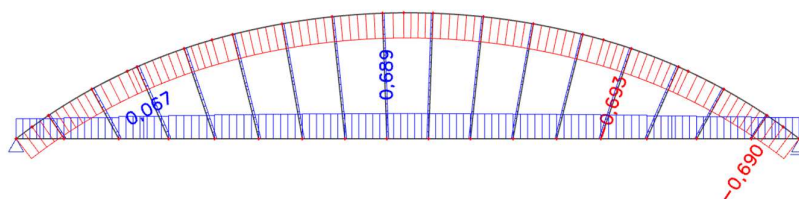
#### 4.2.3.2 Střednice tvaru kružnice s redukovaným poloměrem u paty se vzezětím 5 metrů



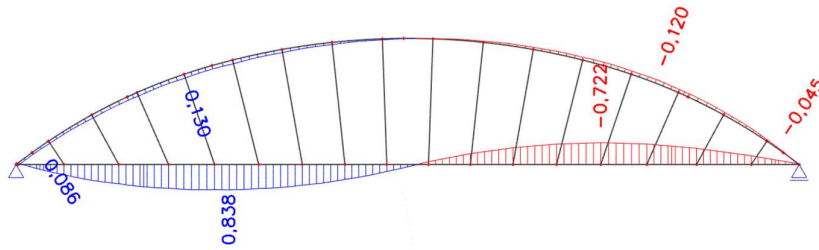
Obr. 4.22: Normálové síly od stálého zatížení pro střednicí tvaru kružnice s redukovaným poloměrem u paty se vzezětím 5 metrů



Obr. 4.23: Momenty od stálého zatížení pro střednicí tvaru kružnice s redukovaným poloměrem u paty se vzezětím 5 metrů

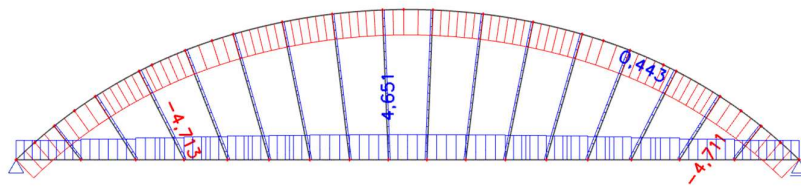


Obr. 4.24: Normálové síly od proměnného zatížení pro střednicí tvaru kružnice s redukovaným poloměrem u paty se vzezětím 5 metrů

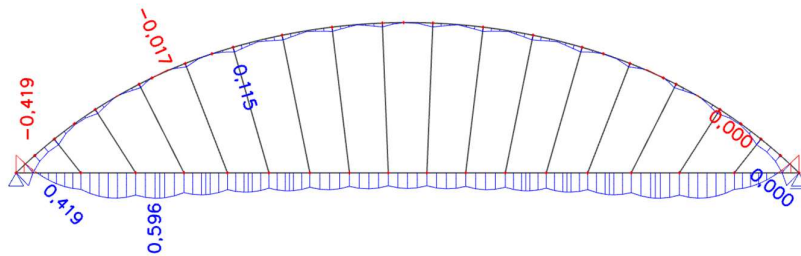


Obr. 4.25: Momenty od proměnného zatížení pro střednicí tvaru kružnice s redukovaným poloměrem u paty se vzepětím 5 metrů

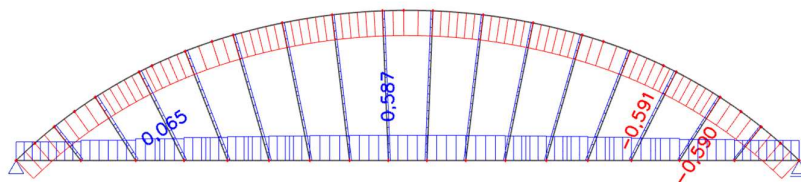
#### 4.2.3.3 Střednice tvaru kružnice s redukovaným poloměrem u paty se vzepětím 6 metrů



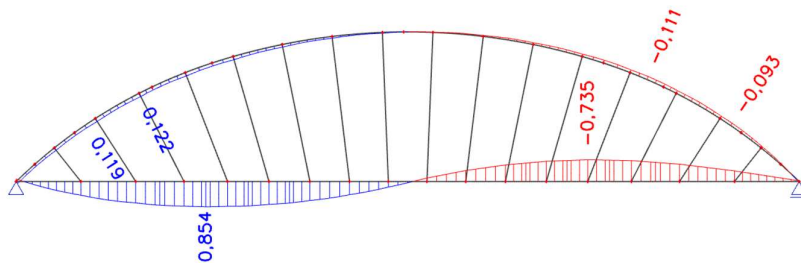
Obr. 4.26: Normálové síly od stálého zatížení pro střednicí tvaru kružnice s redukovaným poloměrem u paty se vzepětím 6 metrů



Obr. 4.27: Momenty od stálého zatížení pro střednicí tvaru kružnice s redukovaným poloměrem u paty se vzepětím 6



Obr. 4.28: Normálové síly od proměnného zatížení pro střednicí tvaru kružnice s redukovaným poloměrem u paty se vzepětím 6



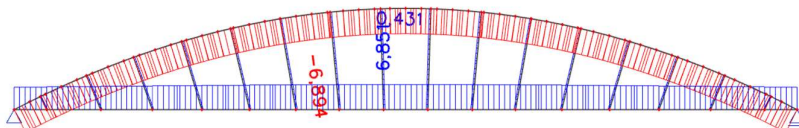
Obr. 4.29: Momenty od proměnného zatížení pro střednici tvaru kružnice s redukováním poloměrem u paty se vzepětím 6

#### 4.2.4 Střednice tvaru paraboly 2°

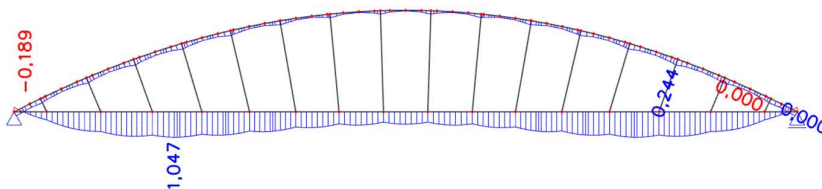
Jako další řešení jsem zkusil střednici tvaru paraboly 2°, také se vzepětími 4, 5 a 6 metrů. Vrchol paraboly jsem zvolil ve vrcholu oblouku. Rovnice paraboly byly  $y = -0,01665 x^2$  pro vzepětí 4 metry,  $y = -0,02081 x^2$  pro vzepětí 5 metrů a  $y = -0,02497 x^2$  pro vzepětí 6 metrů.

Ani jedna z variant parabolického oblouku se mi nejevila jako výhodná, protože momenty na mostovce uprostřed rozpětí byly menší než momenty okolo čtvrtiny rozpětí. Aby byl průběh momentu relativně stálý, muselo by být vzepětí pravděpodobně menším než 4 metry.

##### 4.2.4.1 Střednice tvaru paraboly 2° se vzepětím 4 metry

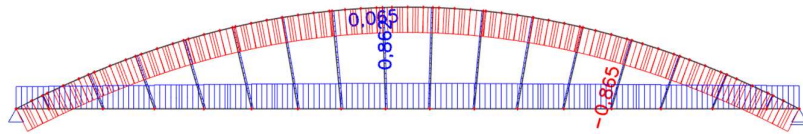


Obr. 4.30: Normálové síly od stálého zatížení pro střednici tvaru paraboly 2° se vzepětím 4 metry

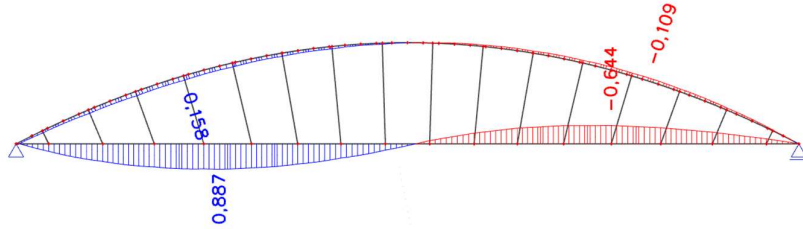


Obr. 4.31: Momenty od stálého zatížení pro střednici tvaru paraboly 2° se vzepětím 4 metry



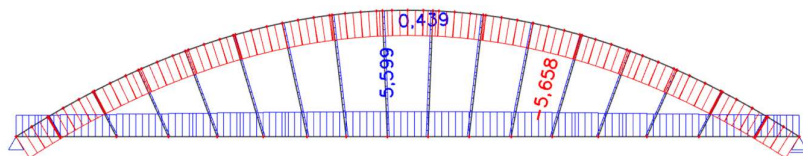


Obr. 4.32: Normálové síly od proměnného zatížení pro střednici tvaru paraboly 2° se vzepětím 4 metry

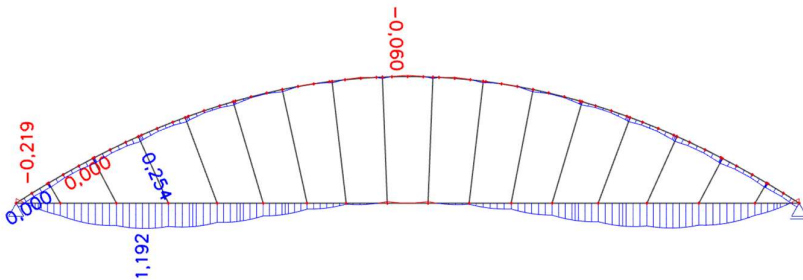


Obr. 4.33: Momenty od proměnného zatížení pro střednici tvaru paraboly 2° se vzepětím 4 metry

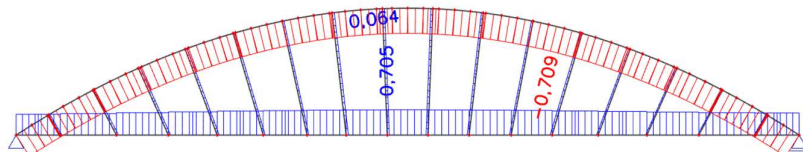
#### 4.2.4.2 Střednice tvaru paraboly 2° se vzepětím 5 metrů



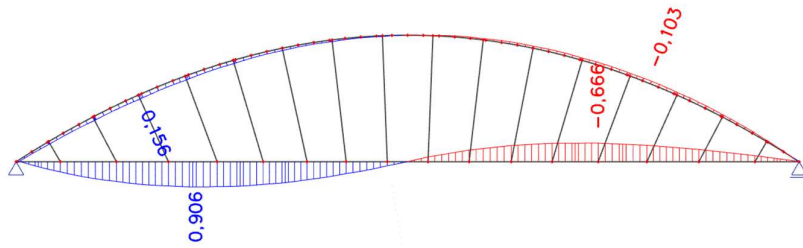
Obr. 4.34: Normálové síly od stálého zatížení pro střednici tvaru paraboly 2° se vzepětím 5 metrů



Obr. 4.35: Momenty od stálého zatížení pro střednici tvaru paraboly 2° se vzepětím 5 metrů

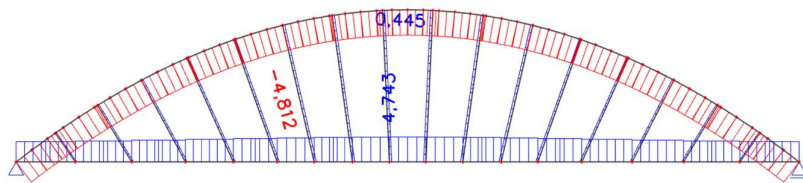


Obr. 4.36: Normálové síly od proměnného zatížení pro střednici tvaru paraboly 2° se vzepětím 5 metrů

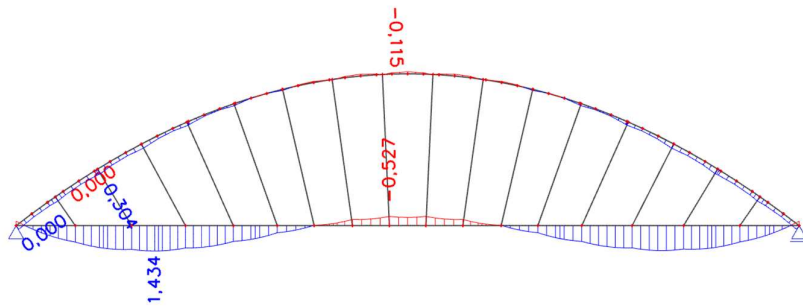


Obr. 4.37: Momenty od proměnného zatížení pro střednici tvaru paraboly 2° se vzepětím 5 metrů

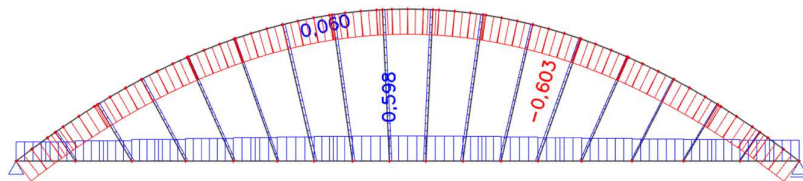
#### 4.2.4.3 Střednice tvaru paraboly 2° se vzepětím 6 metrů



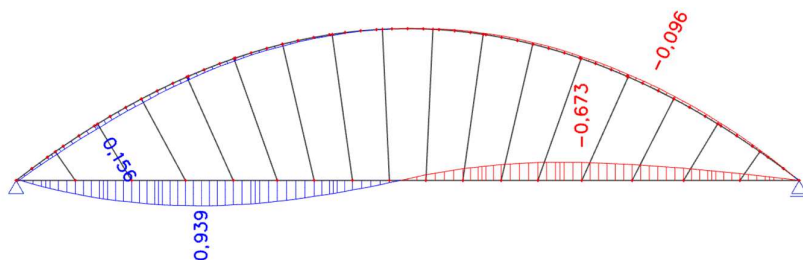
Obr. 4.38: Normálové síly od stálého zatížení pro střednici tvaru paraboly 2° se vzepětím 6 metrů



Obr. 4.39: Momenty od stálého zatížení pro střednici tvaru paraboly 2° se vzepětím 6 metrů



Obr. 4.40: Normálové síly od proměnného zatížení pro střednici tvaru paraboly 2° se vzepětím 6 metrů



Obr. 4.41: Momenty od proměnného zatížení pro střednici tvaru paraboly 2° se vzepětím 6 metrů

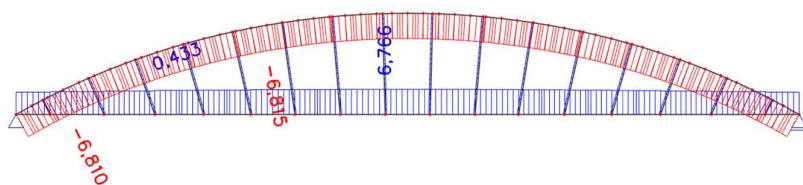
#### 4.2.5 Střednice tvaru paraboly 4°

Posledním použitým typem střednice byla parabola 4°. Vrchol paraboly jsem, stejně jako u předchozí varianty, umístil do vrcholu oblouku. Rovnice paraboly jsem zvolil na základě rovnice paraboly 4° vycházející z poměru zatížení ve vrcholu a v patce podle R. Chambauda (4). [3] Protože tvar konstrukce zatím nebyl přesně navržený, zvolil jsem  $\varepsilon = 0,10$  na základě doporučení literatury. Pro jednotlivé vzepětí pak vycházely rovnice paraboly  $y = -0,000007 x^4 - 0,014984 x^2$  pro vzepětí 4 metry,  $y = -0,000009 x^4 - 0,018730 x^2$  pro vzepětí 5 metrů a  $y = -0,000010 x^4 - 0,022477 x^2$  pro vzepětí 6 metrů.

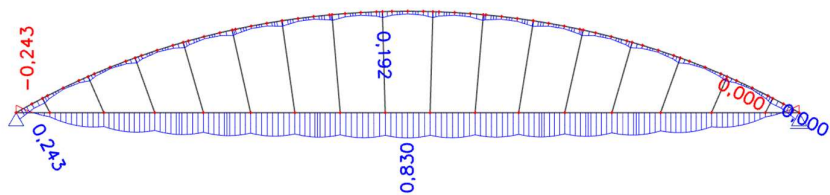
$$z = f \left[ (1 - \varepsilon) \frac{x^2}{a^2} + \varepsilon \frac{x^4}{a^4} \right] \quad (4)$$

Varianta paraboly 4° měla relativně stálý průběh momentů na mostovce se vzepětím 4 metry. A stejně jako u předchozích variant bylo možné i zde pozorovat snižující se momenty od stálého zatížení uprostřed rozpětí.

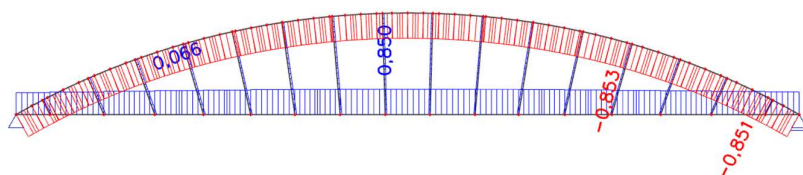
##### 4.2.5.1 Střednice tvaru paraboly 4° vzepětí 4 metry



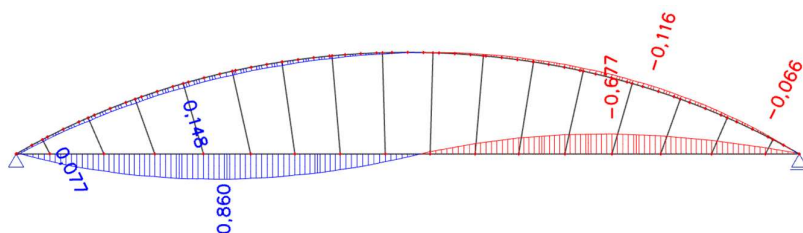
Obr. 4.42: Normálové síly od stálého zatížení pro střednici tvaru paraboly 4° se vzepětím 4 metry



Obr. 4.43: Momenty od stálého zatížení pro střednici tvaru paraboly 4° se vzezětím 4 metry

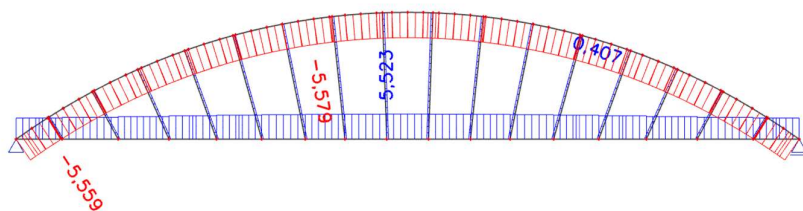


Obr. 4.44: Normálové síly od proměnného zatížení pro střednici tvaru paraboly 4° se vzezětím 4 metry

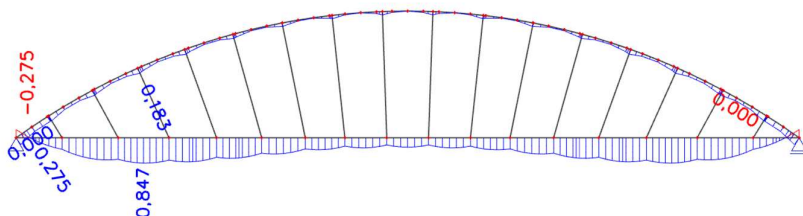


Obr. 4.45: Momenty od proměnného zatížení pro střednici tvaru paraboly 4° se vzezětím 4 metry

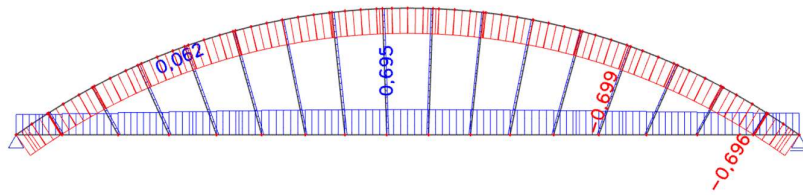
#### 4.2.5.2 Střednice tvaru paraboly 4° vzezětí 5 metrů



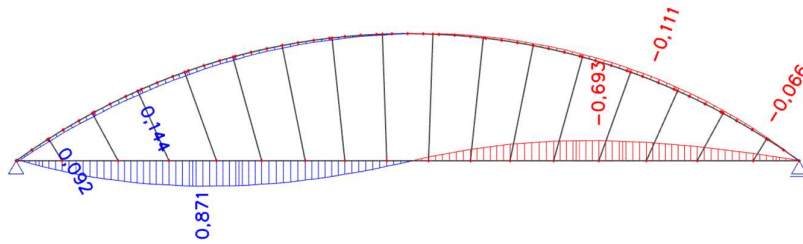
Obr. 4.46: Normálové síly od stálého zatížení pro střednici tvaru paraboly 4° se vzezětím 5 metrů



Obr. 4.47: Momenty od stálého zatížení pro střednici tvaru paraboly 4° se vzezětím 5 metrů

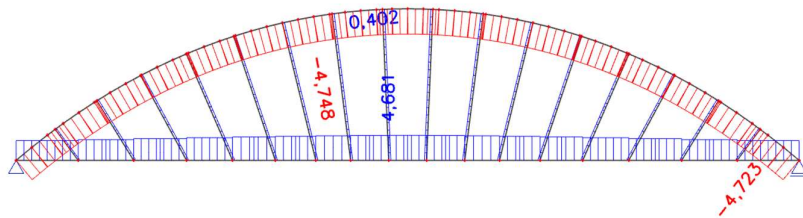


Obr. 4.48: Normálové síly od proměnného zatížení pro střednici tvaru paraboly 4° se vzepětím 5 metrů

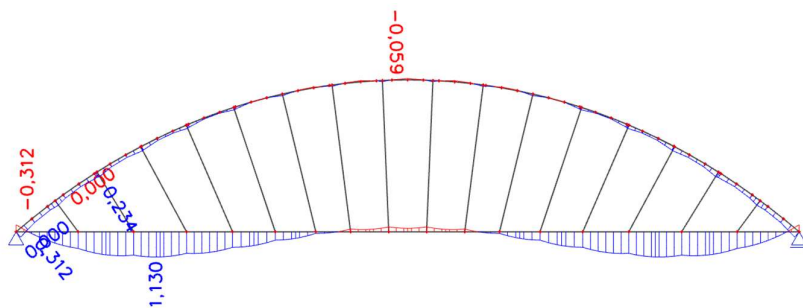


Obr. 4.49: Momenty od proměnného zatížení pro střednici tvaru paraboly 4° se vzepětím 5 metrů

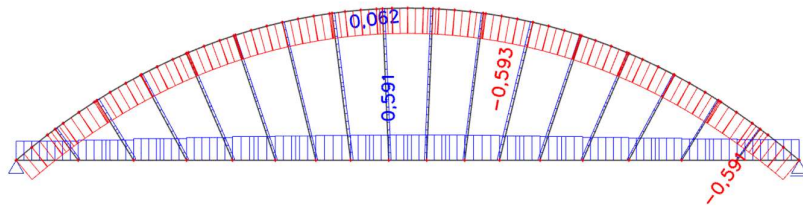
#### 4.2.5.3 Střednice tvaru paraboly 4°vzepětí 6 metrů



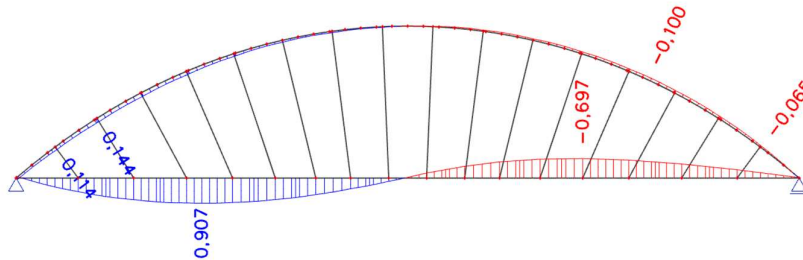
Obr. 4.50: Normálové síly od stálého zatížení pro střednici tvaru paraboly 4° se vzepětím 6 metrů



Obr. 4.51: Momenty od stálého zatížení pro střednici tvaru paraboly 4° se vzepětím 6 metrů



Obr. 4.52: Normálové síly od proměnného zatížení pro střednici tvaru paraboly 4° se vzepětím 6 metrů



Obr. 4.53: Momenty od proměnného zatížení pro střednici tvaru paraboly 4° se vzepětím 6 metrů

#### 4.2.6 Porovnání variant střednice

Pro porovnání jednotlivých typů střednic jsem do níže uvedené tabulky 1 vypsál extrémní normálové síly a momenty na oblouku a na mostovce. Pokud byla extrémní síla ve spoji mostovky s obloukem, zapsal jsem druhou nejvyšší hodnotu, protože v oblasti spoje může být navržen jiný průřez než v poli, takže tato hodnota není pro návrh rozhodující. U variant, které se mi jevily jako vhodné, jsem pro lepší orientaci hodnoty zvýraznil.

Tabulka 1: Extrémní vnitřní síly v oblouku jednotlivých variant průběhu střednice

Střednice	Vzepětí	Oblouk				
		Stálé zatížení		Proměnné zatížení		
		Normálová síla [MN]	Moment [MNm]	Normálová síla [MN]	Kladný moment [MNm]	Záporný moment [MNm]
Kružnice	4 m	<b>-6,844</b>	<b>0,180</b>	<b>-0,858</b>	<b>0,150</b>	<b>-0,115</b>
	5 m	-5,575	0,160	-0,699	0,140	-0,112
	6 m	-4,713	0,196	-0,591	0,135	-0,105
Kružnice s redukováním poloměrem u paty						
	4 m	-6,726	0,193	-0,843	0,142	-0,123
	<b>5 m</b>	<b>-5,528</b>	<b>0,155</b>	<b>-0,693</b>	<b>0,130</b>	<b>-0,120</b>
	6 m	-4,713	0,115	-0,591	0,122	-0,111
Parabola 2°						
	4 m	-6,894	0,244	-0,865	0,158	-0,109
	5 m	-5,658	0,254	-0,709	0,156	-0,103
	6 m	-4,812	0,304	-0,603	0,156	-0,096
Parabola 4°						
	<b>4 m</b>	<b>-6,815</b>	<b>0,192</b>	<b>-0,853</b>	<b>0,148</b>	<b>-0,116</b>
	5 m	-5,579	0,183	-0,699	0,144	-0,111
	6 m	-4,748	0,234	-0,593	0,144	-0,100

Tabulka 2: Extrémní vnitřní síly v mostovce jednotlivých variant průběhu střednice

Střednice	Vzepětí	Mostovka				
		Stálé zatížení		Proměnné zatížení		
		Normálová síla [MN]	Moment [MNm]	Normálová síla [MN]	Kladný moment [MNm]	Záporný moment [MNm]
Kružnice	4 m	<b>6,802</b>	<b>0,832</b>	<b>0,855</b>	<b>0,869</b>	<b>-0,667</b>
	5 m	5,523	0,809	0,695	0,869	-0,694
	6 m	4,650	0,925	0,587	0,888	-0,709
Kružnice s redukováním poloměrem u paty						
	4 m	6,681	0,964	0,839	0,847	-0,698
	<b>5 m</b>	<b>5,475</b>	<b>0,625</b>	<b>0,689</b>	<b>0,838</b>	<b>-0,722</b>
	6 m	4,651	0,596	0,587	0,854	-0,735
Parabola 2°						
	4 m	6,851	1,047	0,862	0,887	-0,644
	5 m	5,599	1,192	0,705	0,906	-0,666
	6 m	4,743	1,434	0,598	0,939	-0,673
Parabola 4°						
	<b>4 m</b>	<b>6,766</b>	<b>0,850</b>	<b>0,850</b>	<b>0,860</b>	<b>-0,677</b>
	5 m	5,523	0,847	0,695	0,871	-0,693
	6 m	4,681	1,130	0,591	0,907	-0,697

Protože se hodnoty jednotlivých návrhů se stejným vzepětím, ale různým tvarem střednice se příliš nelišily, sestavil jsem další tabulku 2, ve které jsou zaznamenány rozdíly vnitřní síly s průměrnou hodnotou vnitřních sil návrhů se stejným vzepětím.

Tabulka 3: Porovnání vnitřních sil v oblouku jednotlivých variant průběhu střednice

Střednice	Vzepětí	Oblouk				
		Stálé zatížení		Proměnné zatížení		
		Normálová síla [MN]	Moment [MNm]	Normálová síla [MN]	Kladný moment [MNm]	Záporný moment [MNm]
Kružnice	4 m	0,024	-0,022	0,003	0,001	-0,001
	5 m	-0,010	-0,028	-0,001	-0,003	0,001
	6 m	-0,034	-0,016	-0,004	-0,004	0,002
Kružnice s redukováním poloměrem u paty						
	4 m	-0,094	-0,009	-0,012	-0,008	0,007
	5 m	-0,057	-0,033	-0,007	-0,013	0,009
	6 m	-0,034	-0,097	-0,004	-0,017	0,008
Parabola 2°						
	4 m	0,074	0,042	0,010	0,009	-0,007
	5 m	0,073	0,066	0,009	0,014	-0,008
	6 m	0,066	0,092	0,008	0,017	-0,007
Parabola 4°						
	4 m	-0,005	-0,010	-0,002	-0,002	0,000
	5 m	-0,006	-0,005	-0,001	0,001	0,000
	6 m	0,002	0,022	-0,002	0,005	-0,003

Tabulka 4: Porovnání vnitřních sil v mostovce jednotlivých variant průběhu střednice

Střednice	Vzepětí	Mostovka				
		Stálé zatížení		Proměnné zatížení		
		Normálová síla [MN]	Moment [MNm]	Normálová síla [MN]	Kladný moment [MNm]	Záporný moment [MNm]
Kružnice	4 m	0,027	-0,091	0,003	0,003	-0,004
	5 m	-0,007	-0,059	-0,001	-0,002	0,000
	6 m	-0,031	-0,096	-0,004	-0,009	0,005
Kružnice s redukováním poloměrem u paty						
	4 m	-0,094	0,041	-0,013	-0,019	0,027
	5 m	-0,055	-0,243	-0,007	-0,033	0,028
	6 m	-0,030	-0,425	-0,004	-0,043	0,032
Parabola 2°						
	4 m	0,076	0,124	0,011	0,021	-0,028
	5 m	0,069	0,324	0,009	0,035	-0,028
	6 m	0,062	0,413	0,007	0,042	-0,031
Parabola 4°						
	4 m	-0,009	-0,073	-0,002	-0,006	0,006
	5 m	-0,007	-0,021	-0,001	0,000	-0,001
	6 m	0,000	0,109	0,000	0,010	-0,007



#### 4.2.7 Shrnutí a výběr tvaru střednice

Jedním z poznatků při porovnání jednotlivých typů střednice bylo, že se zvětšujícím se vzepětí oblouku se snižoval moment v mostovce uprostřed rozpětí a snižovaly se i normálové síly na celé konstrukci. Další a pro mě celkem překvapujícím zjištěním bylo, že tvar střednice ani velikost vzepětí téměř neovlivňovaly velikost momentů od proměnného zatížení.

Z vybraných uváděných variant jsem se nakonec rozhodl zvolit střednici tvaru kružnice s redukovaným poloměrem u paty se vzepětím 5 metrů, protože vnitřní síly zde vycházely o něco nižší než u ostatních variant.

#### 4.3 Návrh uspořádání závěsů

Pro vybraný tvar střednice jsem následně vyzkoušel různá uspořádání závěsů. Prvním návrhem byly svislé závěsy se vzájemnou vzdáleností 2 metry.

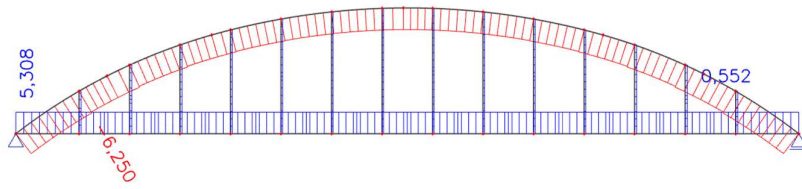
Další varianta byla původně navržené vějířovité uspořádání závěsů, které jsou kolmé na střednici oblouku a od sebe vzdáleny 2 metry.

Třetí varianta byla příhradové uspořádání závěsů s rovnoměrným rozmístěním 9 závěsných bodů po celé délce mostovky.

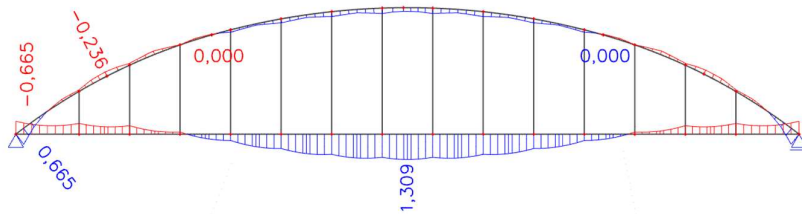
Předposlední vyzkoušenou variantou bylo uspořádání závěsů podle Nielsena, kdy jsou závěsy odkloněny pod úhlem  $20^\circ$  od svislice.

Závěrečnou variantou byl síťový oblouk, kde jsou jednotlivé závěsné body jsou od sebe vzdáleny metr a závěsy mezi sebou v prvním křížení svírají úhel  $90^\circ$ .

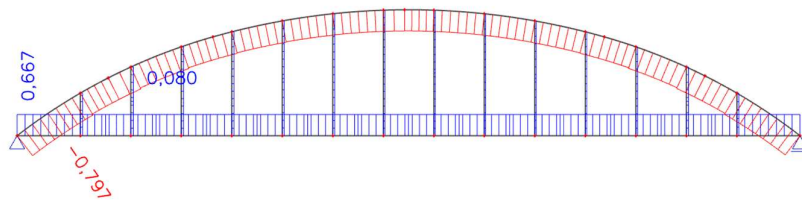
### 4.3.1 Svisle uspořádané závěsy



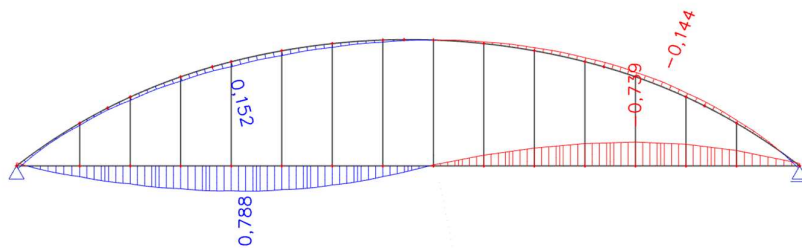
Obr. 4.54: Normálové síly od stálého zatížení pro svisle uspořádané závěsy



Obr. 4.55: Momenty od stálého zatížení pro svisle uspořádané závěsy

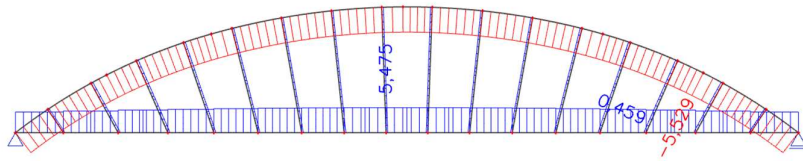


Obr. 4.56: Normálové síly od proměnného zatížení pro svisle uspořádané závěsy

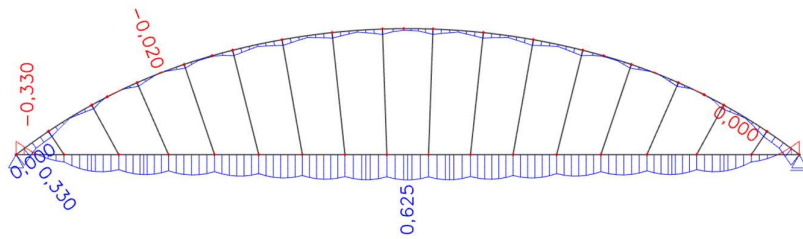


Obr. 4.57: Momenty od proměnného zatížení pro svisle uspořádané závěsy

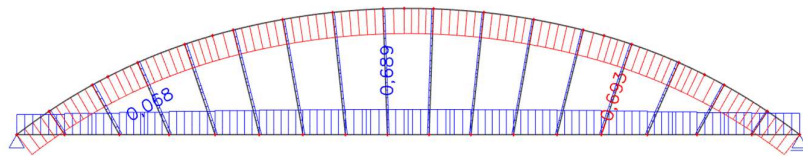
### 4.3.2 Vějířovitě uspořádané závěsy



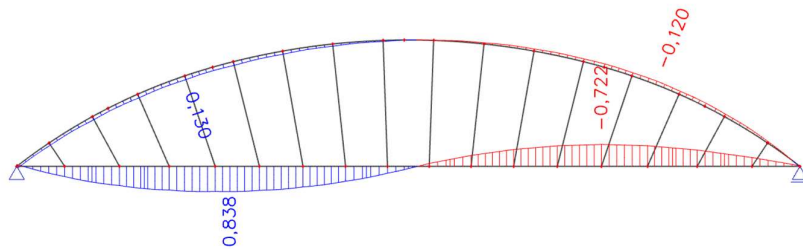
Obr. 4.58: Normálové síly od stálého zatížení pro vějířovitě uspořádané závěsy



Obr. 4.59: Momenty od stálého zatížení pro vějířovitě uspořádané závěsy

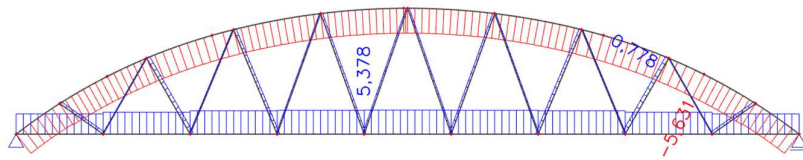


Obr. 4.60: Normálové síly od proměnného zatížení pro vějířovitě uspořádané závěsy

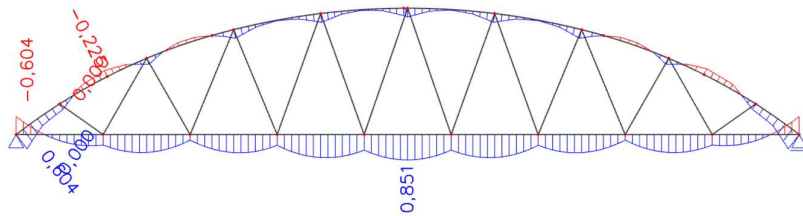


Obr. 4.61: Momenty od proměnného zatížení pro vějířovitě uspořádané závěsy

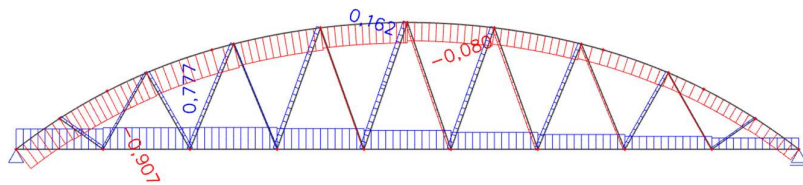
### 4.3.3 Příhradové uspořádání závěsů



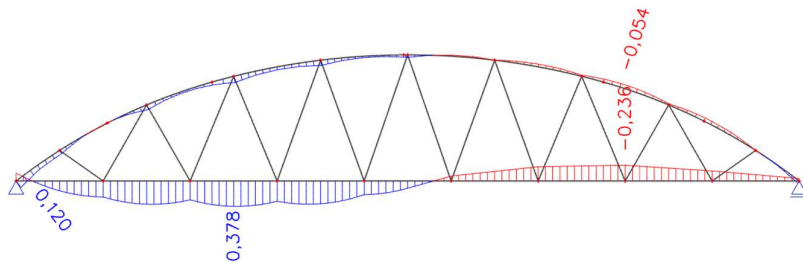
Obr. 4.62: Normálové síly od stálého zatížení pro příhradové uspořádání závěsů



Obr. 4.63: Momenty od stálého zatížení pro příhradové uspořádání závěsů

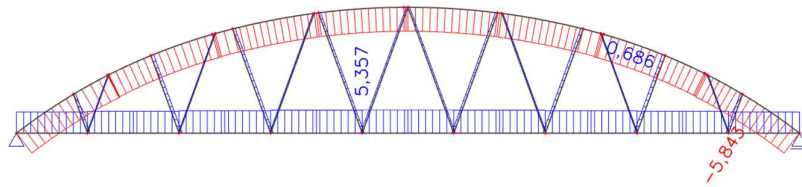


Obr. 4.64: Normálové síly od proměnného zatížení pro příhradové uspořádání závěsů

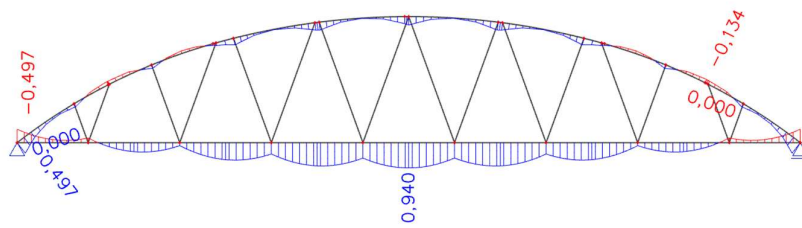


Obr. 4.65: Momenty od proměnného zatížení pro příhradové uspořádání závěsů

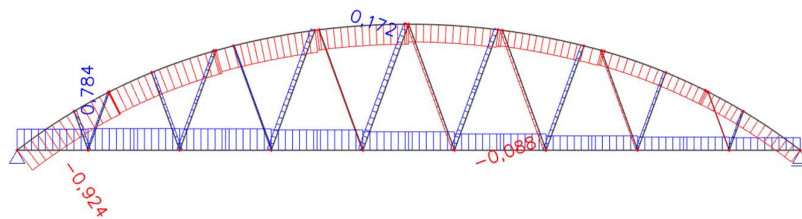
### 4.3.4 Uspořádání závěsů podle Nielsena



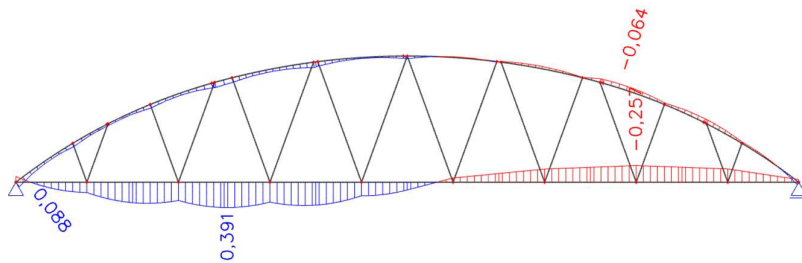
Obr. 4.66: Normálové síly od stálého zatížení pro uspořádání podle Nielsena



Obr. 4.67: Momenty od stálého zatížení pro uspořádání podle Nielsena

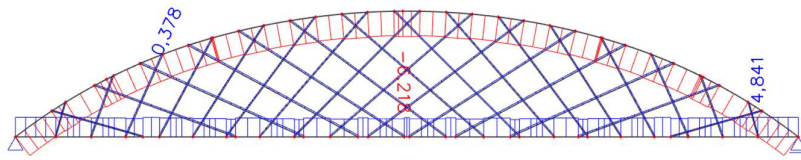


Obr. 4.68: Normálové síly od proměnného zatížení pro uspořádání podle Nielsena

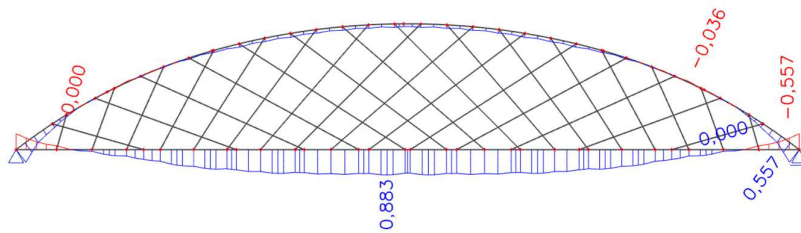


Obr. 4.69: Momenty od proměnného zatížení pro uspořádání podle Nielsena

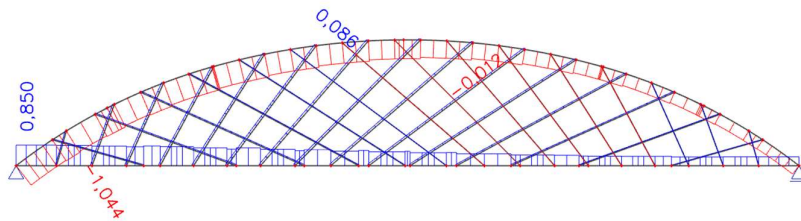
### 4.3.5 Síťové uspořádání závěsů



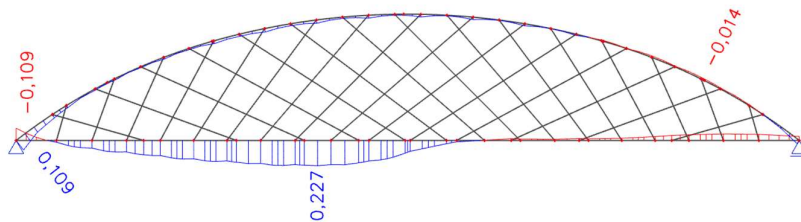
Obr. 4.70: Normálové síly od stálého zatížení pro síťové uspořádání závěsů



Obr. 4.71: Momenty od stálého zatížení pro síťové uspořádání závěsů



Obr. 4.72: Normálové síly od proměnného zatížení pro síťové uspořádání závěsů



Obr. 4.73: Momenty od proměnného zatížení pro síťové uspořádání závěsů

### 4.3.6 Porovnání variant a výběr uspořádání závěsů

Hodnoty normálových sil a momentů v mostovce a v oblouku jsem stejně jako u návrhu střednice zapsal pro větší přehlednost opět do níže uváděných tabulek č.5 a 6.

Tabulka 5: Extrémní vnitřní síly v oblouku jednotlivých variant uspořádání závěsů

Uspořádání závěsů	Oblouk				
	Stálé zatížení		Proměnné zatížení		
	Normálová síla [MN]	Moment [MNm]	Normálová síla [MN]	Kladný moment [MNm]	Záporný moment [MNm]
Svislé	-6,250	0,276	-0,797	0,152	-0,144
Vějířovité	-5,529	0,131	-0,693	0,130	-0,120
Příhradové	-5,631	0,299	-0,907	0,079	-0,054
Podle Nielsena	-5,843	0,314	-0,924	0,083	-0,064
Síťové	-6,218	-0,036	-1,044	0,031	-0,014

Tabulka 6: Extrémní vnitřní síly v mostovce jednotlivých variant uspořádání závěsů

Uspořádání závěsů	Mostovka				
	Stálé zatížení		Proměnné zatížení		
	Normálová síla [MN]	Moment [MNm]	Normálová síla [MN]	Kladný moment [MNm]	Záporný moment [MNm]
Svislé	5,308	1,309	0,667	0,788	-0,739
Vějířovité	5,475	0,625	0,689	0,838	-0,772
Příhradové	5,378	0,851	0,777	0,378	-0,236
Podle Nielsena	5,357	0,940	0,784	0,391	-0,257
Síťové	4,841	0,883	0,850	0,227	-0,058

Uspořádání závěsů mělo jen malý vliv na normálové síly v konstrukci. Nejvíce jsou uspořádáním závěsů ovlivněny momenty od proměnného zatížení.

Jako nejhorší variantu jsem vyhodnotil svislé uspořádání závěsů, protože při něm vznikají velké momenty v mostovce a průběh je podobný průběhu momentů na prostém trámu.

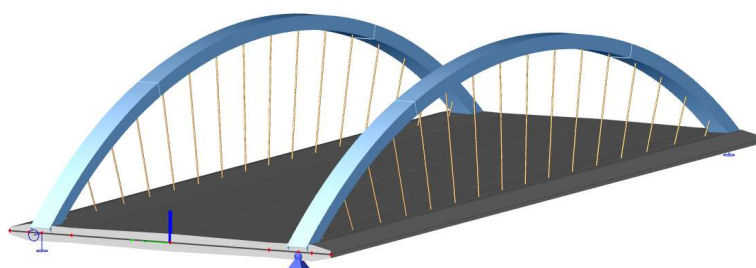
U síťového uspořádání sice vycházely velmi malé ohybové momenty, ale pro ideální působení by se musel tvar střednice přímo přizpůsobit uspořádání závěsů.

Ačkoliv u příhradového uspořádání a uspořádání podle Nielsena vycházely menší ohybové momenty od proměnného zatížení, rozhodl jsem se nakonec zůstat u vějířovitě uspořádaných závěsů, které mají téměř stálý průběh ohybových momentů od stálého zatížení.

Závěrem tohoto zkoumání si dovoluji tvrdit, že výběr uspořádání závěsů by měl pro dosažení ideálního výsledku být přímo spojen s návrhem tvaru střednice, protože dochází k vzájemnému ovlivňování prvků.

## 4.4 Prostorový model konstrukce

Pro výpočet vnitřních sil a dimenzování konstrukce jsem vytvořil nový model konstrukce v programu SCIA Engineer. Pro dosažení přesnějších průběhů vnitřních sil jsem oproti původnímu 2D prutovému modelu zvolil 3D deskostěnový model, kde je mostovka složena z několika desek proměnné tloušťky a oblouky a závěsy jsou namodelovány jako prutové prvky (Obr. 4.74). Z toho důvodu bylo potřeba upravit zatížení mostovky z lineárního na plošné a zatížení oblouků z lineárního zatížení od vlastní tíhy obou oblouků na lineární zatížení od vlastní tíhy samotného oblouku.



Obr. 4.74: Prostorový model konstrukce

### 4.4.1 Výpočet zatížení pro prostorový model

#### 4.4.1.1 Stálé zatížení

<b>Vlastní tíha nosné konstrukce</b>		$g_k$
<i>Železobetonová deska</i>		26,0 kN/m <sup>3</sup>
<i>Ocelové oblouky</i>	0,06 m <sup>2</sup> · 78,5 kN/m <sup>3</sup> · 1,1	5,2 kN/m
<b>Ostatní stálé zatížení</b>		
<i>Železobetonová římsa</i>	0,65 m <sup>2</sup> · 25,0 kN/m <sup>3</sup>	16,25 kN/m <sup>2</sup>
<i>Obrusná vrstva</i>	0,04 m · 25,0 kN/m <sup>3</sup>	1,00 kN/m <sup>2</sup>
<i>Ochranná vrstva</i>	0,05 m · 25,0 kN/m <sup>3</sup>	1,25 kN/m <sup>2</sup>
<i>Hydroizolace</i>	0,005 m · 12,0 kN/m <sup>3</sup>	0,06 kN/m <sup>2</sup>
<i>Ocelová svodidla</i>		2,0 kN/m
<i>Ocelová zábradlí</i>		1,0 kN/m



#### 4.4.1.2 Proměnné zatížení

##### Zatížení dopravou

Umístění	Dvojnáprava (TS)	Rovnoměrné zatížení (UDL)
Pruh č. 1	$Q_{1k} = 2 \times 150 \text{ kN}$	$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$
Pruh č. 2	$Q_{2k} = 2 \times 100 \text{ kN}$	$q_{1k} = 6 \text{ kN/m}^2$
Zbývající plochy	-	$q_{1k} = 3 \text{ kN/m}^2$

##### Zatížení chodci

$$q_{CH,k} = 5 \text{ kN/m}^2 \quad (5)$$

#### 4.4.2 Zatěžovací stavy

Jednotlivá zatížení byla vložena do několika zatěžovacích stavů. Pro veškeré zatížení vlastní tíhou jsem vytvořil jeden zatěžovací stav, další zatěžovací stav je pro ostatní stálé zatížení. Několik dalších stavů bylo ještě vytvořeno i pro proměnná zatížení.

Zatížení dopravou jsem provedl ve dvou variantách rozmístění dopravních pruhů. V první variantě je nejzatíženější pruh 1 umístěn na pravém okraji komunikace, navazuje na něho pruh 2 a zbytek komunikace je vyplněn zatížením na zbývajících plochách. Ve variantě druhé jsem umístil pruh 1 co nejvíce na střed konstrukce tak, aby se vpravo od něho vešel pruh 2 a vlevo byl zbývající prostor zatížen zatížením na zbývajících plochách. V obou variantách byly pruhy zatíženy jak rovnoměrným zatížením (UDL), tak soustředěným zatížením od dvojnáprav (TS). Zatížení od dvojnáprav bylo umístěno v jednotlivých zatěžovacích stavech do čtvrtiny, poloviny a tří čtvrtin rozpětí konstrukce, protože jsem předpokládal, že zde umístěné zatížení bude vyvolávat největší vnitřní síly na konstrukci.

Pro kontrolu tohoto předpokladu jsem konstrukci nechal zatížit dvojnápravou v krocích po jednom metru. Poslední zatěžovací stavy jsou pro rovnoměrné zatížení vyvolané chodci.

Veškerá rovnoměrná zatížení od proměnného zatížení byla rozdělena na zatížení první poloviny konstrukce a zatížení druhé poloviny konstrukce, což by mělo zajistit zaznamenání maximálních vnitřních sil na konstrukci.

Použité zatěžovací soustavy pro vlastní zátěžový test jsou uvedeny v tabulce 7.

Tabulka 7: Zatěžovací stavy

Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení
VLT	Vlastní tíha	Stálé	STL
OST	Ostatní stále zatížení	Stálé	STL
TS-V1-1.ctvrt	TS var1 7,75 m	Proměnné	PR-TS
TS-V1-pul	TS var1 15,50 m	Proměnné	PR-TS
TS-V1-3.ctvrt	TS var1 23,25 m	Proměnné	PR-TS
UDL-V1-10	UDL - P1 napravo - první polovina	Proměnné	PR-UDL-V1
UDL-V1-01	UDL - P1 napravo - druhá polovina	Proměnné	PR-UDL-V1
TS-V2-1.ctvrt	TS var2 7,75 m	Proměnné	PR-TS
TS-V2-pul	TS var2 15,50 m	Proměnné	PR-TS
TS-V2-3.ctvrt	TS var2 23,25 m	Proměnné	PR-TS
UDL-V2-10	UDL - P1 uprostřed - první polovina	Proměnné	PR-UDL-V2
UDL-V2-01	UDL - P1 uprostřed - druhá polovina	Proměnné	PR-UDL-V2
CHP-10	Chodci prava - první polovina	Proměnné	PR-CH
CHP-01	Chodci prava - druhá polovina	Proměnné	PR-CH
CHL-10	Chodci leva - první polovina	Proměnné	PR-CH
CHL-01	Chodci leva - druhá polovina	Proměnné	PR-CH

#### 4.4.3 Kombinace zatížení

Pro posouzení mezních stavů únosnosti jsem zjednodušeně použil pouze kombinaci zatížení podle rovnice 6.10. [20]

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6)$$

Kombinace	Součinitele	
	Stálé zatížení	Zatížení dopravou
6.10 - max	1,35	1,35
6.10 - min	1,00	1,35

Mezní stav použitelnosti byl posuzován na základě charakteristické, časté a kvazistálé kombinace zatížení. [20]

Charakteristická kombinace zatížení

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (7)$$

Častá kombinace zatížení

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (8)$$

Kvazistálá kombinace zatížení

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (9)$$

Kombinace	Součinitele		
	Stálé zatížení	Zatížení dopravou	
		TS	UDL + chodci
Charakteristická	-	0,75	0,40
Častá	-	0,75	0,40
Kvazistálá	-	0,00	0,00

## 4.5 Návrh oblouku

### 4.5.1 Materiál oblouku

#### Konstrukční ocel

Materiál:	S355
Mez kluzu:	$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$
Modul pružnosti:	$E_s = 210 \text{ GPa}$
Objemová tíha:	$\gamma_s = 78,5 \text{ kN/m}^3$
Materiálový součinitel:	$\gamma_{M0} = 1,0$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355 \text{ MPa}}{1,0} \quad (10)$$

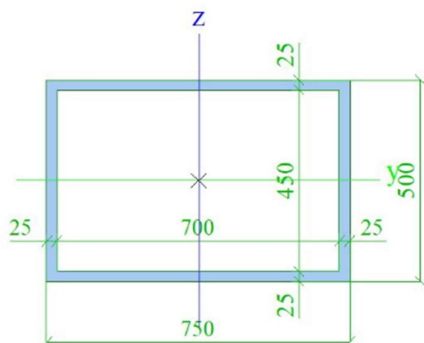
$$f_{yd} = 355 \text{ MPa}$$

## 4.5.2 Průřez oblouku

V předběžném návrhu byl průřez oblouku navržen jako obdélníkový tenkostěnný průřez o rozměrech 500 x 750 mm a tloušťce stěny 25 mm (Obr. 4.75). Průřez byl posouzen na maximální vnitřní síly při nejnepříznivější kombinaci zatížení a s předpokladem, že pokud nevyhoví, budou jeho dimenze upraveny.

Prurez oblouku		
Materiál	S 355	
A [mm <sup>2</sup> ]	60,0000e+003	
A <sub>y</sub> [mm <sup>2</sup> ], A <sub>z</sub> [mm <sup>2</sup> ]	36,0300e+003	24,5230e+003
A <sub>I</sub> [m <sup>2</sup> /m], A <sub>D</sub> [m <sup>2</sup> /m]	2,5000e+00	4,8000e+00
I <sub>y</sub> [mm <sup>4</sup> ], I <sub>z</sub> [mm <sup>4</sup> ]	2,4969e+09	4,7156e+09
i <sub>y</sub> [mm], i <sub>z</sub> [mm]	204	280
W <sub>el.y</sub> [mm <sup>3</sup> ], W <sub>el.z</sub> [mm <sup>3</sup> ]	9,9875e+06	12,5750e+006
W <sub>pl.y</sub> [mm <sup>3</sup> ], W <sub>pl.z</sub> [mm <sup>3</sup> ]	11,4370e+006	15,1870e+006
M <sub>pl.y.+</sub> [Nmm], M <sub>pl.y.-</sub> [Nmm]	4,06e+09	4,06e+09
M <sub>pl.z.+</sub> [Nmm], M <sub>pl.z.-</sub> [Nmm]	5,39e+09	5,39e+09
I <sub>t</sub> [mm <sup>4</sup> ], I <sub>w</sub> [mm <sup>6</sup> ]	4,8227e+09	7,0962e+12

Obrázek



Obr. 4.75: Průřez oblouku

### Klasifikace průřezu

$$\frac{c}{t} \leq 38\varepsilon$$

$$\frac{700 \text{ mm}}{25 \text{ mm}} \leq 38 \cdot 0,81$$

$$28 \leq 30,78$$

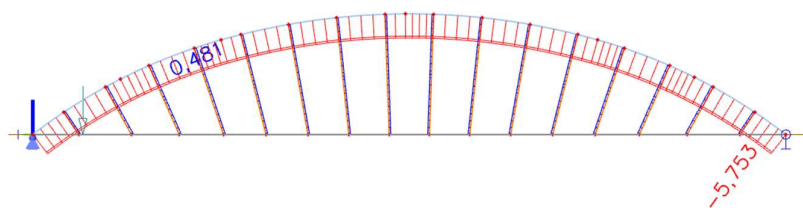
(11)

→ Průřez třídy 2

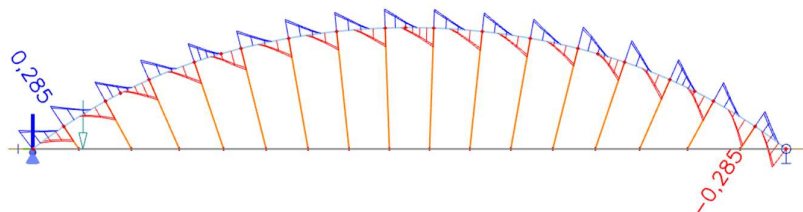
## 4.5.3 Posouzení oblouku

### 4.5.3.1 Vnitřní síly v oblouku

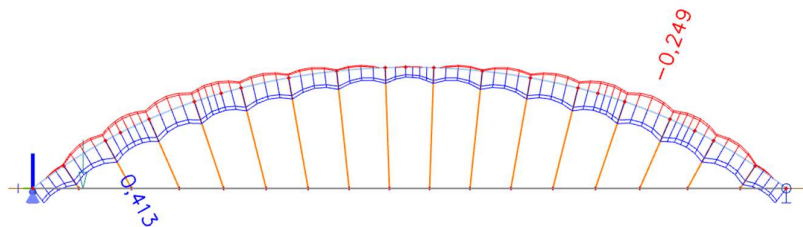
Na základě kombinací zatěžovacích stavů byla sestavena obálka normálové síly (Obr. 4.76), posouvající síly (Obr. 4.77) a ohybového momentu  $M_y$  (Obr. 4.78). Níže (Tabulka 8) jsou vypsané všechny relevantní vnitřní síly a z tabulky 9 lze vysledovat, jaké kombinace zatěžovacích stavů vyvolávají jednotlivá maxima vnitřních sil. V této tabulce si lze také povšimnout, že můj předpoklad, že maximální ohybový moment vznikne při zatížení dvojnápravami ve čtvrtině rozpětí byl nesprávný. Maximální ohybový moment totiž vzniká při kombinaci se zatěžovacím stavem TS-V1-6, ve kterém je střed dvojnáprav vzdálený 5 metrů od začátku modelu.



Obr. 4.76: Obálka normálových sil na oblouku ( $N$ )



Obr. 4.77: Obálka posouvajících sil na oblouku ( $V_z$ )



Obr. 4.78: Obálka ohybových momentů na oblouku ( $M_y$ )

Tabulka 8: Vnitřní síly v oblouku

Dílec	Průřez	dx [m]	Stav	N [MN]	Vz [MN]	My [MNm]
B6	Prurez_oblouku	0,789	6.10-max-var1/1	<b>-5,753</b>	-0,069	0,074
B4	Prurez_oblouku	7,155	6.10-max-var1/5	-5,720	<b>0,285</b>	0,077
B4	Prurez_oblouku	5,154	6.10-max-var1/9	-4,729	0,206	<b>0,413</b>

Tabulka 9: Kombinace zatěžovacích stavů vyvolávající maximální vnitřní síly

Stav	Kombinace
6.10-max-var1/1	1,35*VLT+1,35*OST+1,35*CHP-10+1,35*CHP-01+ +1,35*UDL-V1_01+1,35*UDL-V1_10+1,35*TS-V1-pul
6.10-max-var1/5	1,35*VLT+1,35*OST+1,35*CHP-10+1,35*CHP-01+1,35*CHL-01+ +1,35*TS-V1-19+1,35*UDL-V1_10+1,35*UDL-V1-01
6.10-max-var1/9	1,35*VLT+1,35*OST+1,35*CHP-10+1,35*CHL-10+1,35*TS-V1-6+ +1,35*UDL-V1-10

#### 4.5.3.2 Posudek oblouku na MSÚ

Jako první jsem posoudil průřez ve smyku, protože pokud by byla návrhová hodnota smykové síly  $V_{Ed}$  menší než 50 % návrhové plastické smykové únosnosti  $V_{pl,Rd}$  nebylo by nutné posuzovat interakci smyku s ostatními namáháními.

#### Posouzení průřezu na smyk

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 0,5$$

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{24\,523\,mm \cdot (355\,MPa/\sqrt{3})}{1,0}$$

$$V_{c,Rd} = 5,026\,MN$$

(12)

Posouzení:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{0,285\,MN}{5,026\,MN} \leq 0,5$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = 0,057 \leq 0,5$$

→ Splňuje podmínku

Jelikož byla podmínka splněna, byl účinek smykové síly zanedbatelný. Únosnost průřezu se posoudila na základě interakce působení ohybu a osové síly. Pro jednoduchost byl průřez posouzen na maximální vnitřní síly, ačkoliv se nenacházejí ve stejné kombinaci ani stejném průřezu. Tento postup byl na straně bezpečné a pokryjí se díky tomu všechny mezilehlé kombinace velkého momentu a normálové síly.

## Posouzení průřezu na ohyb a osovou sílu

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{1-n}{1-0,5a_w}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{11,437 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \cdot 355 \text{ MPa}}{1,0}$$

$$M_{pl,Rd} = 4,060 \text{ MNm}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{60\,000 \text{ mm}^2 \cdot 355 \text{ MPa}}{1,0}$$

$$N_{pl,Rd} = 21,3 \text{ MN}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{5,753 \text{ MN}}{21,3 \text{ MN}} \quad (13)$$

$$n = 0,27$$

$$a_w = \frac{A - 2bt_f}{A} = \frac{60\,000 \text{ mm}^2 - 2 \cdot 750 \text{ mm} \cdot 25 \text{ mm}}{60\,000 \text{ mm}^2}$$

$$a_w = 0,375$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{1-n}{1-0,5a_w} = 4,060 \text{ MNm} \frac{1-0,27}{1-0,5 \cdot 0,375}$$

$$M_{N,y,Rd} = 3,648 \text{ MNm}$$

$$M_{Ed} = 0,413 \text{ MNm} \leq M_{N,Rd} = 3,648 \text{ MNm} \quad \rightarrow \text{Vyhovuje (Využití 11,3\%)}$$

## Posouzení vzpěrné únosnosti prutu

Posouzení na vybočení z roviny oblouku

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

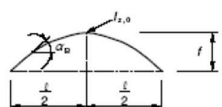
$$\beta = \beta_1 \beta_2 = 0,61 \cdot 1,0 = 0,61$$

$$\frac{f}{l} = \frac{5 \text{ m}}{31 \text{ m}} = 0,16 \quad \rightarrow \text{podle Obr. 4.79 } \beta_1 = 0,61$$

$\rightarrow$  podle Obr. 4.80 konzervativně  $\beta_2 = 1,0$

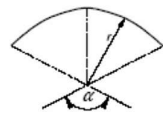
Tabulka D.6 – Hodnoty  $\beta_1$

$f/l$	0,05	0,10	0,20	0,30	0,40
$I_z$ konstantní	0,50	0,54	0,65	0,82	1,07
$I_z$ proměnné					
$I_z(\alpha_B) = \frac{I_{z,0}}{\cos \alpha_B}$	0,50	0,52	0,59	0,71	0,86



Obr. 4.79: Hodnoty  $\beta_1$  [21]

Tabulka D.7 – Hodnoty  $\beta_2$

Zatížení	$\beta_2$	Poznámky
konzervativní (mostovka je upevněna na vrcholu oblouku)	1	 $q$ celkové zatížení $q_H$ část zatížení přenášená závěsy $q_{St}$ část zatížení přenášená stojkami
prostřednictvím závěsů	$1 - 0,35 \frac{q_H}{q}$	
prostřednictvím stojek	$1 - 0,45 \frac{q_{St}}{q}$	

(14)

Obr. 4.80: Hodnoty  $\beta_2$  [21]

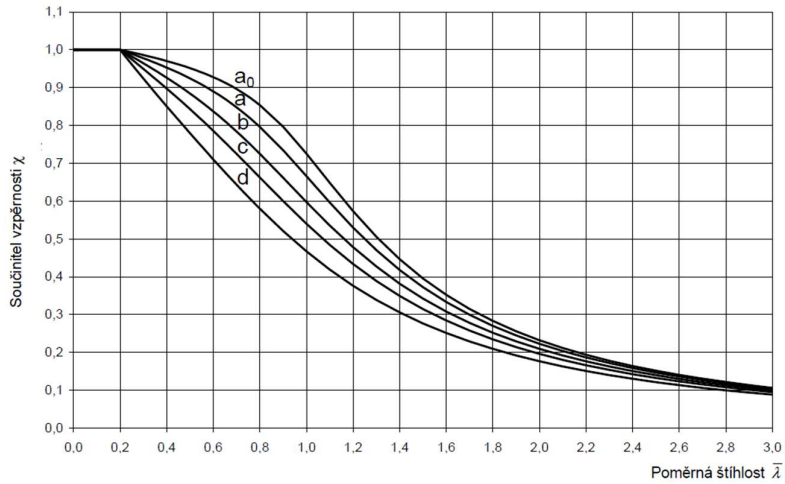
$$N_{cr} = \left( \frac{\pi}{\beta l} \right)^2 EI_z = \left( \frac{\pi}{0,61 \cdot 31 \text{ m}} \right)^2 \cdot 210 \text{ GPa} \cdot 4,716 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$N_{cr} = 27,334 \text{ MN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{60\,000 \text{ mm}^2 \cdot 355 \text{ MPa}}{27,334 \text{ MN}}}$$

$$\bar{\lambda} = 0,883 \quad \rightarrow \text{podle Obr. 4.81 } \chi \cong 0,56$$





(15)

Obrázek 6.4 – Křivky vzpěrné pevnosti

Obr. 4.81: Křivky vzpěrné pevnosti [22]

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,56 \cdot 60\,000 \text{ mm}^2 \cdot 355 \text{ MPa}}{1,10}$$

$$N_{b,Rd} = 10,844 \text{ MN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{5,753 \text{ MN}}{10,844 \text{ MN}} \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 0,53 \leq 1,0$$

→ Vyhovuje (Využití 53,1 %)

## 4.6 Návrh mostovky

### 4.6.1 Materiál mostovky

#### Beton

Materiál:	C30/37
Pevnost v tlaku:	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Pevnost v tahu:	$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$
Modul pružnosti:	$E_{cm} = 32 \text{ GPa}$
Objemová tíha:	$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
Materiálový součinitel:	$\gamma_M = 1,5$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_M} = \frac{30 \text{ MPa}}{1,5} \quad (16)$$

$$f_{yd} = 20 \text{ MPa}$$

#### Betonářská ocel

Materiál:	B500B
Mez kluzu:	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
Modul pružnosti:	$E_s = 210 \text{ GPa}$
Objemová tíha:	$\gamma_s = 78,5 \text{ kN/m}^3$
Materiálový součinitel:	$\gamma_M = 1,15$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{500 \text{ MPa}}{1,15} \quad (17)$$

$$f_{yd} = 434,7 \text{ MPa}$$

#### Předpínací výztuž

Materiál:	Y1860 S7
Mez kluzu:	$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$
Modul pružnosti:	$E_s = 195 \text{ GPa}$
Teplotní roztažnost:	$\alpha = 10^{-5} \text{ K}^{-1}$
Materiálový součinitel:	$\gamma_M = 1,15$
Průměr lana:	$\emptyset = 15,3 \text{ mm}$
Plocha lana:	$A_1 = 140 \text{ mm}^2$
Krytí výztuže:	$c = 90 \text{ mm}$

$$f_{p,01,k} = 0,88 \cdot f_{pk} = 0,88 \cdot 1\,860 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 1\,636,8 \text{ MPa}$$

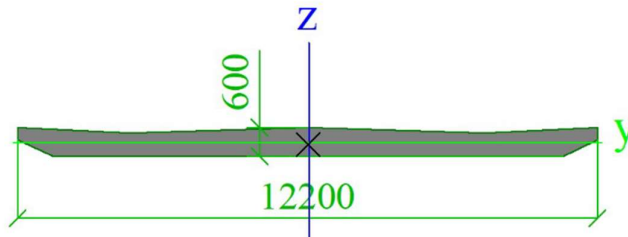
$$\sigma_{p,max} = \min(0,8f_{pk}; 0,9f_{p,01,k}) = \min(0,8 \cdot 1\,860 \text{ MPa}; 0,9 \cdot 1\,636,8 \text{ MPa}) \quad (18)$$

$$\sigma_{p,max} = 1\,473 \text{ MPa}$$

#### 4.6.2 Průřez mostovky

Deska		
Materiál	C30/37	
A [m <sup>2</sup> ]	6,4948e+00	
A <sub>y</sub> [m <sup>2</sup> ], A <sub>z</sub> [m <sup>2</sup> ]	5,5250e+00	5,9930e+00
A <sub>L</sub> [m <sup>2</sup> /m], A <sub>D</sub> [m <sup>2</sup> /m]	2,5066e+01	2,5066e+01
I <sub>y</sub> [m <sup>4</sup> ], I <sub>z</sub> [m <sup>4</sup> ]	1,6604e-01	7,5020e+01
i <sub>y</sub> [mm], i <sub>z</sub> [mm]	160	3399
W <sub>el.y</sub> [m <sup>3</sup> ], W <sub>el.z</sub> [m <sup>3</sup> ]	5,2424e-01	1,2298e+01
W <sub>pl.y</sub> [m <sup>3</sup> ], W <sub>pl.z</sub> [m <sup>3</sup> ]	0,0000e+00	0,0000e+00
M <sub>pl.y.+</sub> [Nm], M <sub>pl.y.-</sub> [Nm]	0,00e+00	0,00e+00
M <sub>pl.z.+</sub> [Nm], M <sub>pl.z.-</sub> [Nm]	0,00e+00	0,00e+00
I <sub>t</sub> [m <sup>4</sup> ], I <sub>w</sub> [m <sup>6</sup> ]	6,1666e-01	1,4205e+00

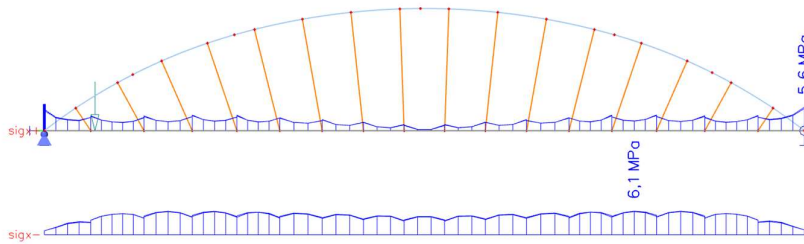
Obrázek



Obr. 4.82: Průřez mostovky

#### 4.6.3 Návrh předpětí mostovky

Předpětí v mostovce bylo vedeno v rovině oblouků, kde bylo potřeba zachytit tahové síly obloukových sil a zabránit tvorbě tahových trhlin v betonu. Předpětí bylo navrženo pro polovinu konstrukce a na druhé polovině bylo následně předpětí vedeno shodně. Pro návrh předpětí jsem na mostovce našel místo v rovině oblouků, kde působí maximální napětí od charakteristické kombinace zatížení. Maximální napětí jsem našel na dolních vláknech zhruba ve vzdálenosti 24,057 metrů od začátku konstrukce (**Chyba! Nenalezen zdroj odkazů.**).

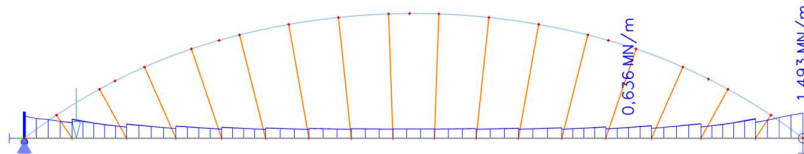


Obr. 4.83: Napětí v mostovce od charakteristické kombinace zatížení

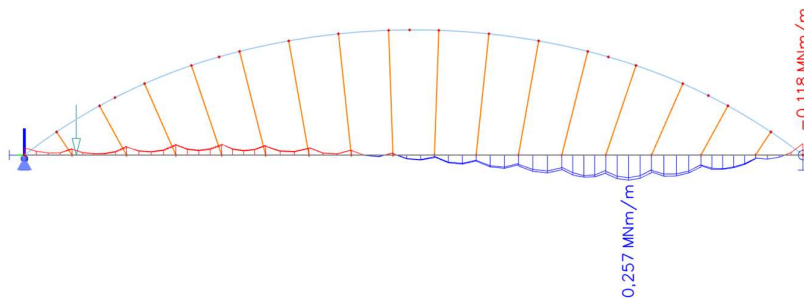
Tabulka 10: Kombinace vyvolávající maximální napětí v mostovce

Kombinace
1,00*VLT+1,00*OST+0,40*CHP-01+0,40*CHL-01+0,40*UDL-V1_01+0,75*TS-V1-25

V daném místě jsem následně pro kombinaci zatížení vyvolávající maximální napětí (Tabulka 10) zjistil vnitřní síly působící ve směru roviny oblouku, tedy ve směru osy x (Obr. 4.84 a Obr. 4.85). Následným výpočtem (19) jsem zjistil, že větší část napětí je způsobena ohybovým momentem. Z toho důvodu by bylo vhodné vést předpínací kabel na určité excentricitě vůči střednici



Obr. 4.84: Normálová síla v desce ( $n_x$ ) od charakteristické kombinace zatížení

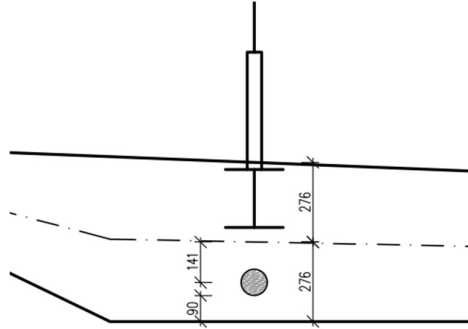


Obr. 4.85: Ohybový moment v desce ( $m_x$ ) od charakteristické kombinace zatížení

$$\sigma_x^D = \frac{n_x}{h} + \frac{6m_x}{h^2} = \frac{0,636 \text{ MN/m}}{0,551 \text{ m}} + \frac{6 \cdot 0,257 \text{ MNm/m}}{(0,551 \text{ m})^2} \quad (19)$$

$$\sigma_x^D = 1,154 \text{ MPa} + 5,079 \text{ MPa}$$

Největší excentricita kabelu, kterou můžeme při zachování krytí předpínací výztuže 90 mm dosáhnou je pouze 141 mm. Pro optimální umístění bychom však podle výpočtu (20) optimálně potřebovali excentricitu 404 mm.



Obr. 4.86: Excentricita předpínacího kabelu

$$e_{req} = \frac{m_x}{n_x} = \frac{0,257 \text{ MNm/m}}{0,636 \text{ MN/m}}$$

$$e_{req} = 0,404 \text{ m} > e_p = 0,141 \text{ m} \quad (20)$$

Ve výpočtu předpínací síly proto musíme zohlednit také ohybové momenty.

$$\sigma_x^D = \frac{n_{x,zat}}{h} - \frac{n_{x,p}}{h} + \frac{6m_{x,zat}}{h^2} - \frac{6m_{x,p}}{h^2} \leq 0,00$$

$$\sigma_x^D = \frac{n_{x,zat}}{h} - \frac{n_{x,p}}{h} + \frac{6m_{x,zat}}{h^2} - \frac{6n_{x,p}e_p}{h^2} \leq 0,00$$

$$n_{x,p} \geq \frac{n_{x,zat}h + 6m_{x,zat}}{h + 6e_p} = \frac{0,636 \text{ MN/m} \cdot 0,551 \text{ m} + 6 \cdot 0,257 \text{ MNm/m}}{0,551 \text{ m} + 6 \cdot 0,141 \text{ m}} \quad (21)$$

$$n_{x,p} \geq 1,355 \text{ MN/m}$$

$$P \geq n_{x,p} \frac{b}{2} = 1,374 \text{ MN/m} \cdot \frac{12,2 \text{ m}}{2}$$

$$P \geq 8,266 \text{ MN}$$

Předpínací síla se v průběhu životnosti konstrukce snižuje. Ztráty předpětí se zjednodušeně vyjadřují procentem z vnášeného napětí při napínání. Při vnesení napětí se ztrát uvažují 5 %, při uvedení do provozu 15 % a na konci životnosti předpětí 25 %. Počet předpínacích kabelů se spočítá na základě napětí na konci životnosti.

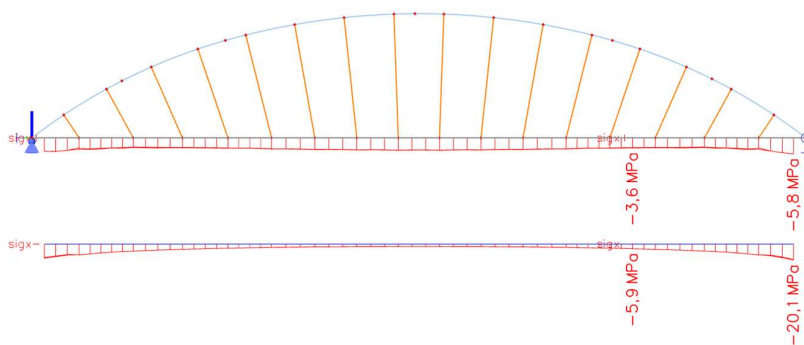
$$\begin{aligned}
\sigma_{p,max,100} &= (1 - 0,25) \cdot \sigma_{p,max} = 0,75 \cdot 1\,473 \text{ MPa} \\
\sigma_{p,max,100} &= 1105 \text{ MPa} \\
A_{p,req} &\geq \frac{P}{\sigma_{p,max,100}} = \frac{8,266 \text{ MN}}{1\,105 \text{ MPa}} \\
A_{p,req} &\geq 7\,481 \text{ mm}^2 \\
n_p &\geq \frac{A_{p,req}}{A_1} = \frac{7\,481 \text{ mm}^2}{140 \text{ mm}^2} \\
n_p &\geq 54 \text{ ks} \qquad \qquad \qquad \rightarrow \text{navrhují 3x 19 lanových kabelů} \\
A_{p,prov} &= 7\,980 \text{ mm}^2 \\
P_{k,0} &= \sigma_{p,max} \cdot A_{p,prov} = 1473 \text{ MPa} \cdot 7\,980 \text{ mm}^2 \\
P_{k,0} &= 11,755 \text{ MN} \\
P_{k,100} &= \sigma_{p,max,100} \cdot A_{p,prov} = 1105 \text{ MPa} \cdot 7\,980 \text{ mm}^2 \\
P_{k,100} &= 8,818 \text{ MN}
\end{aligned} \tag{22}$$

Předpínací sílu jsem do konstrukce vnesl pomocí prutu, jehož plocha má stejnou velikost jako kabely předpětí. Prut byl následně zatížen teplotou, která vyvolává napětí shodné s napětím v předpínacích kabelech. Potřebná teplota byla vypočtena podle rovnic teplotní roztažnosti a Hookova zákona (23).

$$\begin{aligned}
\Delta l &= \alpha l_0 \Delta T \\
\sigma &= E \varepsilon \\
\rightarrow \Delta T &= \frac{\sigma}{\alpha E} \\
\Delta T &= \frac{1\,473 \text{ MPa}}{10^{-5} \text{ K}^{-1} \cdot 195 \text{ GPa}} = 755,4 \text{ K}
\end{aligned} \tag{23}$$

Při kontrole napětí jsem však zjistil, že v požadovaném řezu ani při vnášení předpětí napětí v dolních vláknech nedosahovalo hodnoty 6,1 MPa (Obr. 4.87). V takovém případě by nedošlo k vyrovnání napětí, a mohlo by tak dojít k tvorbě tahových trhlin, čemuž jsem se snažil vyvarovat.

Spočítal jsem si předpokládané vnitřní síly v mostovce (24) a ty následně porovnal se skutečnými silami v mostovce. Normálová síla (Obr. 4.88) měla vyšší hodnotu, než jsem předpokládal zhruba o 30 %. Nicméně moment (Obr. 4.89) dosahoval přibližně jen čtvrtinové hodnoty oproti předpokladu, a proto bylo výsledné napětí tak nízké. Předpokládám, že tyto odchylky byly způsobeny staticky neurčitými účinky od předpětí.



Obr. 4.87: Napětí v mostovce od předpětí

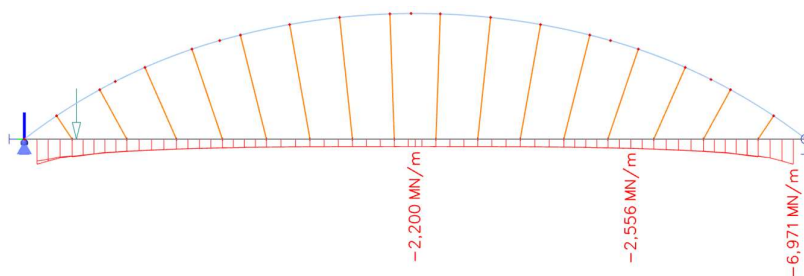
$$n_x = \frac{P_{k,0}}{b} = \frac{11,755 \text{ MN}}{2} = \frac{12,2 \text{ m}}{2}$$

$$n_x = 1,930 \text{ MN/m}$$

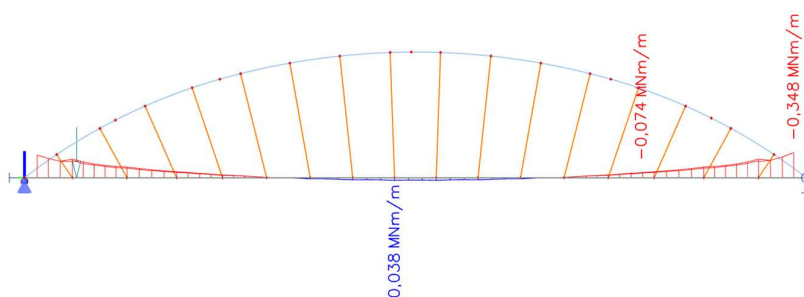
$$m_x = n_x \cdot e_p = 1,930 \text{ MN/m} \cdot 0,141 \text{ m}$$

$$m_x = 0,272 \text{ MNm/m}$$

(24)



Obr. 4.88: Normálová síla v desce ( $n_x$ ) od předpětí



Obr. 4.89: Ohybový moment v desce ( $m_x$ ) od předpětí

Celý výpočet návrhu předpětí jsem zopakoval s upravením hodnoty vnitřních sil od předpětí předpokladem, že výsledné hodnoty si zachovají poměr k rozdílu od

předpokládaných vnitřních sil. Normálovou sílu od předpětí proto jsem uvažoval s koeficientem 1,3 a redukcí ohybového momentu na  $\frac{1}{4}$ .

$$\sigma_x^D = \frac{n_{x,zat}}{h} - \frac{1,3n_{x,p}}{h} + \frac{6m_{x,zat}}{h^2} - \frac{6m_{x,p}}{4h^2} \leq 0,00$$

$$\sigma_x^D = \frac{n_{x,zat}}{h} - \frac{1,3n_{x,p}}{h} + \frac{6m_{x,zat}}{h^2} - \frac{6n_{x,p}e_p}{4h^2} \leq 0,00$$

$$n_{x,p} \geq \frac{n_{x,zat}h + 6m_{x,zat}}{1,3h + \frac{6}{4}e_p} = \frac{0,636 \text{ MN/m} \cdot 0,551 \text{ m} + 6 \cdot 0,257 \text{ MNm/m}}{1,3 \cdot 0,551 \text{ m} + \frac{6}{4} \cdot 0,141 \text{ m}}$$

$$n_{x,p} \geq 2,040 \text{ MN/m}$$

$$P \geq n_{x,p} \frac{b}{2} = 2,122 \text{ MN/m} \cdot \frac{12,2 \text{ m}}{2}$$

$$P \geq 12,444 \text{ MN} \tag{25}$$

$$A_{p,req} \geq \frac{P}{\sigma_{p,max,100}} = \frac{12,444 \text{ MN}}{1 \text{ 105 MPa}}$$

$$A_{p,req} \geq 11 \text{ 262 mm}^2$$

$$n_p \geq \frac{A_{p,req}}{A_1} = \frac{11 \text{ 262 mm}^2}{140 \text{ mm}^2}$$

$n_p \geq 81 \text{ ks} \rightarrow$  navrhuji 5x 19 lanových kabelů

$$A_{p,prov} = 13 \text{ 300 mm}^2$$

$$P_{k,0} = \sigma_{p,max,100} \cdot A_{p,prov} = 1473 \text{ MPa} \cdot 13 \text{ 300 mm}^2$$

$$P_{k,0} = 19,591 \text{ MN}$$

$$P_{k,100} = \sigma_{p,max,100} \cdot A_{p,prov} = 1105 \text{ MPa} \cdot 13 \text{ 300 mm}^2$$

$$P_{k,100} = 14,697 \text{ MN} \tag{26}$$

Po úpravě výpočet přinesl návrh předpětí, jehož napětí přesahovalo hodnotu 6,1 MPa. Díky tomu lze posuzovat předpětí v dalších stádiích životnosti mostu. Hodnoty napětí v kabelech a síly, které kabely vyvolávají, s uvažováním ztrát jsou vypsány níže (Tabulka 11).

Tabulka 11: Předpětí v průběhu životnosti

Stádium stavby	Ztráty	Napětí	Síla
	-	[MPa]	[MN]
Vnesené předpětí	5%	1399	18,607
Uvedení do provozu	15%	1252	16,652
Konec životnosti	25%	1105	14,697

Ke každému napětí kabelu jsem spočítal teplotu simulující předpětí, kterou je potřeba ochladit prut.



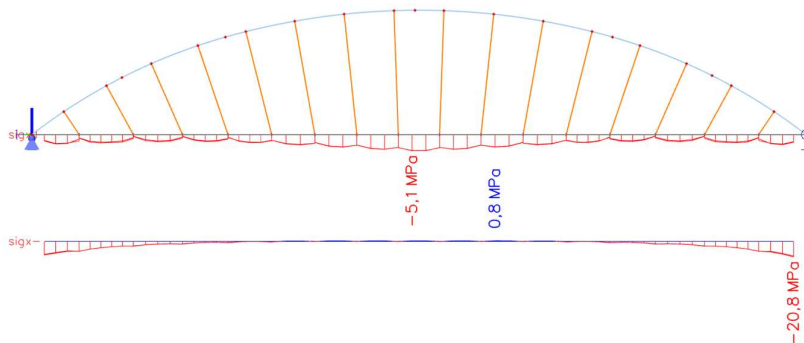
$$\Delta T = \frac{\sigma}{\alpha E}$$

$$\Delta T_1 = \frac{1399 \text{ MPa}}{10^{-5} \text{ K}^{-1} \cdot 195 \text{ GPa}} = 717,4 \text{ K}$$

$$\Delta T_2 = \frac{1252 \text{ MPa}}{10^{-5} \text{ K}^{-1} \cdot 195 \text{ GPa}} = 642,1 \text{ K}$$

$$\Delta T_3 = \frac{1105 \text{ MPa}}{10^{-5} \text{ K}^{-1} \cdot 195 \text{ GPa}} = 566,7 \text{ K}$$
(27)

Po přidání předpětí do kombinací pro mezní stav použitelnosti jsem však zjistil, že na konci životnosti se ve střední části mostovky v dolních vláknech stále objevuje tah (Obr. 4.90). Protože návrh předpětí byl komplikovaný z důvodu ovlivnění staticky neurčitými účinky, rozhodl jsem se postupně zvětšovat plochu výztuže a pozorovat, kdy se přestanou na konci životnosti vyskytovat tahy v mostovce (Tabulka 12). Při ploše předpínací výztuže větší než 16 000 mm<sup>2</sup> by mělo být na celé mostovce tlakové napětí. Protože by tato plocha vedla na velký počet kabelů, rozhodl jsem se použít větší průměr předpínacího lana. Nově zvolený průměr lana je 15,7 mm, jehož plocha je rovna 150 mm<sup>2</sup>.



Obr. 4.90: Napětí v mostovce na konci životnosti

Tabulka 12: Napětí při měnící se ploše výztuže

Plocha výztuže [mm <sup>2</sup> ]:	13300	14000	15000	16000
Napětí [MPa]:	0,80	0,60	0,30	0,01

$$A_{p,req} \geq 16\,000 \text{ mm}^2$$

$$n_p \geq \frac{A_{p,req}}{A_1} = \frac{16\,000 \text{ mm}^2}{150 \text{ mm}^2}$$
(28)

$n_p \geq 107 \text{ ks}$  → navrhuji 5x 22 lanových kabelů

$$A_{p,prov} = 16\,500 \text{ mm}^2$$

$$P_{k,0} = \sigma_{p,max,100} \cdot A_{p,prov} = 1473 \text{ MPa} \cdot 16\,500 \text{ mm}^2$$

$$P_{k,0} = 24,305 \text{ MN}$$

$$P_{k,100} = \sigma_{p,max,100} \cdot A_{p,prov} = 1105 \text{ MPa} \cdot 16\,500 \text{ mm}^2$$

$$P_{k,100} = 18,233 \text{ MN}$$

Tabulka 13: Předpětí v průběhu životnosti

Stádium stavby	Ztráty	Napětí	Síla
	-	[MPa]	[MN]
Vnesené předpětí	5%	1399	23,084
Uvedení do provozu	15%	1252	20,658
Konec životnosti	25%	1105	18,233

Poslední úpravou předpětí bylo snížení napětí na začátku a konci mostovky. V prvních několika metrech jsem snížil předpínací sílu na hodnotu normálové síly v oblouku, což mělo výrazně snížit napětí v daném místě.

$$F_{obl} = 5,753 \text{ MPa}$$

$$n_{pr} \geq \frac{F_{obl}}{\sigma_{p,max,0} A_{kab}} = \frac{5,753 \text{ MN}}{1\,473 \text{ MPa} \cdot 22 \cdot 150 \text{ mm}^2} \quad (29)$$

$$n_{pr} = 1,18 \quad \rightarrow 2 \text{ působící kabely} + 3 \text{ separované}$$

$$A_{pr,prov} = 6\,600 \text{ mm}^2$$

Pro správný návrh separace předpínacích lan jsem však postrádal dostatek odborných znalostí. Nicméně jsem se pokusil odhadnout místo, kde k aktivaci zbylých lan dojde. Odhad jsem provedl z omezení maximálního tlakového napětí ve stádiu vnesení předpětí. K tomu jsem potřeboval znát časově závislou charakteristickou hodnotu pevnosti v tlaku, protože předpětí se vnaší na beton mladší než 28 dní.

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 30 \text{ MPa} + 8 \text{ MPa}$$

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

Vnesení předpětí  $t = 7$  dní

$$\beta_{cc(7)} = \exp \left[ 0,25 \left( 1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right] = \exp \left[ 0,25 \left( 1 - \sqrt{\frac{28}{7}} \right) \right] \quad (30)$$

$$\beta_{cc(7)} = 0,779$$

$$f_{cm(7)} = \beta_{cc(7)} f_{cm} = 0,779 \cdot 38 \text{ MPa}$$

$$f_{cm(7)} = 29,6 \text{ MPa}$$

$$f_{ck(7)} = f_{cm(7)} - 8 \text{ MPa} = 29,6 \text{ MPa} - 8 \text{ MPa}$$

$$f_{ck(7)} = 21,6 \text{ MPa}$$

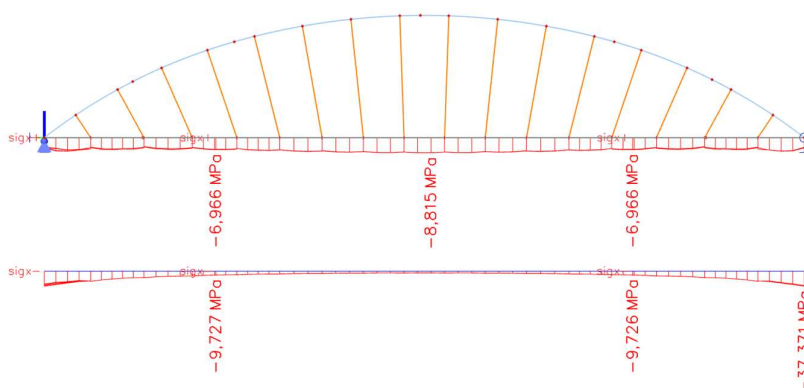
Omezení maximálního tlakového napětí byla následující:

Napětí při charakteristické kombinaci zatížení:  $\sigma_c \leq 0,6f_{ck(t)} = 0,6 \cdot 21,6 \text{ MPa}$

$$\sigma_c \leq 12,96 \text{ MPa}$$

Napětí při kvazistálé kombinaci zatížení:  $\sigma_c \leq 0,45f_{ck(t)} = 0,45 \cdot 21,6 \text{ MPa}$

$$\sigma_c \leq 9,72 \text{ MPa}$$



Obr. 4.91: Napětí v mostovce od kvazistálé kombinace po vnesení předpětí

Po nalezení mezních hodnoty jsem se rozhodl zvýšit třídu betonu, protože tyto hodnoty byly vzdáleny více než 7 metrů od konce konstrukce. Vzhledem k značnému ovlivnění sil staticky neurčitými účinky předpětí se domnívám, že by se mohla znovu objevit v některých kombinacích tahová napětí v horních vláknech mostovky. Cílem bylo aktivovat zbylé kabely co možná nejlíže konci konstrukce, kde lze předpokládat ovlivnění nižší.

### Zvýšení třídy betonu

Materiál:	C35/45
Pevnost v tlaku:	$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$
Pevnost v tahu:	$f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$
Modul pružnosti:	$E_{cm} = 33,5 \text{ GPa}$
Objemová tíha:	$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
Materiálový součinitel:	$\gamma_M = 1,5$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_M} = \frac{35 \text{ MPa}}{1,5} \tag{31}$$

$$f_{yd} = 23,3 \text{ MPa}$$

Z důvodu změny betonu bylo nutné znovu spočítat časově závislou charakteristickou hodnotu pevnosti v tlaku a následně také mezní napětí.

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 35 \text{ MPa} + 8 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} = 43 \text{ MPa}$$

Vnesení předpětí  $t = 7$  dní

$$f_{cm(7)} = \beta_{cc(7)} f_{cm} = 0,779 \cdot 43 \text{ MPa} \quad (32)$$

$$f_{cm(7)} = 33,5 \text{ MPa}$$

$$f_{ck(t7)} = f_{cm(t)} - 8 \text{ MPa} = 33,5 \text{ MPa} - 8 \text{ MPa}$$

$$f_{ck(7)} = 25,5 \text{ MPa}$$

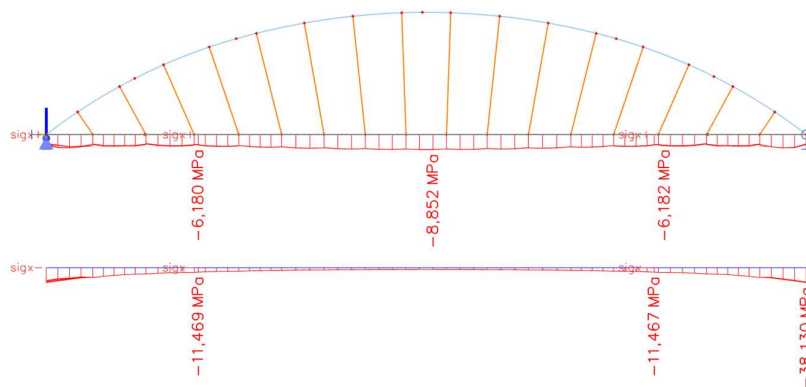
Maximální tlaková napětí:

Napětí při charakteristické kombinaci zatížení:  $\sigma_c \leq 0,6 f_{ck(7)} = 0,6 \cdot 25,5 \text{ MPa}$

$$\sigma_c \leq 15,3 \text{ MPa}$$

Napětí při kvazistálé kombinaci zatížení:  $\sigma_c \leq 0,45 f_{ck(7)} = 0,45 \cdot 25,5 \text{ MPa}$

$$\sigma_c \leq 11,5 \text{ MPa}$$



Obr. 4.92: Napětí v mostovce od kvazistálé kombinace po vnesení předpětí

Bohužel po zvýšení třídy betonu nedošlo k výraznému snížení vzdálenosti, ve které by byly aktivovány zbylé kabely, protože se změnou betonu se změnily i vnitřní síly. Nicméně jsme se i tak z původních 7 metrů dostal zhruba na 6,2 metry.

#### 4.6.4 Posouzení předpětí mostovky v MSP

Dalším krokem bylo posouzení mostovky ve významných stádiích stavby při působení jednotlivých kombinací zatížení mezního stavu použitelnosti. Protože mi nebyly známi přesné

průběhy napětí v místech separace, posoudil jsem napětí pouze na konstrukci, kde působí všechny kabely.

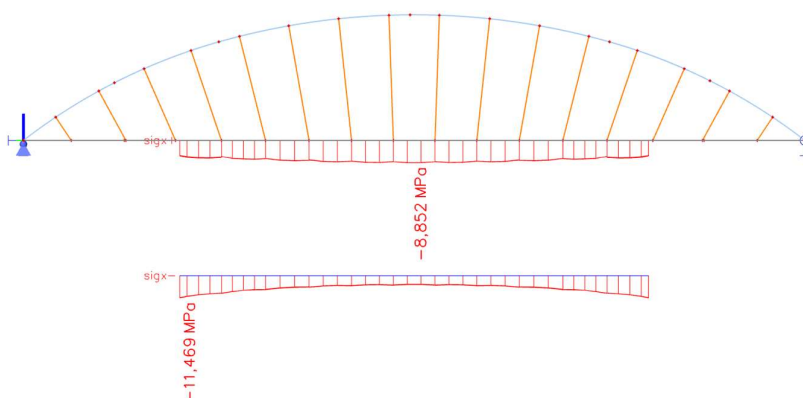
Napětí při charakteristické kombinaci zatížení:  $\sigma_c \leq 0,6f_{ck(t)}$

Napětí při kvazistálé kombinaci zatížení:  $\sigma_c \leq 0,45f_{ck(t)}$

Napětí při časté kombinaci zatížení:  $\sigma_c \leq 0,00 \text{ MPa}$

#### 4.6.4.1 Vnesení předpětí

Předpětí se bylo vnášeno do betonu starého 7 dní. Kombinace zatěžovacích stavů byla složena pouze ze zatížení vlastní tíhou, ostatního stálého zatížení a předpětí s 5% ztrátami. Protože jsem nepočítal se stavebním zatížením mostu, jsou všechny kombinace stejné.



Obr. 4.93: Napětí v mostovce po vnesení předpětí

Tabulka 14: Posouzení napětí v mostovce po vnesení předpětí

Charakteristická kombinace			Posouzení	
Vlákna	Hodnota	$\sigma$ [MPa]	$0,6f_{ck(7)}$	$ \sigma  < 0,6f_{ck(7)}$
Horní		-8,852	15,3	Vyhovuje
Dolní		-11,469	15,3	Vyhovuje

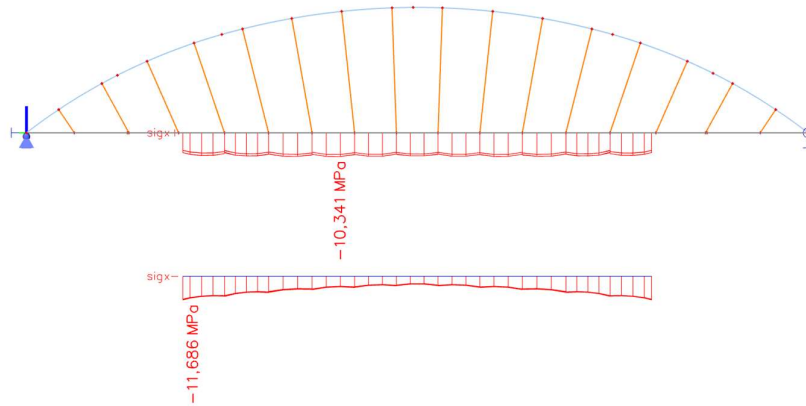
  

Kvazistálá kombinace			Posouzení	
Vlákna	Hodnota	$\sigma$ [MPa]	$0,45f_{ck(7)}$	$ \sigma  < 0,45f_{ck(7)}$
Horní		-8,852	11,5	Vyhovuje
Dolní		-11,469	11,5	Vyhovuje

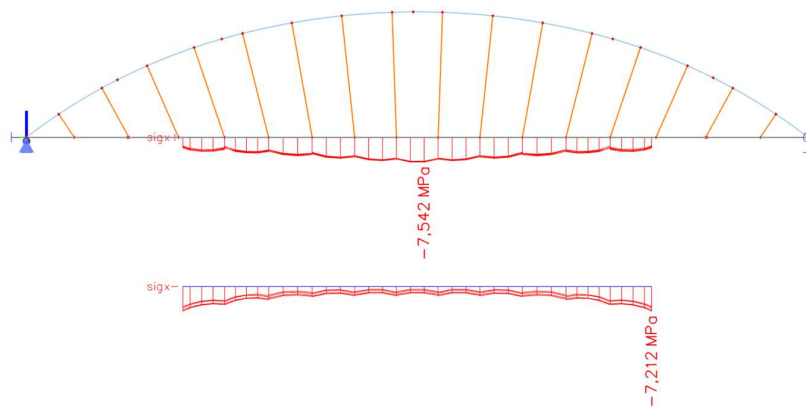
#### 4.6.4.2 Uvedení do provozu

Uvedení do provozu by mělo nastat přibližně ve stáří betonu 100 dní. V tu dobu už bude beton dostatečně vyzrálý, takže můžeme počítat s běžnými hodnotami pevnosti betonu. Jednotlivé kombinace zatěžovacích stavů obsahují všechny zatěžovací stavy. Ztráty předpětí jsou

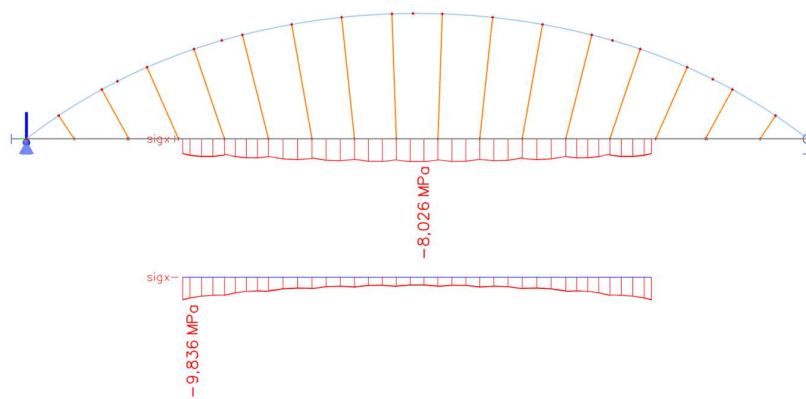
uvažovány 15 %. Protože jsem počítal pouze s jedním typem proměnného zatížení byla charakteristická kombinace zatížení shodná s častou kombinací. Kvazistálá kombinace obsahuje pouze stálá zatížení a proto byla maxima stejná jako minima.



Obr. 4.94: Minimální napětí v mostovce po uvedení do provozu od charakteristické a časté kombinace



Obr. 4.95: Maximální napětí v mostovce po uvedení do provozu od charakteristické a časté kombinace



Obr. 4.96: Napětí v mostovce po uvedení do provozu od kvazistálé kombinace

Tabulka 15: Posouzení napětí v mostovce po uvedení do provozu

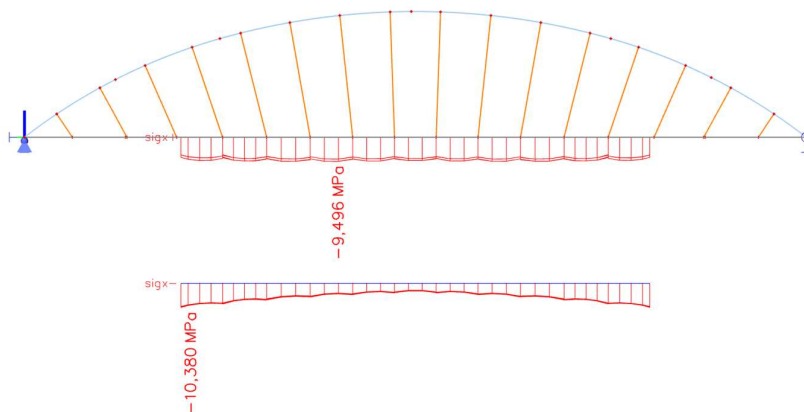
Charakteristická kombinace			Posouzení	
Vlákna	Hodnota	$\sigma$ [MPa]	$0,6f_{ck}$	$ \sigma  < 0,6f_{ck}$
Horní	max	-7,542	21,0	Vyhovuje
	min	-10,341	21,0	Vyhovuje
Dolní	max	-7,212	21,0	Vyhovuje
	min	-11,686	21,0	Vyhovuje

Kvazistálá kombinace		Posouzení	
Vlákna	$\sigma$ [MPa]	$0,45f_{ck}$	$ \sigma  < 0,45f_{ck}$
Horní	-8,026	15,8	Vyhovuje
Dolní	-9,836	15,8	Vyhovuje

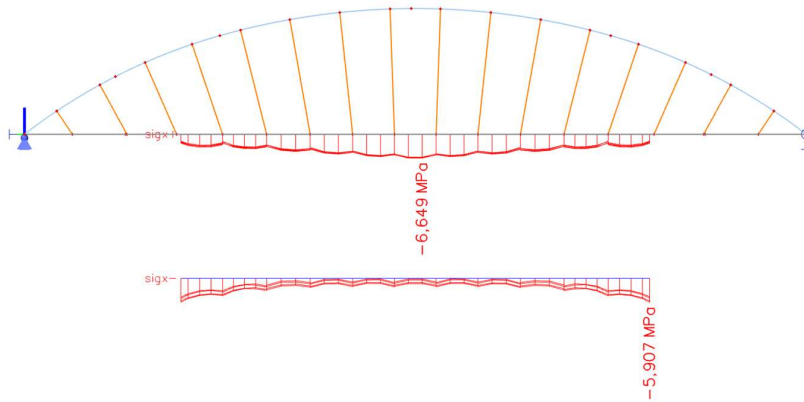
Charakteristická kombinace			Posouzení	
Vlákna	Hodnota	$\sigma$ [MPa]	$ \sigma  < 0,6f_{ck}$	
Horní	max	-7,542	Vyhovuje	
	min	-10,341	Vyhovuje	
Dolní	max	-7,212	Vyhovuje	
	min	-11,686	Vyhovuje	

#### 4.6.4.3 Konec životnosti

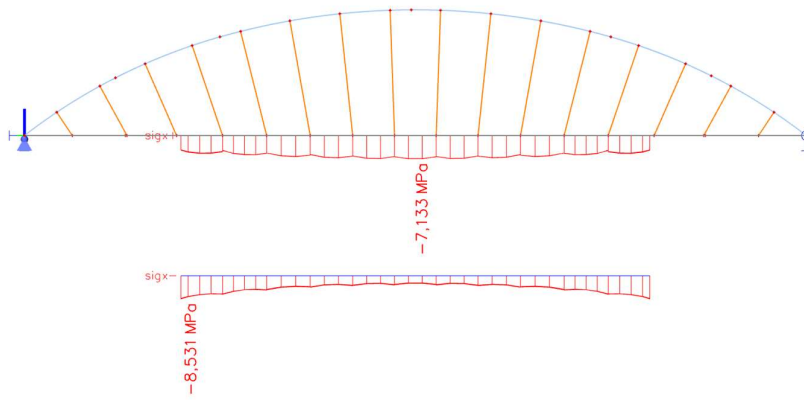
Plánovaný konec životnosti mostu by měl být 100 let, tedy 36 500 dní. Stejně jako v předchozím stádiu lze počítat s běžnými hodnotami pevnosti betonu. Kombinace zatížení také obsahují všechny zatěžovací stavy, přičemž u předpětí je počítáno se ztrátami 25 %. I v tomto případě se samozřejmě shoduje charakteristická kombinace zatížení s častou kombinací a kvazistálá kombinace má shodná maxima s minimy.



Obr. 4.97: Minimální napětí v mostovce na konci životnosti od charakteristické a časté kombinace



Obr. 4.98: Maximální napětí v mostovce na konci životnosti od charakteristické a časté kombinace



Obr. 4.99: Napětí v mostovce na konci životnosti od kvazistálé kombinace

Tabulka 16: Posouzení napětí v mostovce po uvedení do provozu

Charakteristická kombinace			Posouzení	
Vlákna	Hodnota	$s$ [MPa]	$0,6f_{ck}$	$ s  < 0,6f_{ck}$
Horní	max	-6,649	21,0	Vyhovuje
	min	-9,496	21,0	Vyhovuje
Dolní	max	-5,907	21,0	Vyhovuje
	min	-10,38	21,0	Vyhovuje

Kvazistálá kombinace		Posouzení	
Vlákna	$s$ [MPa]	$0,45f_{ck}$	$ s  < 0,45f_{ck}$
Horní	-7,133	15,8	Vyhovuje
Dolní	-8,531	15,8	Vyhovuje

Charakteristická kombinace			Posouzení
Vlákna	Hodnota	$\sigma$ [MPa]	$ \sigma  < 0,6f_{ck}$
Horní	max	-6,649	Vyhovuje
	min	-9,496	Vyhovuje
Dolní	max	-5,907	Vyhovuje
	min	-10,38	Vyhovuje



Střední část mostovky s plným vedením předpětí vyhovuje ve všech posudcích mezního stavu použitelnosti.

## 5 Závěr

V úvodu práce jsem vytvořil několik variant řešení mimoúrovňového napojení průmyslové zóny v Třinci – Balinách na silnici II/468. Z navržených variant jsem vybral tu, která podle mých současných znalostí a dovedností představovala nejlepší řešení. Vzhledem k celkovému rozsahu navržené konstrukce jsem se rozhodl v podrobnějším návrh rozpracovat pouze konstrukci přemostující silnici II/468.

Protože konstrukcí vybrané varianty byl obloukový most s dolní mostovkou, zabýval jsem se v rešerši právě touto problematikou, abych se seznámil jak s celkovými možnostmi návrhu mostu, tak s možnostmi návrhu jednotlivých částí konstrukce.

V následující praktické části jsem se podrobněji zabýval návrhem tvaru střednice oblouku. Zkoumal jsem, jak se chová konstrukce při různých tvarech střednice a měním se vzepětí. Nejvhodnějším návrhem byla střednice tvaru kružnice, jejíž poloměr byl u paty redukován na  $\frac{8}{10}$  základního poloměru. Jako ideální se pro tento tvar jeví vzepětí 5 metrů.

V další části jsem pro zvolený tvar oblouku zkoumal chování konstrukce při různém uspořádání závěsů. Usoudil jsem, že je lepší od sebe návrh tvaru střednice a uspořádání závěsů neoddělovat a pro dosažení ideálního výsledku tyto dvě operace spojit.

Na závěr jsem posoudil navržený průřez ocelového oblouku a navrhl a posoudil předpětí mostovky. Návrh předpětí byl značně problematický, protože vnitřní statická neurčitost konstrukce ovlivňovala působení vnitřních sil od předpětí.

Nakonec bych dodal, že si jsem vědom značného zjednodušení celého návrhu. Například jsem neuvažoval zatížení teplotou, vliv větru ani dynamické působení od dopravy a nezabýval se přesnějším návrhem některých prvků. Toto zjednodušení jsem provedl z důvodu rozsahu práce a omezeným znalostem.

## Seznam obrázků

Obr. 2.1: Poloha města Třinec (vlevo) a poloha stavby (vpravo) [1].....	12
Obr. 2.2: Příčný řez mostním objektem 1 .....	14
Obr. 2.3: Podélný řez mostním objektem 1 .....	14
Obr. 2.4: Příčný řez mostním objektem 2 .....	15
Obr. 2.5: Podélný řez mostním objektem 2 .....	15
Obr. 2.6: Příčný řez mostním objektem 3 - Varianta I. ....	16
Obr. 2.7: Podélný řez mostním objektem 3 - Varianta I. ....	16
Obr. 2.8: Příčný řez mostním objektem 3 - Varianta II. ....	17
Obr. 2.9: Podélný řez mostním objektem 3 - Varianta II. ....	18
Obr. 2.10: Příčný řez mostním objektem 3 - Varianta III. ....	19
Obr.2.11: Podélný řez mostním objektem 3 - Varianta III. ....	19
Obr. 3.1: Příklady statického působení oblouků: a) vetknutý oblouk, b) dvoukloubový oblouk, c) trojkloubový oblouk.....	21
Obr. 3.2: Betonový obloukový most se svislými táhly [3].....	21
Obr. 3.3: Schéma oblouku se šikmými závěsy [4] .....	22
Obr. 3.4: Roznášení váhy vozidla šikmými závěsy [3] .....	22
Obr. 3.5: Táhlo zakotvené do kotevního bloku [3] .....	23
Obr. 3.6: Schéma soustavy Nielsenova oblouku [4] .....	24
Obr. 3.7: Spára v mostovce podle Nielsna .....	24
Obr. 3.8: Schéma příhradového oblouku [4] .....	25
Obr. 3.9: Schéma síťového oblouku [5] .....	26
Obr. 3.10: Schéma uspořádání závěsů [6] .....	26
Obr. 3.11: Most v Hořepníku [9].....	27
Obr. 3.12: Modrý most v Českých Budějovicích [11] .....	28
Obr. 3.13: Vizualizace mostu ve Svinarech [13].....	29
Obr. 3.14: Lávka přes řeku Svatku v Brně-Komárově [14].....	30
Obr. 3.15: Lávka Černý Kříž přes Studenou Vltavu [15] .....	31
Obr. 3.16: Obloukový most přes řeku Jizeru [16] .....	32
Obr. 3.17: Síťový obloukový most v Bechyni - Zářečí [18] .....	33
Obr. 4.1: Model prutové konstrukce se zobrazenými průřezy .....	35
Obr. 4.2: Normálové síly od stálého zatížení na předběžně navržené konstrukci .....	36
Obr. 4.3: Momenty od stálého zatížení na předběžně navržené konstrukci .....	36
Obr. 4.4: Normálové síly od proměnného zatížení na předběžně navržené konstrukci.....	36
Obr. 4.5: Momenty od proměnného zatížení na předběžně navržené konstrukci.....	36
Obr. 4.6: Normálové síly od stálého zatížení pro střednicí tvaru kružnice se vzepětím 4 metry.....	37
Obr. 4.7: Momenty od stálého zatížení pro střednicí tvaru kružnice se vzepětím 4 metry.....	37

Obr. 4.8: Normálové síly od proměnného zatížení pro střednicí tvaru kružnice se vzepětím 4 metry .....	37
Obr. 4.9: Momenty od proměnného zatížení pro střednicí tvaru kružnice se vzepětím 4 metry.....	38
Obr. 4.10: Normálové síly od stálého zatížení pro střednicí tvaru kružnice se vzepětím 5 metrů .....	38
Obr. 4.11: Momenty od stálého zatížení pro střednicí tvaru kružnice se vzepětím 5 metrů .....	38
Obr. 4.12: Normálové síly od proměnného zatížení pro střednicí tvaru kružnice se vzepětím 5 metrů ...	38
Obr. 4.13: Momenty od proměnného zatížení pro střednicí tvaru kružnice se vzepětím 5 metrů .....	39
Obr. 4.14: Normálové síly od stálého zatížení pro střednicí tvaru kružnice se vzepětím 6 metrů .....	40
Obr. 4.15: Momenty od stálého zatížení pro střednicí tvaru kružnice se vzepětím 6 metrů .....	40
Obr. 4.16: Normálové síly od proměnného zatížení pro střednicí tvaru kružnice se vzepětím 6 metrů ...	40
Obr. 4.17: Momenty od proměnného zatížení pro střednicí tvaru kružnice se vzepětím 6 metrů .....	40
Obr. 4.18: Normálové síly od stálého zatížení pro střednicí tvaru kružnice s redukováním poloměrem u paty se vzepětím 4 metry .....	41
Obr. 4.19: Momenty od stálého zatížení pro střednicí tvaru kružnice s redukováním poloměrem u paty se vzepětím 4 metry.....	41
Obr. 4.20: Normálové síly od proměnného zatížení pro střednicí tvaru kružnice s redukováním poloměrem u paty se vzepětím 4 metry .....	41
Obr. 4.21: Momenty od proměnného zatížení pro střednicí tvaru kružnice s redukováním poloměrem u paty se vzepětím 4 metry .....	42
Obr. 4.22: Normálové síly od stálého zatížení pro střednicí tvaru kružnice s redukováním poloměrem u paty se vzepětím 5 metrů .....	42
Obr. 4.23: Momenty od stálého zatížení pro střednicí tvaru kružnice s redukováním poloměrem u paty se vzepětím 5 metrů.....	42
Obr. 4.24: Normálové síly od proměnného zatížení pro střednicí tvaru kružnice s redukováním poloměrem u paty se vzepětím 5 metrů .....	42
Obr. 4.25: Momenty od proměnného zatížení pro střednicí tvaru kružnice s redukováním poloměrem u paty se vzepětím 5 metrů .....	43
Obr. 4.26: Normálové síly od stálého zatížení pro střednicí tvaru kružnice s redukováním poloměrem u paty se vzepětím 6 metrů .....	43
Obr. 4.27: Momenty od stálého zatížení pro střednicí tvaru kružnice s redukováním poloměrem u paty se vzepětím 6 .....	43
Obr. 4.28: Normálové síly od proměnného zatížení pro střednicí tvaru kružnice s redukováním poloměrem u paty se vzepětím 6 .....	43
Obr. 4.29: Momenty od proměnného zatížení pro střednicí tvaru kružnice s redukováním poloměrem u paty se vzepětím 6 .....	44
Obr. 4.30: Normálové síly od stálého zatížení pro střednici tvaru paraboly 2° se vzepětím 4 metry.....	44
Obr. 4.31: Momenty od stálého zatížení pro střednici tvaru paraboly 2° se vzepětím 4 metry.....	44
Obr. 4.32: Normálové síly od proměnného zatížení pro střednici tvaru paraboly 2° se vzepětím 4 metry.....	45
Obr. 4.33: Momenty od proměnného zatížení pro střednici tvaru paraboly 2° se vzepětím 4 metry.....	45

Obr. 4.34: Normálové síly od stálého zatížení pro střednici tvaru paraboly 2° se vzepětím 5 metrů .....	45
Obr. 4.35: Momenty od stálého zatížení pro střednici tvaru paraboly 2° se vzepětím 5 metrů .....	45
Obr. 4.36: Normálové síly od proměnného zatížení pro střednici tvaru paraboly 2° se vzepětím 5 metrů .....	45
Obr. 4.37: Momenty od proměnného zatížení pro střednici tvaru paraboly 2° se vzepětím 5 metrů .....	46
Obr. 4.38: Normálové síly od stálého zatížení pro střednici tvaru paraboly 2° se vzepětím 6 metrů .....	46
Obr. 4.39: Momenty od stálého zatížení pro střednici tvaru paraboly 2° se vzepětím 6 metrů .....	46
Obr. 4.40: Normálové síly od proměnného zatížení pro střednici tvaru paraboly 2° se vzepětím 6 metrů .....	46
Obr. 4.41: Momenty od proměnného zatížení pro střednici tvaru paraboly 2° se vzepětím 6 metrů .....	47
Obr. 4.42: Normálové síly od stálého zatížení pro střednici tvaru paraboly 4° se vzepětím 4 metry.....	47
Obr. 4.43: Momenty od stálého zatížení pro střednici tvaru paraboly 4° se vzepětím 4 metry.....	48
Obr. 4.44: Normálové síly od proměnného zatížení pro střednici tvaru paraboly 4° se vzepětím 4 metry.....	48
Obr. 4.45: Momenty od proměnného zatížení pro střednici tvaru paraboly 4° se vzepětím 4 metry.....	48
Obr. 4.46: Normálové síly od stálého zatížení pro střednici tvaru paraboly 4° se vzepětím 5 metrů .....	48
Obr. 4.47: Momenty od stálého zatížení pro střednici tvaru paraboly 4° se vzepětím 5 metrů .....	48
Obr. 4.48: Normálové síly od proměnného zatížení pro střednici tvaru paraboly 4° se vzepětím 5 metrů .....	49
Obr. 4.49: Momenty od proměnného zatížení pro střednici tvaru paraboly 4° se vzepětím 5 metrů .....	49
Obr. 4.50: Normálové síly od stálého zatížení pro střednici tvaru paraboly 4° se vzepětím 6 metrů .....	49
Obr. 4.51: Momenty od stálého zatížení pro střednici tvaru paraboly 4° se vzepětím 6 metrů .....	49
Obr. 4.52: Normálové síly od proměnného zatížení pro střednici tvaru paraboly 4° se vzepětím 6 metrů .....	50
Obr. 4.53: Momenty od proměnného zatížení pro střednici tvaru paraboly 4° se vzepětím 6 metrů .....	50
Obr. 4.54: Normálové síly od stálého zatížení pro svisle uspořádané závěsy.....	54
Obr. 4.55: Momenty od stálého zatížení pro svisle uspořádané závěsy.....	54
Obr. 4.56: Normálové síly od proměnného zatížení pro svisle uspořádané závěsy.....	54
Obr. 4.57: Momenty od proměnného zatížení pro svisle uspořádané závěsy.....	54
Obr. 4.58: Normálové síly od stálého zatížení pro vějířovitě uspořádané závěsy .....	55
Obr. 4.59: Momenty od stálého zatížení pro vějířovitě uspořádané závěsy .....	55
Obr. 4.60: Normálové síly od proměnného zatížení pro vějířovitě uspořádané závěsy .....	55
Obr. 4.61: Momenty od proměnného zatížení pro vějířovitě uspořádané závěsy .....	55
Obr. 4.62: Normálové síly od stálého zatížení pro příhradové uspořádání závěsů .....	56
Obr. 4.63: Momenty od stálého zatížení pro příhradové uspořádání závěsů.....	56
Obr. 4.64: Normálové síly od proměnného zatížení pro příhradové uspořádání závěsů .....	56
Obr. 4.65: Momenty od proměnného zatížení pro příhradové uspořádání závěsů .....	56
Obr. 4.66: Normálové síly od stálého zatížení pro uspořádání podle Nielsena .....	57
Obr. 4.67: Momenty od stálého zatížení pro uspořádání podle Nielsena .....	57

Obr. 4.68: Normálové síly od proměnného zatížení pro uspořádání podle Nielsena.....	57
Obr. 4.69: Momenty od proměnného zatížení pro uspořádání podle Nielsena.....	57
Obr. 4.70: Normálové síly od stálého zatížení pro síťové uspořádání závěsů .....	58
Obr. 4.71: Momenty od stálého zatížení pro síťové uspořádání závěsů.....	58
Obr. 4.72: Normálové síly od proměnného zatížení pro síťové uspořádání závěsů .....	58
Obr. 4.73: Momenty od proměnného zatížení pro síťové uspořádání závěsů .....	58
Obr. 4.74: Prostorový model konstrukce.....	60
Obr. 4.75: Průřez oblouku.....	64
Obr. 4.76: Obálka normálových sil na oblouku (N) .....	65
Obr. 4.77: Obálka posouvajících sil na oblouku ( $V_z$ ) .....	65
Obr. 4.78: Obálka ohybových momentů na oblouku ( $M_y$ ).....	65
Obr. 4.79: Hodnoty $\beta_1$ [21].....	68
Obr. 4.80: Hodnoty $\beta_2$ [21].....	68
Obr. 4.81: Křivky vzpěrné pevnosti [22].....	69
Obr. 4.82: Průřez mostovky .....	71
Obr. 4.83: Napětí v mostovce od charakteristické kombinace zatížení.....	72
Obr. 4.84: Normálová síla v desce ( $n_x$ ) od charakteristické kombinace zatížení .....	72
Obr. 4.85: Ohybový moment v desce ( $m_x$ ) od charakteristické kombinace zatížení .....	72
Obr. 4.86: Excentricita předpínacího kabelu .....	73
Obr. 4.87: Napětí v mostovce od předpětí .....	75
Obr. 4.88: Normálová síla v desce ( $n_x$ ) od předpětí .....	75
Obr. 4.89: Ohybový moment v desce ( $m_x$ ) od předpětí.....	75
Obr. 4.90: Napětí v mostovce na konci životnosti .....	77
Obr. 4.91: Napětí v mostovce od kvazistálé kombinace po vnesení předpětí.....	79
Obr. 4.92: Napětí v mostovce od kvazistálé kombinace po vnesení předpětí.....	80
Obr. 4.93: Napětí v mostovce po vnesení předpětí.....	81
Obr. 4.94: Minimální napětí v mostovce po uvedení do provozu od charakteristické a časté kombinace	82
Obr. 4.95: Maximální napětí v mostovce po uvedení do provozu od charakteristické a časté kombinace	82
Obr. 4.96: Napětí v mostovce po uvedení do provozu od kvazistálé kombinace .....	82
Obr. 4.97: Minimální napětí v mostovce na konci životnosti od charakteristické a časté kombinace .....	83
Obr. 4.98: Maximální napětí v mostovce na konci životnosti od charakteristické a časté kombinace.....	84
Obr. 4.99: Napětí v mostovce na konci životnosti od kvazistálé kombinace .....	84

## Seznam tabulek

Tabulka 1: Extrémní vnitřní síly v oblouku jednotlivých variant průběhu střednice.....	51
Tabulka 2: Extrémní vnitřní síly v mostovce jednotlivých variant průběhu střednice .....	51
Tabulka 3: Porovnání vnitřních sil v oblouku jednotlivých variant průběhu střednice.....	52
Tabulka 4: Porovnání vnitřních sil v mostovce jednotlivých variant průběhu střednice .....	52
Tabulka 5: Extrémní vnitřní síly v oblouku jednotlivých variant uspořádání závěsů .....	59
Tabulka 6: Extrémní vnitřní síly v mostovce jednotlivých variant uspořádání závěsů .....	59
Tabulka 7: Zatěžovací stavy .....	62
Tabulka 8: Vnitřní síly v oblouku .....	66
Tabulka 9: Kombinace zatěžovacích stavů vyvolávající maximální vnitřní síly .....	66
Tabulka 10: Kombinace vyvolávající maximální napětí v mostovce .....	72
Tabulka 11: Předpětí v průběhu životnosti.....	76
Tabulka 12: Napětí při měnící se ploše výztuže .....	77
Tabulka 13: Předpětí v průběhu životnosti.....	78
Tabulka 14: Posouzení napětí v mostovce po vnesení předpětí.....	81
Tabulka 15: Posouzení napětí v mostovce po uvedení do provozu.....	83
Tabulka 16: Posouzení napětí v mostovce po uvedení do provozu.....	84

## Seznam použité literatury

- [1] *Mapy.cz* [online]. Praha: Seznam.cz, 1998 [cit. 2019-02-17]. Dostupné z: <https://mapy.cz/zakladni?>
- [2] FALTUS, František. *Ocelové mosty příhradové, obloukové a visuté*. 1. vyd. Praha: Academia, 1971, 556 s.
- [3] BECHYNĚ, Stanislav. *Betonové mosty obloukové: mosty pro zvláštní účely*. 3. přeprac. vyd. Praha: Státní nakladatelství technické literatury, 1962. Spisy České matice techn. Roč. 62. Čís. 379, Technický průvodce.
- [4] JANDA, Lubor. *Obloukové betonové mosty se šikmými závěsy*. 1. vyd. Praha: Státní nakladatelství technické literatury, 1956, 108 s. Řada stavební literatury.
- [5] TVEIT, Per. The Network Arch. In: *Information on the Network Arch* [online]. Grimstad, 2014 [cit. 2019-03-25]. Dostupné z: <https://home.uia.no/pert/data/The%20Network%20Arch%2019-08-2014.pdf>
- [6] BRUNN, Benjamin, Frank SCHANACK a Uwe STEIMANN. *NETWORK ARCHES FOR RAILWAY BRIDGES* [online]. Barcelona: CIMNE, 2004 [cit. 2019-03-27]. Dostupné z: [https://www.researchgate.net/publication/299980441\\_Network\\_Arches\\_for\\_Railway\\_Bridges](https://www.researchgate.net/publication/299980441_Network_Arches_for_Railway_Bridges)
- [7] Historie obce Hořepník. *Oficiální web města Hořepník* [online]. Hořepník, 2013 [cit. 2019-03-31]. Dostupné z: <http://www.horepnik.cz/index.php/historie.html>
- [8] Silniční most. *Památkový katalog* [online]. Praha: Národní památkový ústav, 2015 [cit. 2019-03-31]. Dostupné z: <https://pamatkovykatalog.cz?element=699494&action=element&presenter=ElementsResults>
- [9] Hořepník-most2. In: *Wikipedia: Otevřená encyklopedie* [online]. San Francisco: Wikimedia Foundation, 2001 [cit. 2019-03-31]. Dostupné z: <https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Ho%C5%99epn%C3%ADk-most2.jpg>
- [10] KORBELÁŘ, Jaroslav. Ocelová konstrukce lávky přes Malši. *KONSTRUKCE: Odborný časopis pro stavebnictví a strojírenství* [online]. Ostrava: KONSTRUKCE Media, 2003, **2003**(3) [cit. 2019-04-08]. ISSN 1803-8433. Dostupné z: <http://www.konstrukce.cz/clanek/ocelova-konstrukce-lavky-pres-malsi/>



- [11] ERBENOVÁ, Jitka. Č.Budějovice - Modrý most. In: *Wikipedia: Otevřená encyklopedie* [online]. San Francisco: Wikimedia Foundation, 2001 [cit. 2019-04-08]. Dostupné z: [https://commons.wikimedia.org/wiki/File:%C4%8C.Bud%C4%9Bjovice\\_-\\_Modr%C3%BD\\_most.jpg](https://commons.wikimedia.org/wiki/File:%C4%8C.Bud%C4%9Bjovice_-_Modr%C3%BD_most.jpg)
- [12] ŠABATA, Ondřej. Projektová dokumentace. In: *Veřejné zakázky Královéhradeckého kraje* [online]. Hradec Králové: Královéhradecký kraj, 2006 [cit. 2019-04-14]. Dostupné z: [https://zakazky.cenakhk.cz/contract\\_display\\_4458.html](https://zakazky.cenakhk.cz/contract_display_4458.html)
- [13] Vizualizace nového mostu. In: *Valbek Story* [online]. Liberec: Valbek-EU, 2017 [cit. 2019-04-14]. Dostupné z: <https://valbekstory.cz/stavba-mostu-ve-svinarech-je-v-plnem-proudu/>
- [14] STÁRSKÝ, Jiří, Martin FORMÁNEK, Jaroslav BARTOŇ a Martin KOZEL. Lávka přes řeku Svatku v Brně-Komárově. *KONSTRUKCE: Odborný časopis pro stavebnictví a strojírenství* [online]. Ostrava: KONSTRUKCE Media, 2002 [cit. 2019-04-15]. ISSN 1803-8433. Dostupné z: <http://www.konstrukce.cz/clanek/lavka-pres-reku-svatku-v-brne-komarove/>
- [15] FOGLAR, Marek. Dřevěná lávka přes Studenou Vltavu. *Materiály pro stavbu* [online]. Praha: Business Media One, 2007 [cit. 2019-04-15]. Dostupné z: [https://imaterialy.dumabyt.cz/rubriky/zajimava-stavba/drevena-lavka-pres-studenou-vltavu\\_44456.html](https://imaterialy.dumabyt.cz/rubriky/zajimava-stavba/drevena-lavka-pres-studenou-vltavu_44456.html)
- [16] MARVÁN, David. Nový obloukový most přes řeku Jizeru. *Časopis stavebnictví* [online]. b.r., 2009(03) [cit. 2019-04-16]. Dostupné z: [https://www.casopisstavebnictvi.cz/novy-obloukovy-most-pres-reku-jizeru\\_A2133\\_I29](https://www.casopisstavebnictvi.cz/novy-obloukovy-most-pres-reku-jizeru_A2133_I29)
- [17] ŠAŠEK, Ladislav. Most přes Lužnici v Bechyni - Zářečí. *KONSTRUKCE: Odborný časopis pro stavebnictví a strojírenství* [online]. Ostrava: KONSTRUKCE Media, b.r., 2004(5) [cit. 2019-04-16]. ISSN 1803-8433. Dostupné z: <http://www.konstrukce.cz/clanek/most-pres-luznici-v-bechyni-zareci/>
- [18] Most v Zářečí. In: *Kudy z nudy* [online]. Praha: CzechTourism, 2019 [cit. 2019-04-16]. Dostupné z: <https://www.kudyznudy.cz/aktivity-a-akce/aktivity/most-v-zareci.aspx>
- [19] ČSN EN 1991-2. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou*. 2. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2018.
- [20] ČSN EN 1990. *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. 2. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2015.

- [21] ČSN EN 1993-2. *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 2: Ocelové mosty*. Praha: Český normalizační institut, 2008.
- [22] ČSN EN 1993-1-1. *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. 2. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.