



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
Fakulta stavební
Katedra betonových a zděných konstrukcí

**Návrh betonového obloukového mostu s uvážením
technologie výstavby**

**Design of concrete arch bridge considering the
construction method**

Diplomová práce

Studijní program: SI – Stavební inženýrství
Studijní obor: K – Konstrukce a dopravní stavby

Vedoucí práce: Ing. Michal Drahorád, Ph.D.
Autor diplomové práce: Bc. David Strobl

Leden 2018



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE


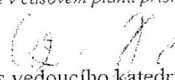
Fakulta stavební
Tháškova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE


Příjmení: <u>Strobl</u>	Jméno: <u>David</u>	Osobní číslo: <u>410091</u>
Zadávající katedra: <u>K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí</u>		
Studijní program: <u>Stavební inženýrství</u>		
Studijní obor: <u>Konstrukce a dopravní stavby</u>		

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: <u>Návrh betonového obloukového mostu s uvážením technologie výstavby</u>	
Název diplomové práce anglicky: <u>Design of concrete arch bridge considering the construction method</u>	
Pokyny pro vypracování: - předběžný návrh nosné konstrukce obloukového mostu pro finální stav - podrobná analýza postupu a fázi výstavby hlavní nosné konstrukce - rámcový návrh montážních prostředků	
Seznam doporučené literatury:	
Jméno vedoucího diplomové práce: <u>Michal Drahorád</u>	
Datum zadání diplomové práce: <u>04.10.2017</u>	Termín odevzdání diplomové práce: <u>5.1.2017</u> <i>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</i>
 Podpis vedoucího práce	 Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

<u>13.10.2017</u> Datum převzetí zadání	 Podpis studenta(ky)
--	--

Abstrakt:

Tato diplomová práce obsahuje rešerši na téma obloukových mostů s příklady jejich realizací včetně postupu výstavby. Dále se zabývá konkrétním návrhem betonového obloukového mostu. Nejprve se hledá nejvhodnější konstrukční řešení. U dvou variant se zjednodušeně navrhnu a posoudí jednotlivé prvky včetně předpětí mostovky. Po výběru nejvhodnější varianty se diplomová práce zabývá návrhem postupu výstavby betonového oblouku a jeho posouzení v jednotlivých fázích výstavby.

Klíčová slova:

obloukový most, beton, konstrukční řešení, postup výstavby, horní mostovka, oblouk, vzpěry, závěs

Abstract:

This master thesis contains a search on the topic of arch bridges with examples of realization, including construction procedures. It also contains a design of a particular concrete arch bridge. At first, it looks for the suitable structural solution. On two of them some part of the struction are designed and assessed, including bridge-deck preload. After selecting the most suitable variant, the master thesis contains the design of the procedures of construction of the arch bridge and its assessment in these procedures.

Keywords:

arch bridge, concrete, structural solution, procedures of construction, upper deck, arch, braces, strands

Čestné prohlášení:

Prohlašuji, že jsem tuto diplomovou práci na téma „Návrh betonového obloukového mostu uvážením technologie výstavby“ vypracoval samostatně. Veškerou použitou literaturu a materiály uvádím v příloženém seznamu použitých zdrojů.

V Českých Budějovicích dne 6.1.2018

.....

Podpis

Poděkování:

Na tomto místě bych rád poděkoval vedoucímu mé diplomové práce Ing. Michalu Drahorádovi, Ph.D. za účinnou metodickou, pedagogickou a odbornou pomoc při zpracování této práce

OBSAH:

1.	Úvod	8
2.	Rešerše	9
2.1	Základní rozdělení obloukových mostů	9
2.2	Specifikace jednotlivých částí obloukových mostů	10
2.2.1	Oblouk	10
2.2.2	Založení	16
2.2.3	Mostovka, závěsy a vzpěry	17
2.3	Způsob výstavby betonových mostů	20
2.3.1	Výstavba oblouku	20
2.3.2	Výstavba mostovky	23
2.4	Příklady realizovaných obloukových mostů	26
2.4.1	Most Závodu Míru ve Zbraslavi	26
2.4.2	Obloukový most přes Opárenské údolí	26
2.4.3	Most Argentobel (Německo)	28
2.4.4	Most u Hoover Dam (USA)	28
2.4.5	Podolský most	29
3.	Praktická část	30
3.1	Podklad	30
3.2	Konstrukční řešení	32
3.2.1	Návrh střednice oblouku	32
3.2.2	Statické schéma, materiály a průřezy	33
3.2.3	Zatížení	39
3.2.4	Výsledky	41
3.3	Zjednodušený návrh a posouzení dvou variant	44
3.3.1	Materiály	44
3.3.2	Kombinace zatížení	46
3.3.3	Vnitřní síly	47
3.3.4	Návrh předpětí	52
3.3.5	Návrh oblouku, pilířů a vzpěr	62
3.4	Postup výstavby	75
3.4.1	Technické detaily	75
3.4.2	Fáze výstavby	76
3.4.3	Výpočetní model	78

3.4.4	Předpínání jednotlivých závěsů bez uvažování nadvýšení.....	79
3.4.5	Předpínání jednotlivých závěsů s uvažováním nadvýšení.....	82
3.4.6	Posouzení v montážním stavu.....	86
3.4.7	Výstavba mostovky, pilířů a vzpěr.....	101
3.4.8	Závěr.....	101
4.	Závěr práce.....	102
5.	Seznam použitých zdrojů	103
6.	Seznam obrázků	105
7.	Seznam tabulek	108

1. Úvod

Tématem této diplomové práce je návrh betonového obloukového mostu přes hluboké a široké údolí. Práce je zejména zaměřena na podrobný návrh a posouzení postupu výstavby hlavního nosného prvku tedy betonového oblouku.

Tato práce se v první části zabývá obecnou problematikou obloukových mostů a je zpracována do přehledné **rešerše**. V rešerši se autor diplomové práce zabývá obecným popisem problematiky, s níž se při samotném návrhu setkal. Konkrétně jde o vlastnosti a statické působení oblouku, polohu mostovky vůči oblouku, založení, statickou rektifikaci, výběru vhodných průřezů a materiálů pro jednotlivé prvky konstrukce, napojení a spolupůsobení oblouku s mostovkou a technologické postupy při výstavbě betonových obloukových mostů. V závěru rešerše je uvedeno několik příkladů realizovaných obloukových mostů, včetně jejich základních parametrů a postupu výstavby.

Následuje **praktická část**, ve které je proveden návrh konstrukce na reálném projektu. V úvodu praktické části se diplomová práce v parametrické studii zabývá návrhem optimálního konstrukčního řešení daného mostu. Následuje předběžný návrh a posouzení jednotlivých prvků mostu v definitivním stavu konstrukce. V předběžném návrhu je také zjednodušený návrh předpětí mostovky. Dále se diplomová práce věnuje samotné výstavbě mostu, zejména návrhu a posouzení budování betonového oblouku.

2. Rešerše

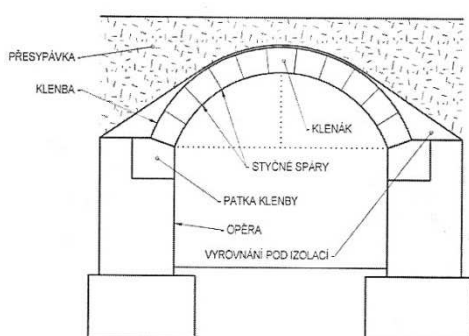
Tato rešerše se zabývá zejména betonovými obloukovými mosty s horní mostovkou. Nicméně pro ujasnění základních pojmů budou v této části popsány i některé jiné mosty využívající obloukovou konstrukci.

2.1 Základní rozdělení obloukových mostů

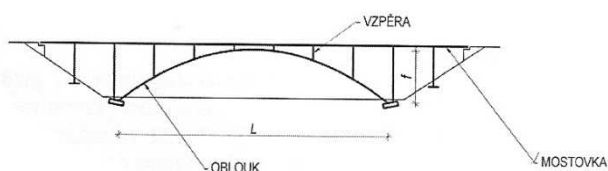
Společným znakem těchto konstrukcí je zakřivená střednice, díky které je hlavní vnitřní silou normálová síla. Díky tomu je možné realizovat tyto konstrukce i z tzv. křehkých materiálů (materiály s vysokou pevností v tlaku, ale s minimální pevností v tahu).

Základní rozdělení těchto konstrukcí je na:

- obloukové (viz. Obr. 2.2)
- klenuté (viz. Obr. 2.1)



Obr. 2.1 Klenutá konstrukce [1]



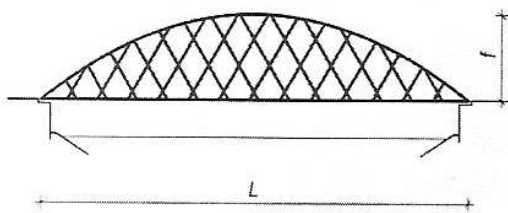
Obr. 2.2 Oblouková konstrukce s horní mostovkou [1]

Rozdílem mezi konstrukcí klenutou a obloukovou je způsob, jakým je po konstrukci převáděna komunikace a jak se zatížení z této komunikace přenáší do oblouku nebo do klenby. Klenuté konstrukce jsou překryty zeminou – přesypávkou, po které je komunikace vedena. Obloukové mosty jsou nepřespané a komunikace je vedena po tzv. mostovce, ze které se účinky zatížení přenášejí do oblouku tlačnými vzpěrami, taženými závěsy nebo jejich kombinací.

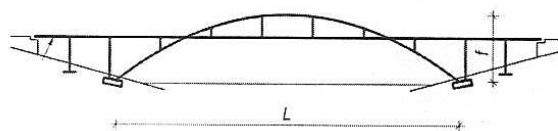
Obloukové konstrukce dále rozeznáváme s:

- horní mostovkou (viz. Obr. 2.2)
- dolní mostovkou (viz. Obr. 2.3)
- mezilehlou mostovkou (viz. Obr. 2.4)

Oblouky s horní mostovkou jsou vhodné pro přemostění hlubokých údolí s dobrými základovými poměry. Nejvhodnější jsou skalní horniny, protože v základech oblouků působí nejen svislé, ale i značné vodorovné síly, které je nutné v založení zachytit. Oblouky s dolní mostovkou jsou vhodné pro použití v plochem terénu např. pro přemostění řek. Výhodou je, že mostovka se využívá jako táhlo a konstrukce pak na spodní stavbu působí jako prostý nosník. U oblouku s mezilehlou mostovkou je mostovka na části oblouku zavěšena táhly a na části podepřena vzpěrami.



Obr. 2.3 Oblouková konstrukce s dolní mostovkou [3]



Obr. 2.4 Oblouková konstrukce s mezilehlou mostovkou [3]

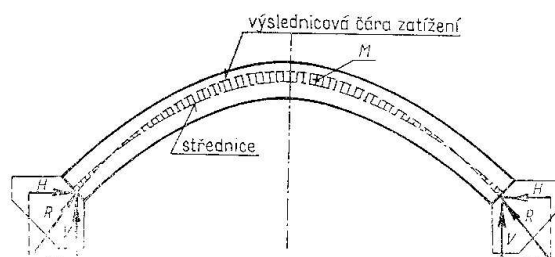
V dalších kapitolách se diplomová práce věnuje spíše betonových obloukovým mostům s horní mostovkou.

2.2 Specifikace jednotlivých částí obloukových mostů

2.2.1 Oblouk

2.2.1.1 Statické působení

Jak již bylo zmíněno, hlavním znakem obloukových konstrukcí je zakřivená střednice, která by se měla optimálně co nejvíce blížit výslednicové čáře od zatížení. Pokud by se výslednicová čára přesně shodovala se střednicí oblouku, v průřezu by vznikala pouze normálová síla. Tento stav však není reálný. Vzhledem k proměnlivosti dopravního zatížení, teplotním změnám a tím pružné deformace oblouku, a také smrštění a dotvarováním se výslednicová čára neustále mění a v průřezu vždy budou vznikat ohybové momenty (viz. Obr. 2.5). Tyto ohybové momenty odpovídají součinu normálové síly a odchylky střednice oblouku a výslednicové čáry od zatížení. Snahou projektu je navrhnout oblouk takový, aby přídavné ohybové momenty byly co nejmenší.



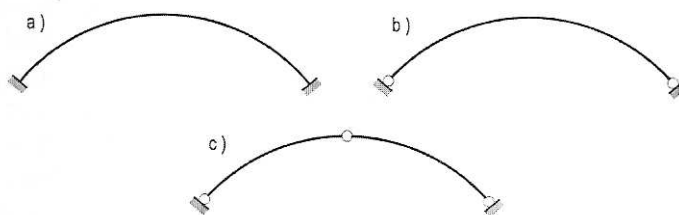
Obr. 2.5 Odchylka střednice od výslednicové čáry odpovídá průběhu ohybových momentů [4]

V praxi se zpravidla navrhuje takový průřez oblouku, aby minimálně nevznikalo tahové napětí a bylo ho možné zhotovit z prostého betonu. Tahové napětí je eliminováno dostatečně velkou normálovou silou, která působí jako předpětí a pokryje napětí od ohybových momentů. V dnešní době se setkáváme s požadavkem, aby měl oblouk štíhlý průřez. V tomto průřezu se, ale vyskytují značné ohybové momenty a na určitých místech vznikají tahová napětí, která musí být zachycena vhodně navrženou betonářskou výztuží.

Obloukové konstrukce je možno z hlediska statického působení rozdělit na konstrukce:

- oboustranně vetknuté (viz. Obr. 2.6 a))
- dvoukloubové (viz. Obr. 2.6 b))
- trojkloubové (viz. Obr. 2.6 c))

Čím větší počet kloubů, tím méně je konstrukce staticky neurčitá a je pak snadnější statický výpočet. Toto kritérium bylo důležité v minulosti, kdy nebyly dostupné výkonné výpočetní prostředky. Staticky určité konstrukce jsou také méně citlivé na objemové změny a účinky teplotních změn. U betonových konstrukcí, ale klouby komplikují realizaci konstrukce a mohou snižovat její trvanlivost.



Obr. 2.6 Statické soustavy oblouků a) vetknutý oblouk b) dvoukloubový oblouk c) trojkloubový oblouk [3]

U obloukových konstrukcí je možno definovat několik základních parametrů (viz. Obr. 2.2):

- rozpětí L
- vzezpečí f
- poměrné vzezpečí $\frac{f}{L}$ - výsledná hodnota by se měla pohybovat přibližně od 1/1 do 1/15, obvykle je mezi 1/3 až 1/6. Čím je menší poměrné vzezpečí (oblouk je plošší) tím narůstá normálová síla v oblouku a vodorovné reakce v patách. Naopak, čím je oblouk vyšší (poměrné vzezpečí je větší), tím je střednice delší a může být problém se stabilitou tvaru, což vede k zesílení průřezu a nevhodnému návrhu.
- smělost oblouku $\frac{L^2}{f}$ - díky smělosti oblouku se dá předběžně určit vodorovná síla, která v oblouku vzniká. Tato síla se označuje jako oblouková síla

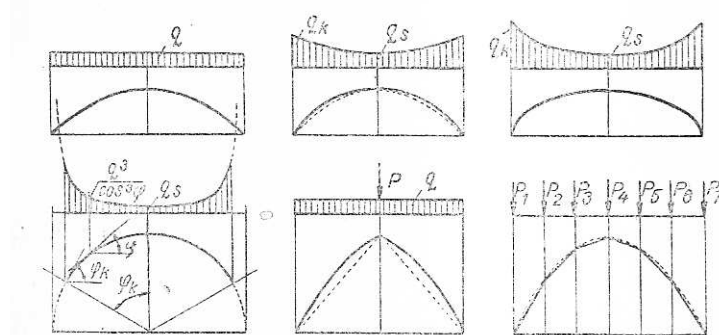
$$H = K * F_g * \frac{L^2}{f}, \quad (2.1)$$

kde K je konstanta pro určitý druh oblouku, F_g je veličina závislá na zatížení, $\frac{L^2}{f}$ je smělost oblouku [10].

2.2.1.2 Návrh oblouku

Jak již bylo zmíněno, nejprve je nutné stanovit tvar střednice a to tak aby se většina zatížení přenášela prostřednictvím tlakové normálové síla a ohybový moment byl co nejmenší. Pokud je mostovka na oblouku podepřena či zavěšena lokálně, byl by optimální tvar střednice polygon (viz. Obr. 2.7). Takový tvar střednice se však obvykle nenavrhuje a využívá se spíše plynulá křivka. Je potřeba se také zamyslet, jaké zatížení chceme správným tvarem střednice

vyrovnat. Většinou se střednice navrhuje na zatížení stálé a od určitého proměnného zatížení vznikají ohybové momenty. Druhá varianta je navrhnout střednici na zatížení stálé a na polovinu rovnoměrného zatížení dopravou. Pro nerovnoměrné zatížení dopravou, plné zatížení dopravou a bez zatížení dopravou sice vznikají ohybové momenty, ty by ale měli být menší než v prvním případě.



Obr. 2.7 Příklady různých tvarů oblouků pro různá zatížení [10]

Vhodnou křivkou, kterou je možno použít je parabola 4. stupně podle Chambauda (viz. Obr. 2.8).

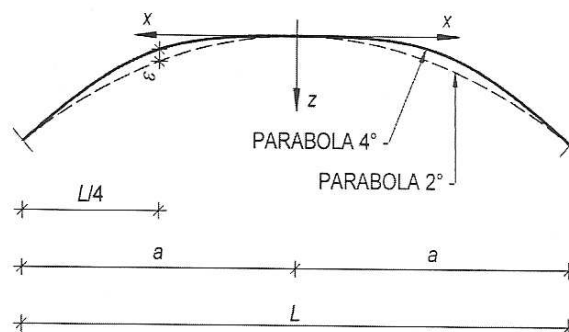
$$z = f \left[(1 - \varepsilon) \frac{x^2}{a^2} + \varepsilon \frac{x^4}{a^4} \right], \quad (2.2)$$

kde f je vzepětí oblouku, $a = L/2$; L je rozpětí oblouku, x je vzdálenost měřená od vrcholu oblouku,

$$\varepsilon = \frac{\pi - 1}{\pi + 5},$$

$$\pi = \frac{g_p + \frac{q}{2}}{g_v + \frac{q}{2}}$$

kde g_p je stálé zatížení v patě oblouku (na 1 m délky konstrukce),
 g_v je stálé zatížení ve vrcholu oblouku (na 1 m délky konstrukce),
 q je pohyblivé zatížení na mostovce (na 1 m délky konstrukce) [10].



Obr. 2.8 Parametry střednice podle Chambauda - viz. vztah (2.2) [3]

Dalším krokem je samotný návrh průřezu oblouku. Průběh namáhání (vč. průběhu vnitřních sil) po délce oblouku je také ovlivněn průběhem tuhosti průřezu. Jeden možný přístup je tedy takový, že tam kde je menší ohybové namáhání (vrchol) se navrhuje průřez s menším momentem setrvačnosti a kde je větší ohybový moment (pata) tam je průřez s větším momentem setrvačnosti. Čili průřez resp. jeho výška se zvětšuje směrem k patě oblouku. Se zvětšující výškou se zvětšuje i plocha, což je v patě oblouku kde působí největší normálová síla výhodné. Průběh momentů setrvačnosti se dá určit např. podle vzorce

$$I_x = \frac{I_s}{f(x) * \cos(\varphi x)}, \quad (2.3)$$

kde I_s je moment setrvačnosti průřezu ve vrcholu oblouku,
 φ_x je sklon tečny střednice k ose z ,
 x je vodorovná souřadnice od vrcholu oblouku,
 $f(x)$ je funkce závislá na druhu a vzepětí oblouku [3].

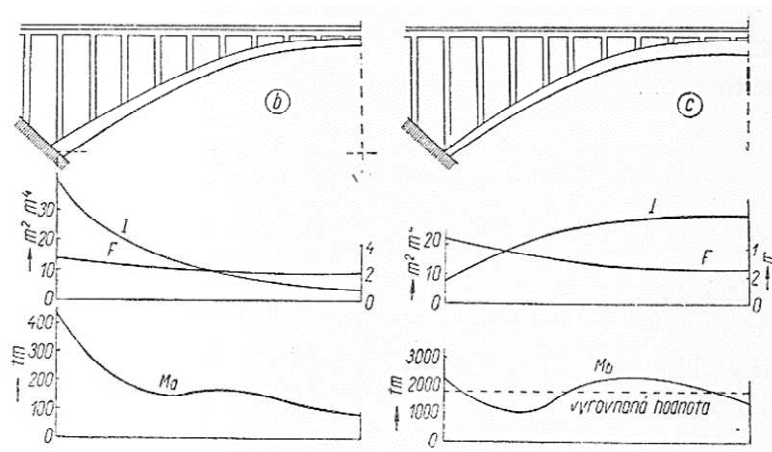
Pro nízké vetknuté oblouky a dvoukloubové je doporučeno $f(x) = 1$,

pro vyšší vetknuté oblouky při poměru vzepětí a rozpětí $f/L = 1/3$ až $1/4$

$$f(x) = \left(1 - 0,7 \frac{x^4}{a^4}\right), \quad (2.4)$$

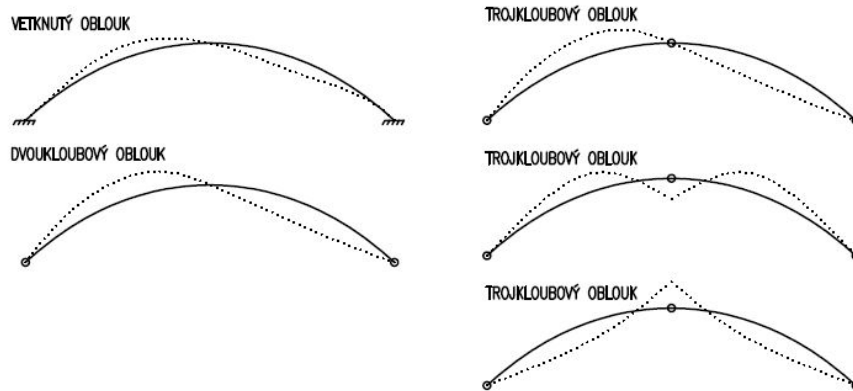
kde $a = L/2$ [4].

Výsledkem postupu je, že se průřez zvětšuje směrem k patkám. Tím se zvětšuje (oproti oblouku s konstantním průřezem) i jeho tuhost a tím také ohybové momenty. Aby se tomuto zvýšení momentů v pátkách předešlo, byly realizovány i konstrukce, u kterých se tuhost směrem k patkám naopak zmenšovala. Aby se nezmenšovala, ale i plocha oblouku (z důvodu zvětšující se normálové síle), průřez se zvětšoval do šířky. Průběhy momentů jsou znázorněny na Obr. 2.9.



Obr. 2.9 Znázornění oblouku s rozměry a průběh momentu setrvačnosti I [m^4], plochy průřezu F [m^2] a ohybových momentů M [tm]
 b) při zvětšování výšky průřezu od vrcholu k patkám
 c) při zmenšování výšky průřezu od vrcholu k patkám, ale zvětšování šířky oblouku [10]

Při posouzení oblouku na mezní stavy únosnosti je nutné oblouk posoudit také z hlediska vybočení. Ke změně tvaru střednice může docházet nejen od silových účinků (zatížení), ale i od nesilových jako jsou dotvarování a smršťování betonu a tyto nadměrné deformace mohou vést až ke ztrátě stability. Oblouk může vybočit jednak v rovině oblouku nebo kolmo k jeho rovině.



Obr. 2.10 Tvary vybočení střednice v rovině oblouku nespolutpůsobícího s mostovkou

Pro předběžný návrh je možné použít následující účinné délky oblouků pro vybočení v rovině střednice.

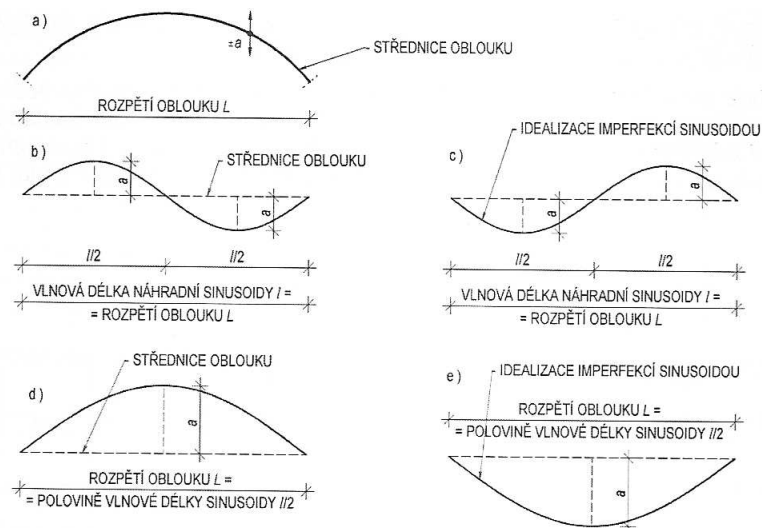
- trojkloubové $L_0 = 0,58L$
- dvoukloubové $L_0 = 0,54L$
- vetknuté $L_0 = 0,36L$

Kde L je délka střednice oblouku [3].

Při posuzování konstrukce je důležité počítat nejen s jejím ideálním tvarem, ale je potřeba zohlednit i výrobní nepřesnosti tzv. počátečními imperfekcemi. Imperfekce mohou být v rovině oblouku idealizovány sinusoidou, s amplitudou danou vztahem

$$a = \theta_i * \frac{l}{2}, \quad (2.5)$$

kde l je polovina vlnové délky (viz. Obr. 2.11).

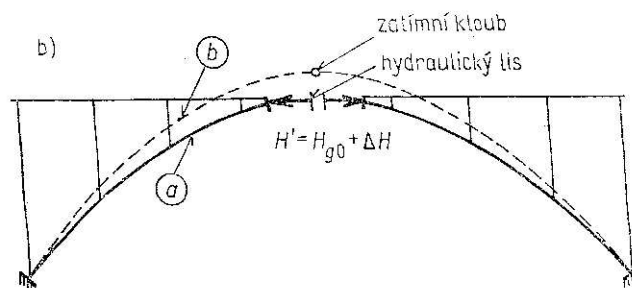


Obr. 2.11 Idealizace imperfekcí v rovině oblouku a) schéma konstrukce, b) a c) nesymetrický průběh imperfekcí, d) a e) symetrický průběh imperfekcí [3]

Kromě posouzení stability v rovině oblouku je nutné oblouk posoudit i na vybočení kolmo k jeho rovině. Oblouk lze posoudit jako přímý prut o délce měřené po zakřivené střednici, s okrajovými podmínkami odpovídajícími skutečnému způsobu uložení. Stabilitu je možné zajistit např. rozpěrami.

2.2.1.3 Rektifikace oblouku

Při výstavbě obloukových konstrukcí je vhodné „uměle“ vnést obloukovou sílu provést tzv. rektifikaci oblouku. Jedná se o to, že při výstavbě není oblouk zatížen stejně jako v definitivním stavu a je nutné ho „předepnout“ tak, aby nedocházelo k vychýlení tvaru střednice oblouku. Touto silou vlastně simulujeme konečný stav konstrukce již po pružném přetvoření (např. vlivem zatížení), smrštění betonu, dotvarování a zatlačení opěr oblouku. Tato síla se ve většině případů vnese hydraulickými lisami během výstavby. Nejdříve se vybetonuje skoro celý oblouk od patek k vrcholu a ve vrcholu se ponechá mezera. Do této mezery se vloží hydraulické lisy a do oblouku se vnese požadovaná normálová síla. Pokud chceme do oblouku vnést i určitý ohybový moment, umístí se lisy excentricky. Po vnesení síly se mezera zabetonuje a pokračuje ve výstavbě. Skruž nebo závěsy se zpravidla odstraní, až když je oblouk hotový.



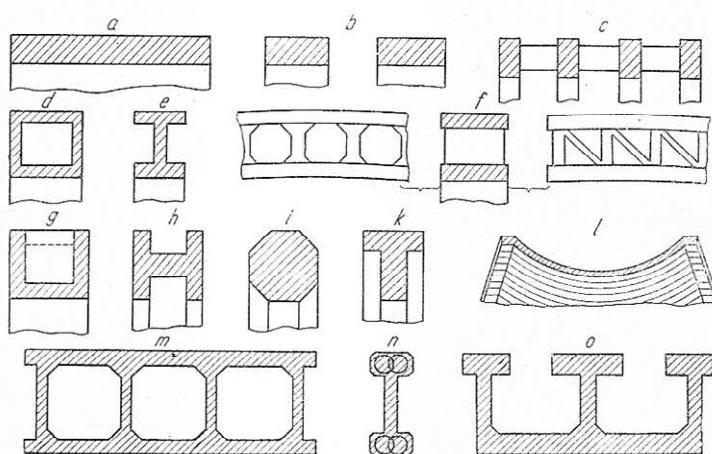
Obr. 2.12 Schéma rektifikace oblouku pomocí hydraulických lisů [4]

Oblouková síla se dá vnést do konstrukce i pomocí závěsů (viz. 2.3.1.2).

2.2.1.4 Materiály a příčný řez

Oblouky se navrhují jako betonové (z prostého betonu, železobetonu, předpjaté), ocelobetonové, ocelové, dřevěné, kamenné nebo cihelné. Poslední dva materiály se využívají především u klenbových konstrukcí.

Betonový oblouk se v dnešní době většinou navrhuje jako železobetonový. Díky normálové síle, která v oblouku působí jako předpětí a eliminuje tahové napětí, by se teoreticky dal oblouk navrhnout pouze z prostého betonu. Nicméně v současnosti je trend subtilnějších průřezů, ve kterých se vyskytují tahová napětí, tudíž se většinou navrhuje oblouk železobetonový. Díky výztuži je také omezený vznik trhlin od smrštění a teplotních změn a menší míra dotvarování. Jelikož je podélná výztuž tlačena je potřeba ji zajistit proti vybočení. Většinou je zajištěna pomocí třmenů, které zároveň zvyšují únosnost ve smyku.



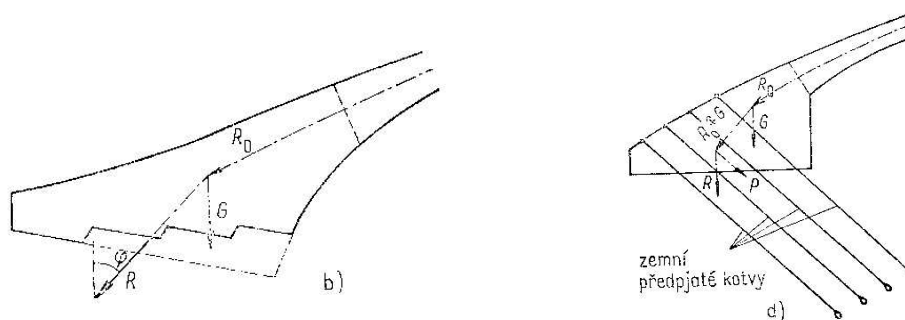
Obr. 2.13 Ukázka příčných řezů oblouku [10]

Oblouk může být navržen jako obloukový pás nebo se skládá z obloukových žebér spojených ztužidly. Průřezy obloukových pásů mají tvar obdélníku plného nebo dutého. Průřezy obloukových žebér se navrhují v mnoha tvarech, některé příklady jsou na Obr. 2.13. Oblouky mohou být výjimečně i příhradové.

2.2.2 Založení

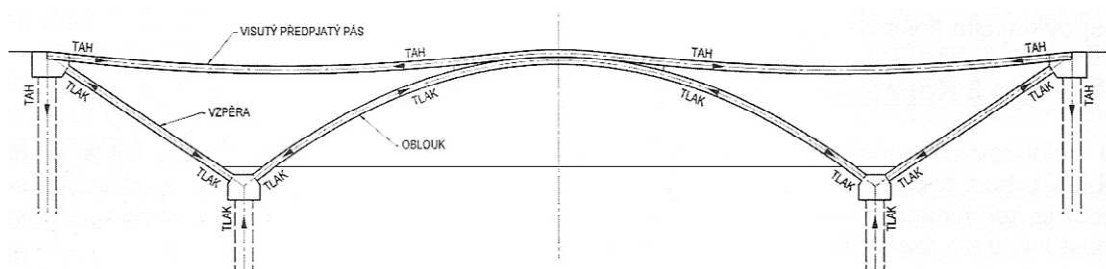
U obloukových konstrukcí je nutné zachytit poměrně velkou vodorovnou složku reakcí. Proto se většina obloukových mostů staví na kvalitním podloží. U podloží s nesoudržnými zeminami je nutné, aby sklon výslednice od svislé síly byl menší než úhel vnitřního tření zeminy, jinak hrozí vodorovné posunutí základu. Pokud tuto podmínku nelze dodržet je třeba navrhnout hlubinné základy. Pak je nutné tuto konstrukci posoudit především na vodorovnou únosnost a tuhost pilot. Pokud tato podmínka není splněna, dochází k zatlačování patek, rozevírání oblouku a výraznému nárůstu namáhání konstrukce. Pokud podloží není ideální, je vhodnější zvolit jiný typ konstrukce.

Základovou spáru se snažíme navrhovat kolmo k výsledné síle (výslednice z oblouku a tíhy základu). Abychom zmenšili objem zemních prací, můžeme základovou spáru navrhnout zazubenou nebo zajistit základ proti posunutí zemními kotvami (viz. Obr. 2.14).



Obr. 2.14 Vlevo zazubená základová spára, vpravo základ se zemními kotvami [4]

Další možností jak zajistit vodorovnou odolnost založení je navrhnout tzv. samokotvenou konstrukci. (viz. Obr. 2.15). Díky vzpěře u této konstrukce, která spojuje opěru oblouku s opěrou mostu, vznikají v podporách pouze svislé reakce (tlak a tah). Díky velké rozmanitosti proměnného zatížení by mohly vznikat v základech oblouku i nějaké vodorovné síly. Nicméně z velké většiny jsou tyto síly přenášeny pomocí vzpěry do krajní opěry a přes ni do mostovky. Mostovka je tedy namáhána tahem, proto se ve většině případů navrhuje jako visutý předpjatý pás.



Obr. 2.15 Schéma samokotvené konstrukce [3]

U mostu s více oblouky, mají každé dva oblouky společnou podpěru (pilíř). Tato podpěra nemusí být vždy zatížena symetricky (např. pokud jeden oblouk je větší) a je nutno tuto podpěru navrhnout na danou vodorovnou sílu. Někdy se také žádá, aby daná podpěra odolávala jednostrannému tlaku oblouku např. při zničení přilehlého pole (např. železniční most v Praze Braníku). Opět je nutné navrhnout opěru i proti vodorovnému posunutí.

2.2.3 Mostovka, závěsy a vzpěry

2.2.3.1 Statické působení mostovky

Jak již bylo řečeno, rozeznáváme oblouky s horní mostovkou, s mezilehlou a dolní mostovkou. Horní mostovka většinou působí jako spojitý nosník podepřený vzpěrami/pilíři a obloukem. Většinou je mostovka s obloukem spojena tuze (vetknutím) a tím s obloukem spolupůsobí a vznikají v ní ohybové momenty při poklesu vrcholu oblouku. Je možné tomuto spolupůsobení zabránit a uložit mostovku kloubově např. přerušit mostovku dvěma klouby (viz. Obr. 2.16).



Obr. 2.16 Podepření mostovky ve vrcholu oblouku (nespolupůsobící mostovka) [10]

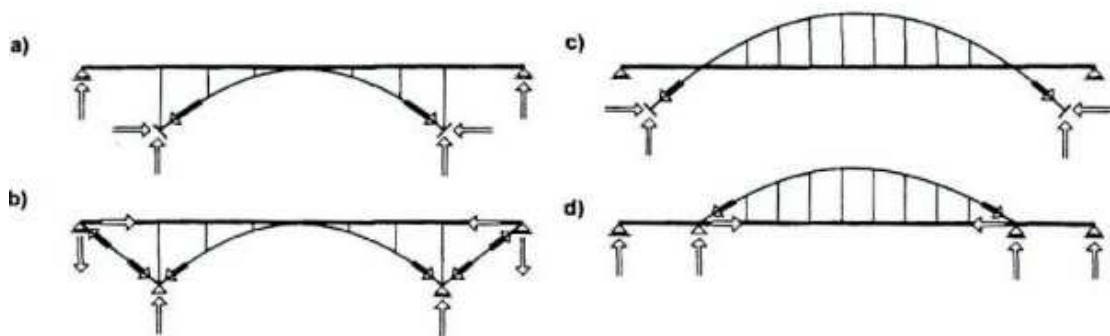
Spojení vrcholu oblouku s mostovkou může být provedeno buď vetknutím (mostovka a oblouk má společnou část) nebo podepřením mostovky vzpěrami, které jsou buď vetknuté, nebo fungují jako kyvné pruty.



Obr. 2.17 Podepření mostovky ve vrcholu oblouku vpravo podepřené vzpěrami, vlevo vetknuté [10]

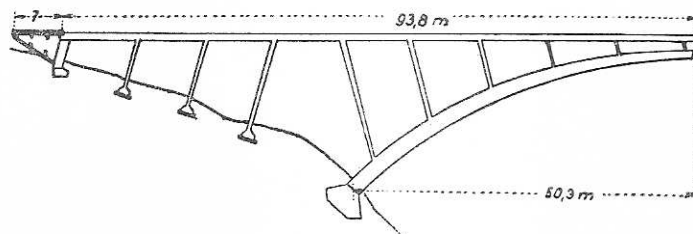
Důležité je umožnit mostovce volně dilatovat. To je možné provést u krátkých stojek tak, že se uloží buď na posuvné ložisko, nebo se tyto stojky navrhnu jako kyvné pruty s pevnými klouby na obou koncích. Klouby mohou být provedeny např. jako vrubové klouby. Vysoké stojky se mohou uložit stejně jako krátké nebo na jednom či obou koncích uložit tuze (vetknutím). Vysoké stojky mají většinou velmi malou ohybovou tuhost, tudíž je tuhost rámového spojení zanedbatelná. Z hlediska provádění a trvanlivosti je nevhodnější vzpěry do oblouku i do mostovky vetknout.

Dolní nebo mezilehlá mostovka zavěšená na závěsech působí jako spojitý nosník. Dolní mostovka může sloužit jako táhlo zachycující obloukové vodorovné síly.



Obr. 2.18 Typy obloukových konstrukcí a reakce v založení a) s horní mostovkou, b) samokotvená konstrukce (viz. 2.2.2), c) s mezilehlá mostovkou, d) s dolní mostovkou (Langrův trám) [17]

Vzpěry i závěsy mohou být svislé nebo šikmé. Důležité je nezapomenout, že šikmé závěsy/vzpěry vnášejí do mostovky i normálovou sílu v podobě tlaku nebo tahu.

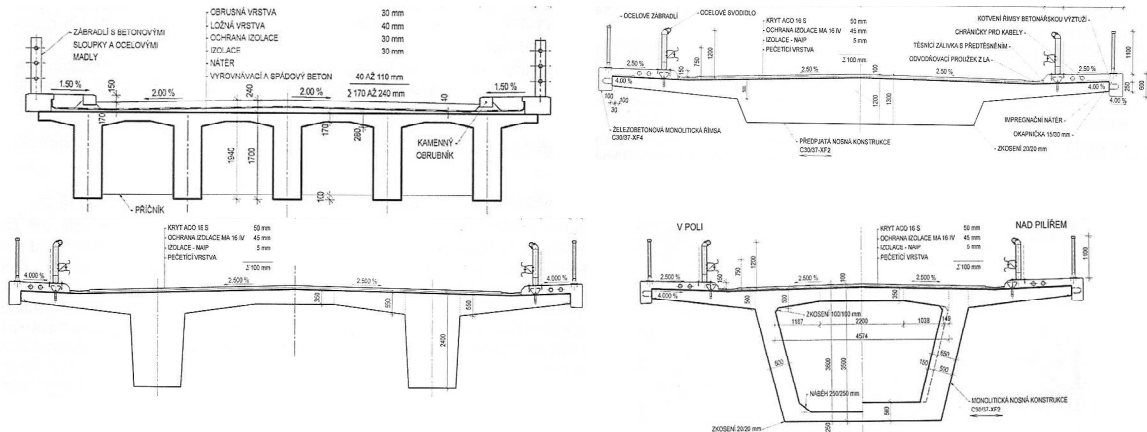


Obr. 2.19 Podepření mostovky šikmými sloupy [10]

2.2.3.2 Materiály a příčný řez mostovky

Mostovka se navrhuje jako železobetonová nebo předpjatá, ocelová nebo spřažená ocelobetonová. Mostovka může být monolitická nebo prefabrikovaná (se spřaženou železobetonovou nebo ocelobetonovou deskou případně čistě ocelová).

Z hlediska příčného řezu může být betonová mostovka desková, trémová (jeden trám, dvoutrám nebo vícetrám) a výjimečně i komorový průřez.



Obr. 2.20 Příklady příčných řezů vlevo nahoře vícetrám, vlevo dole dvoutrám, vpravo nahoře desková mostovka, vpravo dole komorový průřez [3]

2.2.3.3 Materiály a příčný řez vzpěr a závěsů

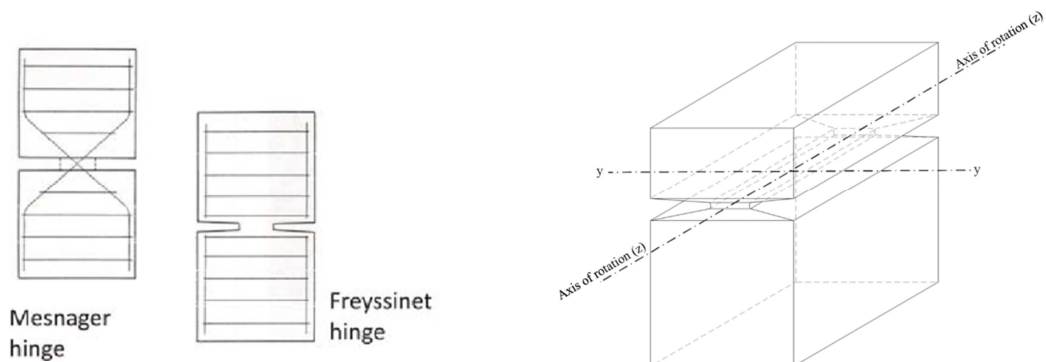
Závěsy bývají většinou ocelové. Dříve se u betonových mostů používali i železobetonové závěsy kde bylo snadné spojení s obloukem a mostovkou betonářskou výztuží. Tah v těchto závěsech přenášela pouze výztuž a beton sloužil jako její dodatečná ochrana proti korozi.

Materiál vzpěr se volí s ohledem na materiál oblouku a mostovky. Betonové vzpěry mohou být tvořeny dvěma (obvykle plnými) sloupy, průběžnou stěnou, mohou mít tvar T atd. Hlavní nosnou výztuží jsou zde podélné pruty, které musí být dostatečně zajištěny příčnou výztuží (třmeny) proti vybočení. Ocelové vzpěry se používají zřídka, většinou se kombinují s ocelovým obloukem.

Vzpěry jsou většinou štíhlé tlačené prvky a musí se tedy posoudit na vzpěrný tlak. Vzpěrná délka se musí zvolit v závislosti na uložení s mostovkou a obloukem. Je zde také nutné uvažovat výrobní nepřesnosti a zohlednit je v počátečních imperfekcích. Jsou-li vzpěry velmi štíhlé, musí se provést jejich analýza podle teorie II. řádu.

2.2.3.4 Spojení vzpěr s obloukem a mostovkou

U betonových vzpěr se propojení s mostovkou a s obloukem provádí pomocí betonářské výztuže. Nejjednodušší je tuhý rámový spoj (vetknutí). U kloubového spojení se nejčastěji používá tzv. vrubový kloub (viz. Obr. 2.21) nebo je možné vložit mezi vzpěru a mostovku ložisko (pevné nebo posuvné).



Obr. 2.21 Vrbový kloub - vpravo Mesnagerův a Freyssinetův kloub, vlevo 3D schéma [18]

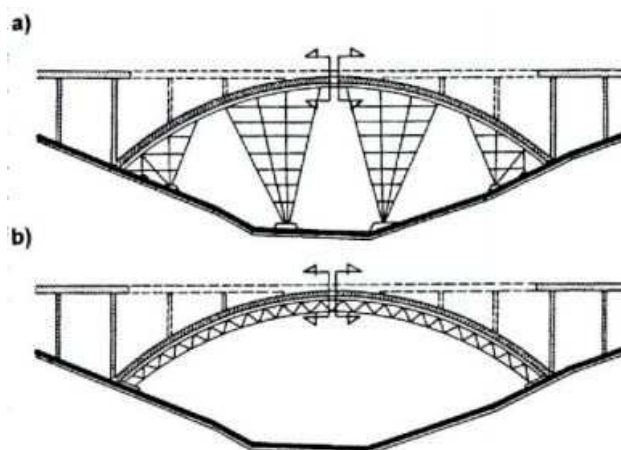
U ocelové vzpěry se dají k ocelovým obloukům a mostovkám snadno připojit kloubově. Spojení ocelových vzpěr s betonovou mostovkou se provede částečným zabetonováním ocelového příčnicku nebo jeho spřažením pomocí trnů.

2.3 Způsob výstavby betonových mostů

2.3.1 Výstavba oblouku

2.3.1.1 Na pevné skruži

V minulosti se jednalo prakticky o jedinou technologii použitelnou pro tento typ konstrukce, a proto se na skruži betonovaly i velké oblouky. Celý oblouk bylo nutné rozdělit podélně popřípadě i po příčném řezu na promyšlený sled betonážních celků, tak aby se minimalizovalo namáhání skruže a také aby se minimalizovalo ovlivnění oblouku objemovými změnami betonu (smršťování). Nejdříve se tedy postavila poměrně mohutná konstrukce skruže, na kterou se následně umístilo bednění a začalo se samotnou výstavbou. I u betonáže na skruži se v některých případech uvažovala rektifikace oblouku pomocí hydraulických lisů a vnesení obloukové síly. Další možností bylo použití nadvýšení skruže, až po dokončení výstavby (vnesení veškerého zatížení) se střednice oblouku dostala do správné polohy. V současné době je u velkých mostů tato technologie z důvodu pracnosti a nákladů na výstavbu skruže již nepoužívaná a využívá se spíše u menších konstrukcích.

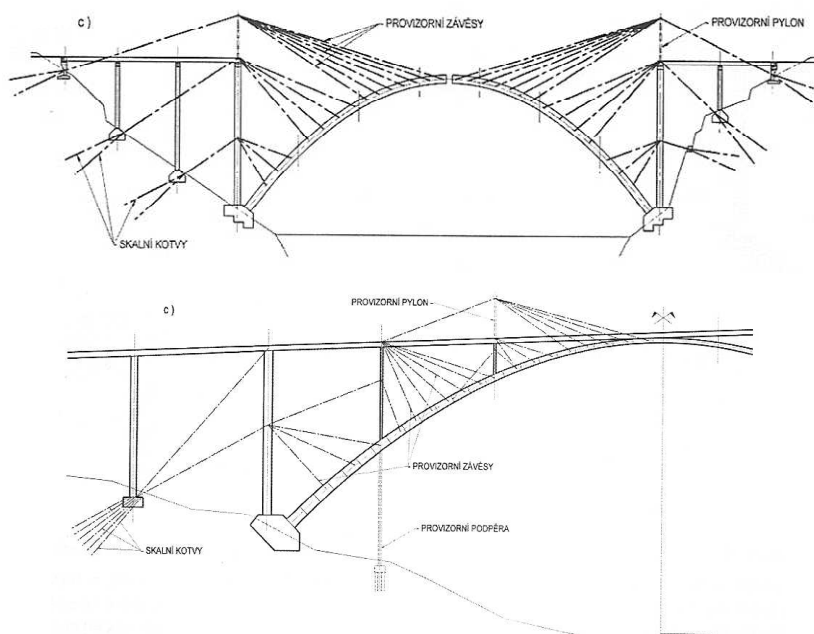


Obr. 2.22 Dva příklady výstavby na pevné skruži [10]

2.3.1.2 Letmá betonáž s postupným vyvěšováním

Při použití této technologie, která patří v dnešní době u velkých mostů k nejpoužívanějším, se po realizaci spodní stavby betonuje oblouk po krátkých úsecích tzv. lamelách. Nejprve se vybetonují lamely u patek oblouku a dále se betonují jednotlivé poloviny oblouku letmo směrem k jeho vrcholu. Během letmé betonáže se již hotové části oblouku vyvěšují pomocí provizorních závěsů. U některých konstrukcích je nutné pro zvětšení úhlu závěsů postavit ještě dočasný pylon. Po dokončení obou polovin oblouku je nutné vnést do konstrukce obloukovou sílu, což lze opět provést pomocí roztlačení obou polovin hydraulickými lisami a následným dobetonováním uzavírací spáry. Jinou možností je upravit nadvýšení obou polovin oblouku pomocí závěsů tak, aby po dobetonování a uvolnění provizorních závěsů oblouk dosáhl požadovaného tvaru a průběhu vnitřních sil.

Místo monolitické letmé betonáže je možné použít tuto metodu vyvěšování také pro montáž prefabrikovaných segmentů.



Obr. 2.23 Schéma letmé betonáže s postupným vyvěšováním [3]

2.3.1.3 Letmá betonáž s vytvořením dočasného příhradového nosníku

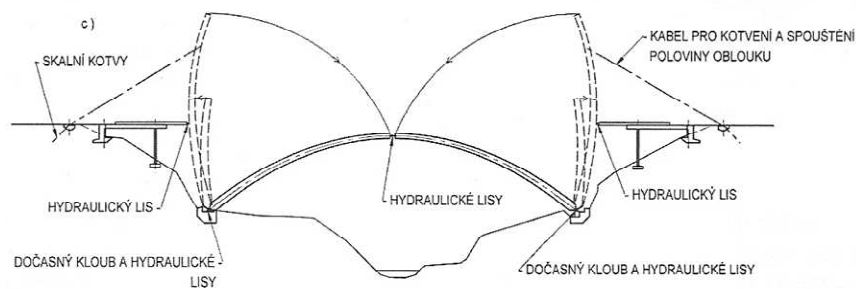
Při použití této technologie, v dnešní době také poměrně rozšířené, se kompletní konstrukce obloukového mostu (tzn. oblouk, vzpěry i mostovka) provádí po částech. Během realizace již hotová část konstrukce působí dočasně jako příhradový nosník tím, že se doplní provizorními závěsy (diagonály). Během výstavby je nutné, aby byla zachycena i tahová síla v mostovce např. pomocí předpětí a zakotvením do opěry pomocí zemních kotev. Po dokončení obou polovin konstrukce se oblouk ve vrcholu roztlačí hydraulickými lisami a dobetonuje se uzavírací spárou. Následně je možné odstranit provizorní diagonály a kotvy.



Obr. 2.24 Schéma letmé betonáže s vytvořením dočasného příhradového nosníku [3]

2.3.1.4 Sklápění

K realizaci oblouku byla použita i metoda sklápění. V této metodě se obě poloviny oblouku vybetonují letmo ve svislé poloze, ve které jsou udržovány pomocí hydraulických lisů a provizorních závěsů. Poloha obou polovin se tím dá rektifikovat tak, aby byly během výstavby minimalizovány ohybové momenty a deformace. Po dokončení se obě poloviny sklopí do definitivní polohy okolo dočasných kloubů v patách. Následně se poloviny oblouku rozeprou hydraulickými lisami a dobetonuje se uzavírací spára ve vrcholu oblouku popřípadě i provizorní klouby v patách.



Obr. 2.25 Schéma výstavby mostu pomocí sklápění oblouku [3]

2.3.1.5 Další metody výstavby

Kromě výše uvedených metod existují i další méně používané.

Například využití ocelové příhradové konstrukce, která se smontuje uvnitř prostoru budoucího oblouku a na kterou se následně zavěsí bedně. Ocelová konstrukce tedy přenáší i tíhu čerstvého betonu při betonáži oblouku. Někdy se těmito konstrukcím se samonosnou betonářskou nebo tuhou výztuží říká Melanovy oblouky (viz. 2.4.1 Most Závodu Míru ve Zbraslavi).

Další možností je montáž ocelového nebo prefabrikovaného komorového (trubkového, korýtkového) průřezu, který je následně vyplněn (vyinjektován) betonem. Po vyplnění působí průřez jako spřažený ocel – beton nebo beton – beton. Tato konstrukce se využívá u oblouku s menším rozpětím.

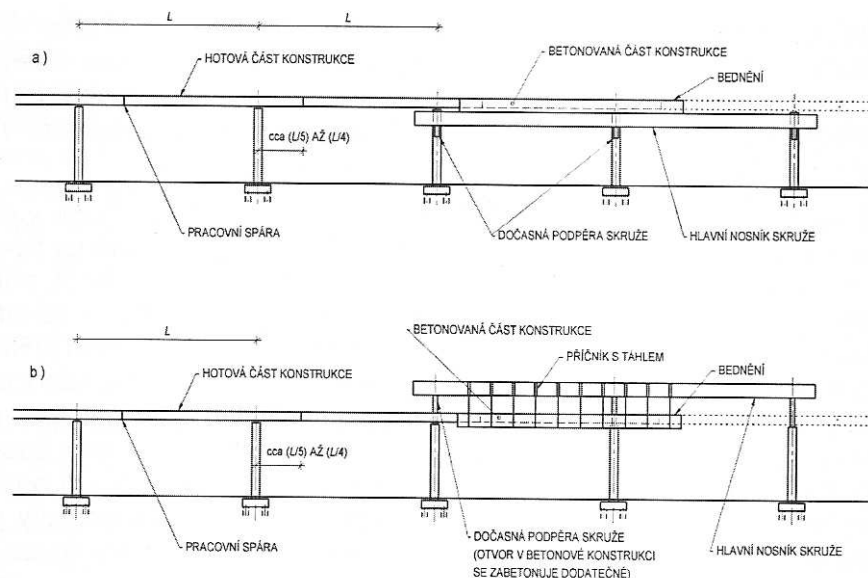
2.3.2 Výstavba mostovky

Postupů a technologií výstavby betonových mostovek je nepřehledné množství. V této kapitole bude zmíněno pouze několik metod výstavby betonových mostovek používané u obloukových mostů.

2.3.2.1 Na výsuvné skruži

Výsuvné skruže slouží pro výstavbu dlouhých monolitických konstrukcí ale i je-li konstrukce vedena nad nepřístupnou překážkou. Manipulace se skruží i bedněním během výstavby je maximálně zjednodušena a urychlená. Základním nosným prvkem výsuvné skruže je ocelový nosník, který pojíždí po provizorních nebo definitivních podpěrách. Dle polohy hlavního nosníku rozeznáváme skruž s nosníkem:

- pod konstrukcí mostu (viz. Obr. 2.26 a))
- nad konstrukcí mostu (viz. Obr. 2.26 b))



Výhodou skruže s hlavním nosníkem pod konstrukcí mostu je zcela volná pracovní plocha pro výstavbu nosné konstrukce. Nevýhodou je potřeba dodatečného jeřábu pro dopravu materiálu a větší výška pro skruž a bednění.

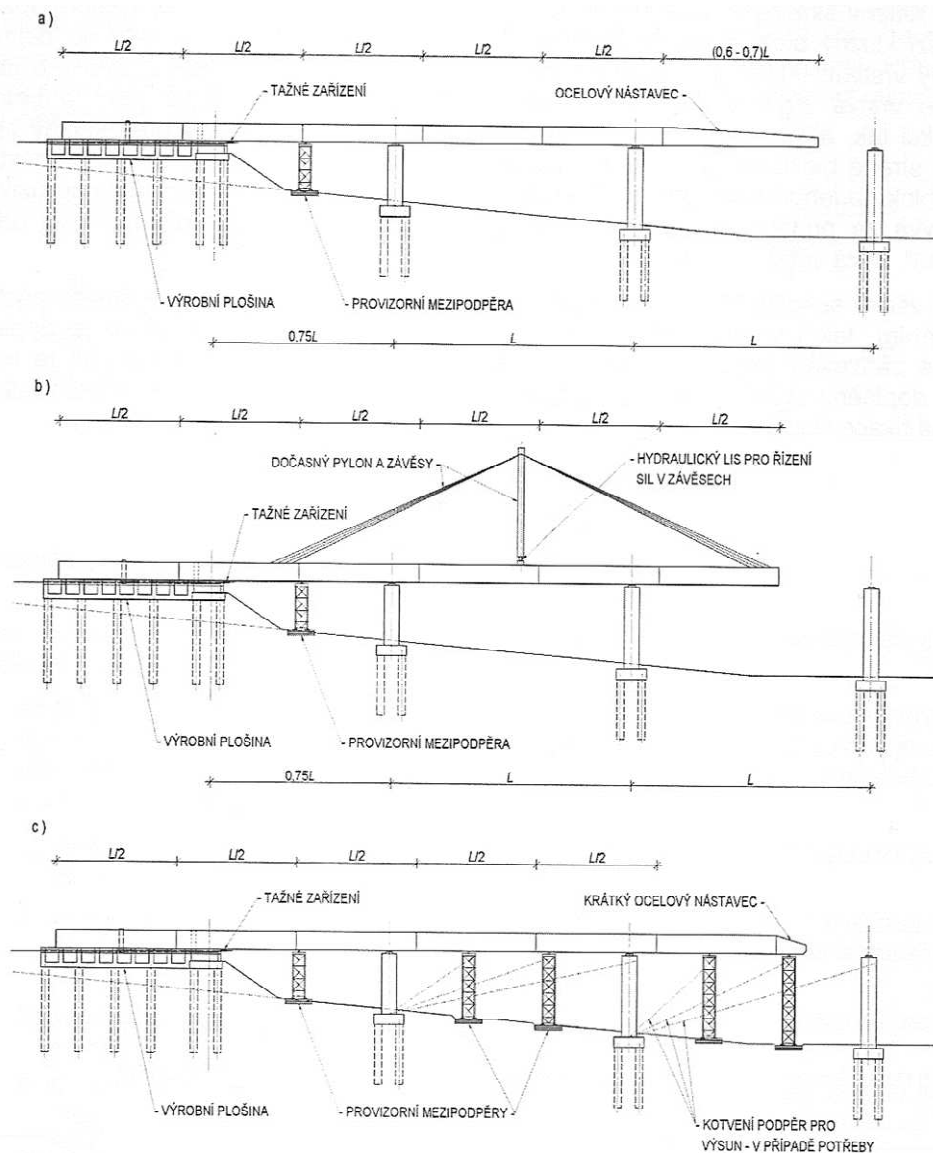
Výhodou skruže s hlavním nosníkem nad konstrukcí mostu je, že nosník lze využít i jako jeřáb a je potřeba menší výška skruže a bednění. Nevýhodou jsou samozřejmě závěsy bednění, které omezují pracovní prostor.

2.3.2.2 Postupné vysouvání

Postupné vysouvání je postup výstavby, který do určité míry kombinuje výhody monolitických i prefabrikovaných konstrukcí. Po realizaci spodní stavby a pilířů/vzpěr se za opěrou zřídí výrobní plošina, na které se postupně vyrábějí části nosné konstrukce po lamelách. Následně se celá hotová konstrukce posune nad přemostovanou překážkou a celý postup se opakuje.

Vzhledem k tomu, že konstrukce při vysouvání mění svůj statický systém, mění se vnitřní síly v průřezech a zejména ohybové momenty, proto se tyto konstrukce dělají většinou předpjaté. I přesto je konzolový moment v přední části vysouvané konstrukce tak namáhán, že by průběh ohybových momentů byl nepřijatelný a proto je nutné tento moment (konzolový) během výsunu snižovat. K tomu se obvykle používá jeden ze tří následujících způsobů:

- lehký ocelový nástavec (viz. Obr. 2.27 a))
- vyvážení čela konstrukce přes provizorní pylon (viz. Obr. 2.27 b))
- použití provizorních mezipodpěr (viz. Obr. 2.27 c))

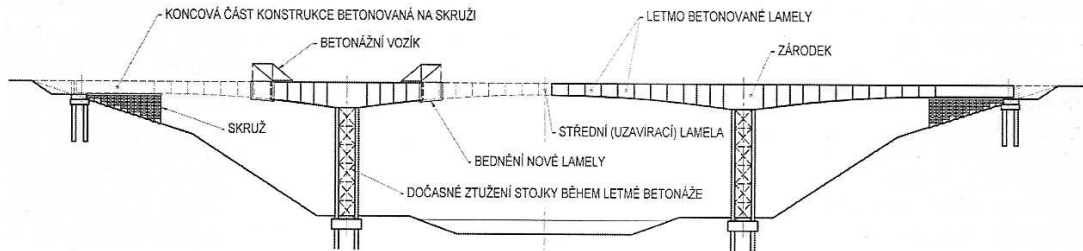


Obr. 2.27 Schéma výsunu konstrukce a prostředky pro snížení konzolového momentu
a) ocelový nástavec, b) dočasný pylon, c) provizorní mezipodpěry [3]

2.3.2.3 Letmá betonáž

Při použití této technologie se hlavní nosná konstrukce postupně betonuje konzolovým způsobem od podpěr po krátkých monolitických částech (lamelách). Výstavba tedy probíhá prakticky nezávisle na terénu pod mostem. Postup je takový, že se na vrcholu podpěry nejdříve vybetonuje první část nosné konstrukce tzv. zárodek. Jeho délka je asi 10 až 15 m, aby bylo

možné na jeho povrch umístit dvojici betonážních vozíků, pomocí kterých se betonují další části konstrukce (lamely). Z hlediska stability vahadla a namáhání spodní stavby je optimální, když betonáž obou lamel na obou koncích vahadla probíhá zároveň. Postup je znázorněn na Obr. 2.28.



Obr. 2.28 Schéma výstavby mostu letmou betonáží [3]

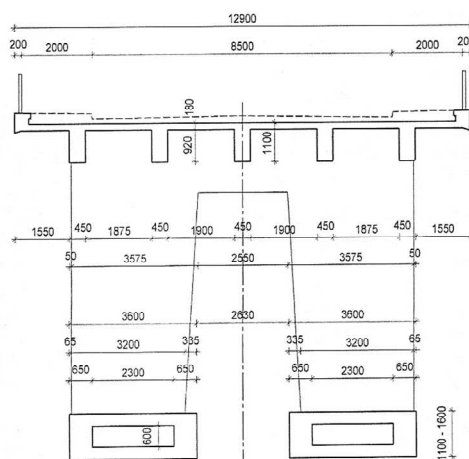
2.4 Příklady realizovaných obloukových mostů

V této kapitole je uvedeno několik příkladů realizovaných obloukových betonových mostů s horní mostovkou.

2.4.1 Most Závodu Míru ve Zbraslavi



Obr. 2.29 Pohled na most [19]



Obr. 2.30 Příčný řez [3]

$$L = 86 \text{ m}, f = 12,75 \text{ m}, \frac{f}{L} = \frac{1}{6,75}$$

Jedná se o silniční most s vícetrámovou mostovkou s dutým obloukem. Střednice oblouku má tvar 2. stupně. Výška dutého oblouku je ve vrcholu 1,10 m a v patce 1,60 m (dutina má konstantní průřez, mění se pouze horní a dolní část desky viz. Obr. 2.30). Mostovka je podpírána vzpěrami ve vzdálenosti 10,00 m. Vzpěry tl. 0,30 m jsou rámově spojeny s obloukem. Ve vrcholové části oblouku je v délce 27,00 m nadbetonovaná část nespolutřobící s obloukem, která je ukončena příčnicí, na nichž jsou uloženy trámy mostovky na pevných ložiscích.

Na výstavbu oblouku byla použita samonosná příhradová výztuž ze svařené betonářské výztuže. Tato kostra byla potažena kovovou sítí s oky 0,40 mm, která sloužila jako bednění. Příhradová kostra byla smontována s pomocí dočasných podpěr, které byly před betonáží odstraněny. Podobná technologie byla použita i pro betonáž trámů mostovky.

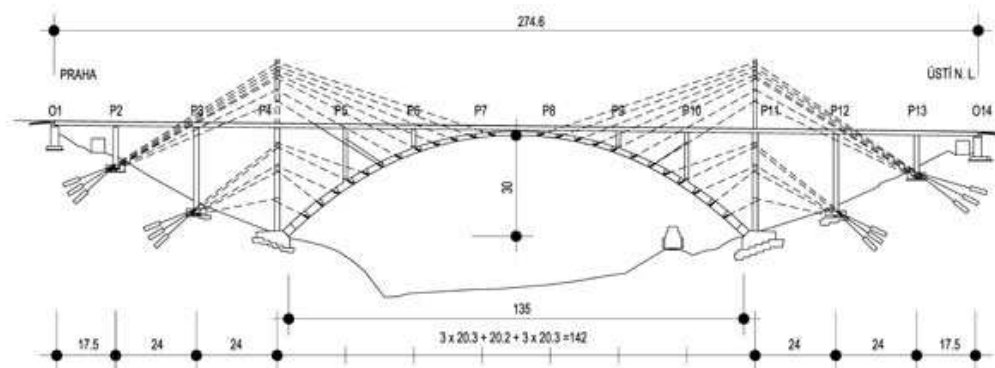
2.4.2 Obloukový most přes Opárenské údolí



Obr. 2.31 Pohled na most [20]



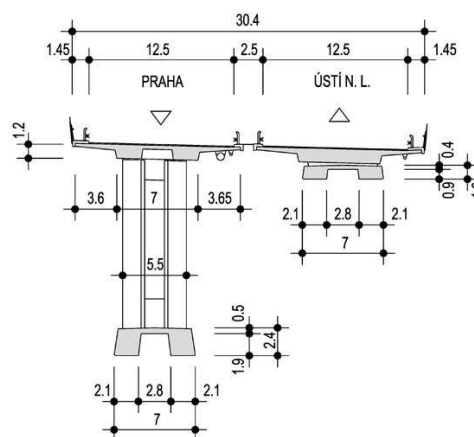
Obr. 2.32 Výstavba oblouku [21]



Obr. 2.33 Schéma výstavby mostu [8]



Obr. 2.34 Výstavba mostu [22]



Obr. 2.35 Příčný řez mostovkou a oblouku [8]

$$L = 135 \text{ m}, f = 30 \text{ m}, \frac{f}{L} = \frac{1}{4,50}$$

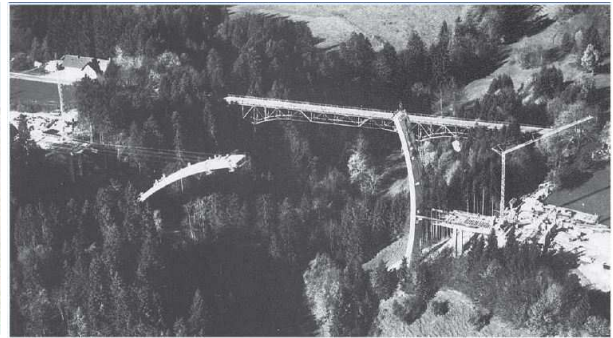
Tento dálniční most má dvoutrámovou mostovku v malém směrovém oblouku. Hlavní nosná konstrukce železobetonový oblouk je veden v přímé a jedná se o dvoutrámový oblouk tl. 1,30 m až 2,40 m, šířky 7,00 m se skloněnými boky. Mostovka je oproti oblouku a vzpěrám odsunuta o cca $\pm 0,35$ m.

Oblouk byl vzhledem k nepřístupnosti údolí betonován letmo s postupným vyvěšováním přes dočasný pylon. Délka lamel oblouku byla až 5,60 m. Mostovka byla betonována na výsvuné skruži s horním nosnou konstrukcí. V průběhu výstavby se stavaři potýkali při betonáži s řadou technologických problémů. Jeden z nich představovalo hydratační teplo u masivních průřezů zejména v patě oblouku. Tento problém nakonec vyřešili chlazením betonu vodou vedených v trubkách uvnitř segmentů.

2.4.3 Most Argentobel (Německo)



Obr. 2.36 Pohled na most [23]



Obr. 2.37 Sklápění oblouku [9]

$$L = 145 \text{ m}, f = 29 \text{ m}, \frac{f}{L} = \frac{1}{5,00}$$

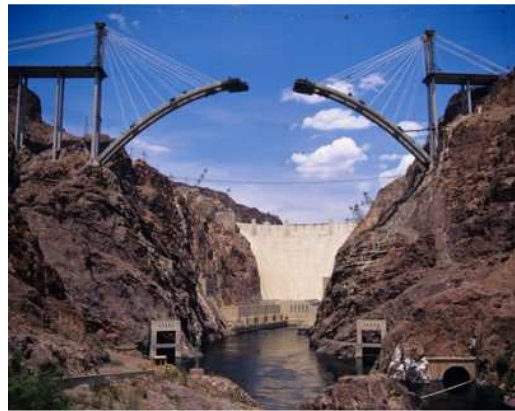
Most Argentobel v Německu má dvoutrámovou mostovku podepřenou dutým obloukem. Dutý průřez oblouku má šířku 8,50 m a proměnnou výšku 2,00 – 3,50 m.

Výstavba byla zahájena betonáží podpěr a částí mostovky mimo oblouk. Vlastní oblouk byl realizován po polovinách betonovaných ve svislé poloze a sklopených pomocí provizorních závěsů a hydraulických lisů do definitivní polohy. Most byl uveden do provozu asi v roce 1986.

2.4.4 Most u Hoover Dam (USA)



Obr. 2.38 Pohled na most [24]



Obr. 2.39 Postup výstavby mostu [24]



Obr. 2.40 Provizorní závěsy [24]



Obr. 2.41 Oblouk ve vrcholu těsně před spojením [24]

$$L = 323 \text{ m}, f = 84 \text{ m}, \frac{f}{L} = \frac{1}{3,85}$$

Tento most (v originálu Mike O'Callaghan-Pat Tillman Memorial Bridge) v americkém státě Nevada je jeden s největším rozpětím na světě. Oblouk i vzpěry mají velmi štíhlý obdélníkový průřez, mostovka je vícetrámová spřažená ocel – beton.

Oblouk byl betonován letmo s postupným vyvšováním přes dočasný pylon. Během výstavby musela být v příčném směru dodatečně zajištěna stabilita obloukových pasů provizorním ocelovým příčnickem. Vzhledem k velmi vysoké teplotě na staveništi a betonem s velkým hydratačním teplem musela být betonová směs chlazená tekutým dusíkem.

2.4.5 Podolský most



Obr. 2.42 Pohled na most [25]



Obr. 2.43 Postup výstavby mostu na pevné skruži [26]

$$L = 150 \text{ m}, f = 41,8 \text{ m}, \frac{f}{L} = \frac{1}{3,59}$$

Tento obloukový most patřil ve své době k největším v Evropě. Jeho hlavní oblouk má parabolický tvar 3. stupně a nese další dva menší polokruhové oblouky. Celý most je dlouhý 510 m a vedle hlavního pole má 8 menších polí tvořené menšími oblouky. Výška průřezu hlavního oblouku ve vrcholu je 7,5 m a v patkách 9,5 m. Mostovka leží ve výšce 58 metrů nade dnem Orlické přehrady. Když se hladina Vltavy po jejím napuštění zvedla o 19 metrů, bylo nutno patky pilířů zabezpečit proti stálému působení vody. Návrh Podolského mostu získal v roce 1937 na architektonické výstavě v Paříži zlatou medaili a byl nazván *Le beau pont de l'Europe* – Krásný most Evropy.

Most byl postaven na pevné skruži (viz. Obr. 2.43) mezi lety 1939 a 1943, aby nahradil starý řetězový most vybudovaný v roce 1848. Tento starý řetězový most byl v roce 1960 v souvislosti s výstavbou Orlické přehrady rozebrán a přemístěn na řeku Lužnici a je známý jako Stádlecký most.

3. Praktická část

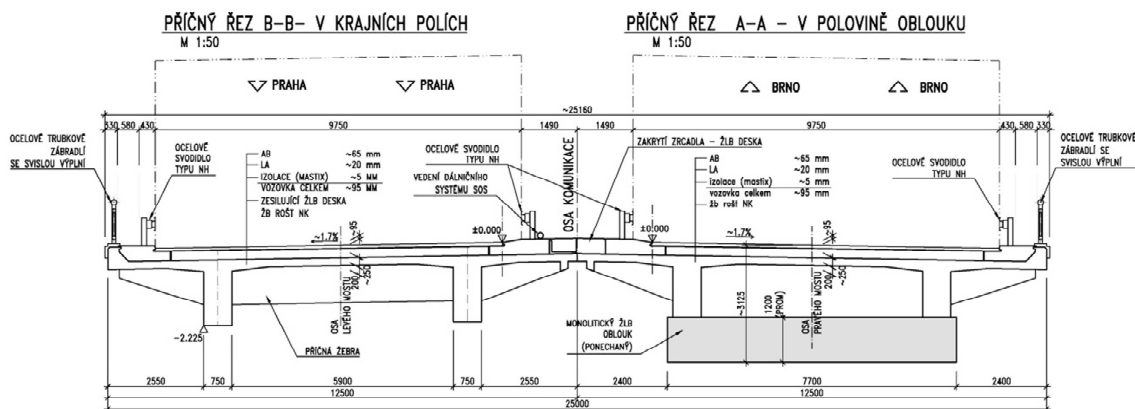
V této kapitole se diplomová práce zabývá samotným návrhem reálné konstrukce. V úvodu se hledá nejvhodnější konstrukční a statické řešení pro návrh daného obloukového mostu ve finální fázi. Následuje návrh jednotlivých konstrukčních prvků a jejich posouzení v definitivním stavu konstrukce. Poté se diplomová práce věnuje návrhem postupu výstavby a posouzení v jednotlivých montážních stavech.

3.1 Podklad

Jako reálný projekt byl vybrán most přes údolí potoka Šmejka na dálnici D1 u Mirošovic. Jedná se o obloukový betonový most s horní mostovkou. Celá nosná konstrukce je dlouhá 247 m, má jedno hlavní pole a čtyři předpolí z každé strany mostu. V hlavním poli je oblouk obdélníkového průřezu s rozpětím $L = 120\text{ m}$, vzezpětím $f = 26,00\text{ m}$ a tedy s poměrným vzezpětím $\frac{f}{L} = \frac{1}{4,62}$. Mostovku tvoří betonový dvoutrám s příčnými žebry a šířkou vozovky 9,75 m.

Most je složen ze dvou téměř identických mostních konstrukcí, pro každý směr je navržena samostatná nosná konstrukce. Diplomová práce se zabývá pouze jednou z konstrukcí s tím, že návrh by byl totožný i pro druhou konstrukci.

Na následujících obrázcích je situace, podélný a příčný řez stávající konstrukce, které sloužili jako podklad.



Obr. 3.1 Příčný řez stávající konstrukce

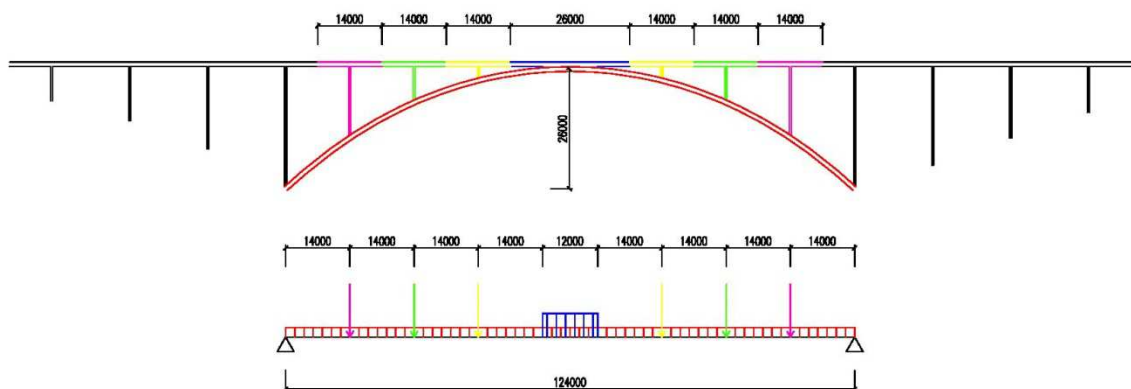
3.2 Konstrukční řešení

Vzhledem k malé šířce vozovky a k poměrně velkému stáří mostu bylo navrženo v této diplomové práci celý most zbourat a postavit kompletní novou konstrukci. Z podkladů se tedy využilo pouze směrového a výškového vedení komunikace, jelikož se nepředpokládá větších úprav před a za mostem, a terénu pod mostem.

Bylo tedy nutné navrhnout vhodné konstrukční a statické řešení s ohledem na dnešní technické a technologické možnosti. Z tohoto důvodu byly vytvořeny 3 základní varianty konstrukčního řešení s různými délkami rozpětí mostovky. Každá varianta následně obsahuje určitý počet kombinací rozmístění pevných kloubů a vetknutí. V těchto kombinacích byly sledovány maximální ohybové momenty v mostovce, vzpěře a oblouku. Porovnáním těchto hodnot bylo vybráno nejvhodnější konstrukční řešení.

3.2.1 Návrh střednice oblouku

Oblouk byl nově navržen dle stávajícího terénu s rozpětím 124,00 m a vzepětím 26,00 m. S ohledem na minimalizaci ohybového namáhání oblouku byla provedena analýza jeho tvaru. Aby byl oblouk co nejméně namáhán ohybovým momentem, byl jeho tvar nejprve určen podle obrazce ohybových momentů od zatížení vlastní tíhou mostu. Pro vyjádření výsledného tvaru střednice byl oblouk zjednodušeně převeden na prostý nosník o stejném rozpětí a byl zatížen odpovídajícími silami zohledňující vlastní tíhu mostu.

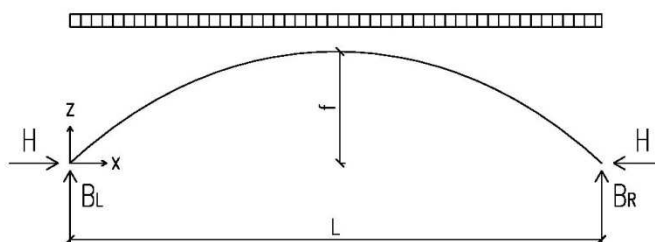


Obr. 3.3 Schéma převedení zatížení oblouku na prostý nosník

Byl vypočten průběh ohybového momentu a pomocí vztahů (3.1) vypočten tvar střednice. Tyto vztahy zohledňují afinitu mezi ohybovým momentem a tvarem střednice oblouku. Výsledný tvar je určitý polygon, který se v určitých částech podobá parabole 4. stupně.

$$H = \frac{M_{max}}{f}, z(x) = \frac{M(x)}{H}, \quad (3.1)$$

kde H je oblouková síla v patě oblouku, M_{max} je maximální moment, f je vzepětí, x je vodorovná souřadnice, z je svislá souřadnice (viz. Obr. 3.4) [10].

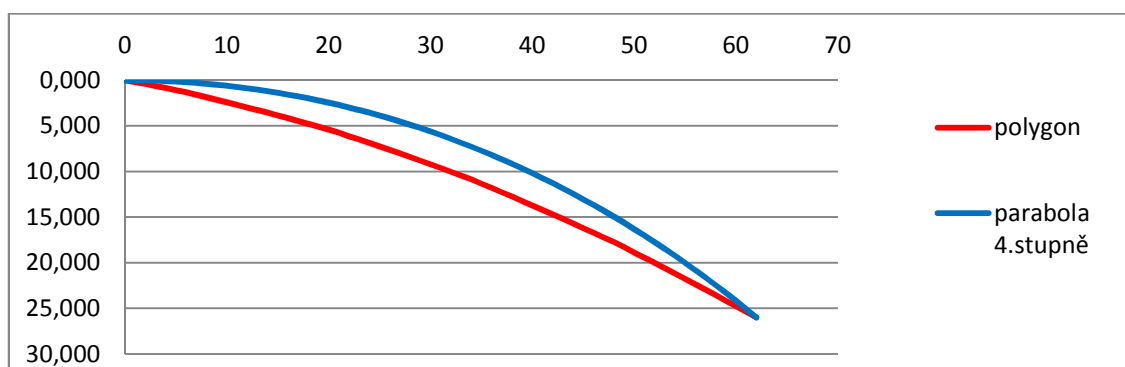


Obr. 3.4 Schéma oblouku

Vzhledem k tomu, že při návrhu oblouku se již počítá s tím, že oblouk bude železobetonový, je možné připustit nějaké ohybové momenty. Navíc není jisté, že daný tvar skutečně minimalizuje ohybové momenty s důvodu proměnlivosti zatížení od dopravy a teplotními vlivy (viz. kapitola 2.2.1.2). Proto se navrhl tvar střednice oblouku odpovídající tvaru paraboly 4. stupně dle Chambauda (rovnice (2.2)). Jako stálé zatížení se uvažovalo vlastní tíha a ostatní stálé, u zatížení proměnného bylo uvažováno s polovičním zatížením rovnoměrného od dopravy. Výsledná rovnice paraboly má předpis:

$$z = 0,000000175957x^4 + 0,00608740895x^2, \quad (3.2)$$

kde počátek souřadného systému je ve vrcholu oblouku, x je vodorovná souřadnice a z je svislá souřadnice.

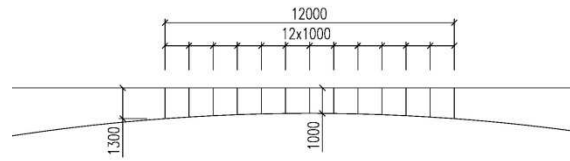


Graf 3.1 Tvar střednice poloviny oblouku polygonu a paraboly 4. stupně dle Chambauda

3.2.2 Statické schéma, materiály a průřezy

Jak již bylo zmíněno, bylo třeba najít nejvhodnější konstrukční a statické řešení. Konstrukce byla modelována v rovině XZ jako prutová. Výpočty vnitřních sil a deformací byly prováděny metodou konečných prvků v programu SCIA Engineer 16.0.2038 – studentská verze.

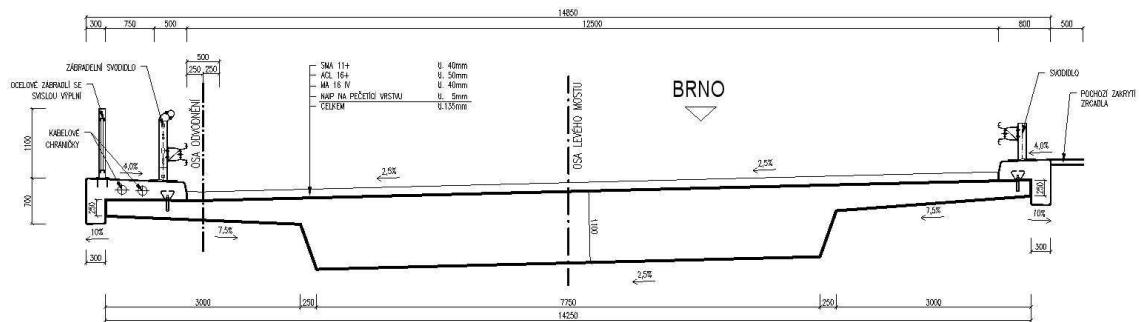
Mostovka má navržený podélný sklon 1 %, ale v modelech je modelována jako vodorovná. Spojení mostovky s obloukem je tzv. D-oblast a měla by se řešit detailněji. V modelu je toto spojení dlouhé 12 m a realizováno jako Vierendeelův nosník (viz. Obr. 3.5). Svislice tohoto nosníku jsou modelovány poměrně hustě s šířkou odpovídající šířce oblouku a výškou odpovídající osové vzdálenosti oblouku a mostovky. Svislice jsou modelovány bez objemové hmotnosti, aby neovlivnili svou vlastní tíhou výsledky.



Obr. 3.5 Vpravo příklad Vierendeelova nosníku [27], vlevo schéma spojení mostovky a oblouku

Mostovka a vzpěry byly modelovány z betonu C35/45 s modulem pružnosti 34 100 MPa. Oblouk je navržen z betonu C45/55 s modulem pružnosti 36 300 MPa.

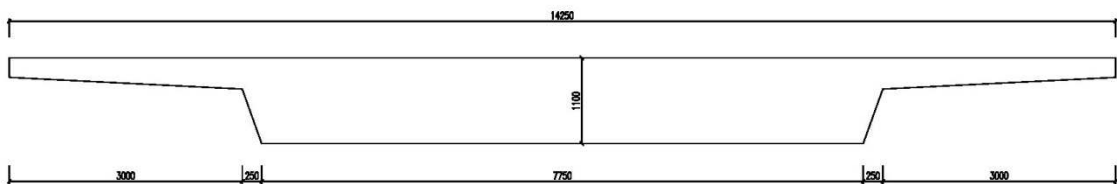
Mostovka je navržena jako desková s šířkou komunikace 12,50 m. Na vnější straně se nachází nouzový chodník s šířkou 0,75 m. Sklon vozovky je jednostranný 2,5 %. Předběžný návrh mostovky je na Obr. 3.6.



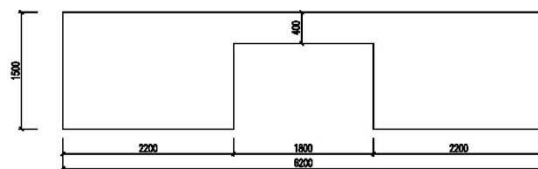
Obr. 3.6 Příčný řez mostovky

V modelech se zanedbává příčný sklon mostovky a modeluje se vodorovně. Vybavení na mostovce, vozovka a římsy jsou nahrazeny ostatním stálým zatížením (viz. 3.2.3 Zatížení). Příčný řez oblouku a vzpěr/pilířů je modelován viz. Obr. 3.7.

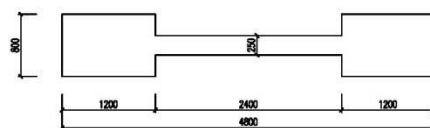
Mostovka:



Oblouk:



Vzpěra:

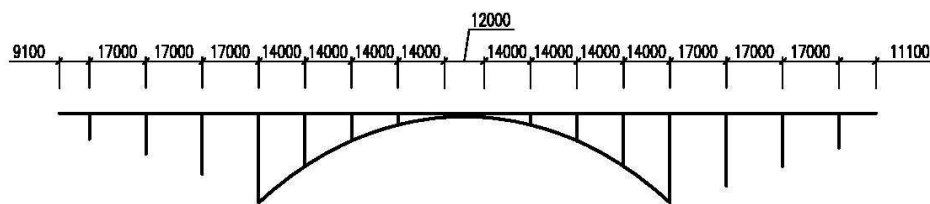


Obr. 3.7 Příčné řezy v modelech

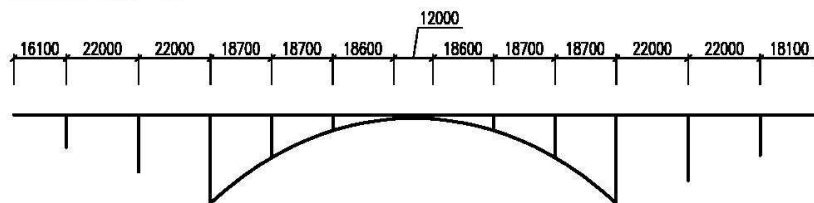
V různých variantách vycházejí různě velké vnitřní síly a vzhledem k tomu, že most je tvořen staticky neurčitou konstrukcí, tak tuhost jednotlivých prvků ovlivňuje výsledné vnitřní síly. Tuto skutečnost by bylo vhodné také zohlednit, nicméně by to překračovalo rozsah a cíl diplomové práce, proto je tento vliv zanedbán.

Jak již bylo zmíněno, byly vytvořeny 3 základní varianty s různým rozpětím mostovky. U každé varianty byly dále vytvořeny kombinace pro různě rozmístěné klouby a vetknutí. U všech variant je mostovka vetknuta ve vrcholu k oblouku, a aby byla umožněna dilatace, je na krajních opěrách uložena na posuvném ložisku (posuvném kloubu). Oblouk je buď dvoukloubový nebo u většiny kombinací oboustranně vetknutý (kde vycházejí menší ohybové momenty na mostovce). Vzhledem k tomu, že v podkladech chyběly údaje o podloží, předpokládá se ideální neporušená skalní hornina a v modelech se používají pouze tuhé podpory. Pro variantu 1 bylo vytvořeno 14 kombinací, pro variantu 2 bylo vytvořeno 13 a pro variantu 3 bylo vytvořeno 11 kombinací. Celkově bylo vytvořeno **38 kombinací**. Typy kloubů jsou zvýrazněné **modře** a místo s maximálním ohybovým momentem na daném prvku je zvýrazněno **červeně**.

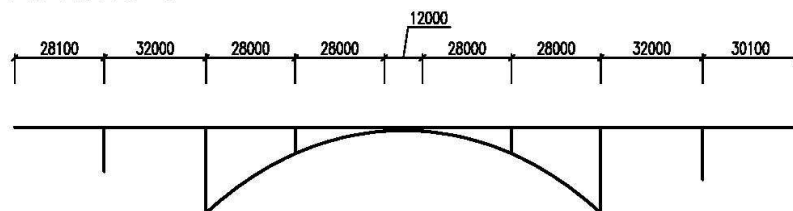
varianta 1



varianta 2



varianta 3



Obr. 3.8 Statická schémata pro 3 základní varianty různého rozpětí mostovky

varianta 1A



varianta 1H



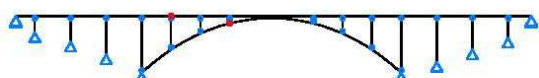
varianta 1B



varianta 1I



varianta 1C



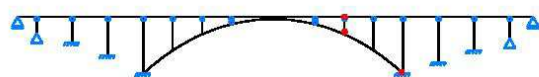
varianta 1J



varianta 1D



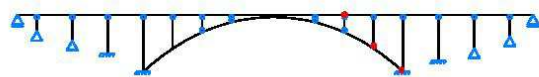
varianta 1K



varianta 1E



varianta 1L



varianta 1F



varianta 1M



varianta 1G



varianta 1N



Obr. 3.9 Schéma kombinací (pevných kloubů a vetknutí) pro variantu 1

3.2.3 Zatížení

V tomto počátečním návrhu bylo uvažováno pouze s některým zatížením, které se na konstrukci nachází a bude se počítat pouze s charakteristickými hodnotami zatížení.

3.2.3.1 Vlastní tíha a ostatní stálé

Vlastní tíhu (g) počítá program SCIA Engineer automaticky. Pouze byla zvýšena objemová tíha mostovky na 26 KN/m^3 z důvodu toho, že mostovka bude předpjatá. Zbytek konstrukce má objemovou tíhu 25 KN/m^3 [12].

Ostatní stálé (g_0) zatížení

římsy	$(0,591+0,354)*25 =$	23,63 KN/m
vozovka	$(0,135+20%)*24*12,5 =$	48,60 KN/m
svodidla	$2*1,5 =$	3,00 KN/m
zábradlí	$0,5 =$	0,50 KN/m

3.2.3.2 Zatížení dopravou LM1

Zjednodušeně se v návrhu bude používat pouze zatížení dopravou LM1. Toto zatížení se skládá ze soustředěného zatížení od dvounápravy (*tandem system - TS*) a rovnoměrného zatížení (*uniformly distributed load - UDL*). Rozložení v příčném směru viz. Obr. 3.12.

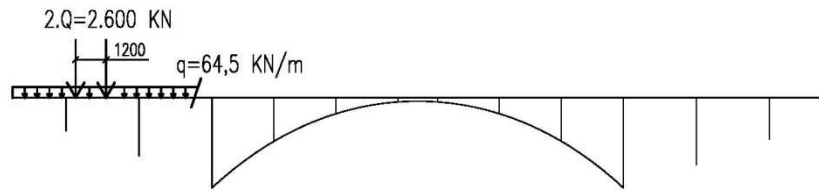


Obr. 3.12 Schéma zatížení dopravou LM1

Hodnoty Q_i , q_i , α_{Qi} , α_{qi} pro tuto konstrukci jsou následující [11]:

$Q_1 = 300 \text{ KN}$	$\alpha_{Q1} = 1,0$	$q_1 = 9,0 \text{ KN/m}^2$	$\alpha_{q1} = 1,0$
$Q_2 = 200 \text{ KN}$	$\alpha_{Q2} = 1,0$	$q_2 = 2,5 \text{ KN/m}^2$	$\alpha_{q2} = 2,4$
$Q_3 = 100 \text{ KN}$	$\alpha_{Q3} = 1,0$	$q_3 = 2,5 \text{ KN/m}^2$	$\alpha_{q3} = 1,2$
		$q_r = 2,5 \text{ KN/m}^2$	$\alpha_{qr} = 1,2$

Jelikož je konstrukce modelována pouze v podélném směru, je veškeré zatížení přepočítáno na 1 m konstrukce. Soustředěné TS $Q = 300 \cdot 1,0 + 200 \cdot 1,0 + 100 \cdot 1,0 = 600 \text{ KN}$ a rovnoměrné UDL $q = 9,0 \cdot 1,0 \cdot 3 + 2,5 \cdot 2,4 \cdot 3 + 2,5 \cdot 1,2 \cdot 3 + 2,5 \cdot 1,2 \cdot 3,5 = 64,5 \text{ KN/m}$.



Obr. 3.13 Schéma zatížení LM1 v podélném směru

Toto zatížení bylo namodelováno jako pohyblivé, kde program automaticky generuje nejnepříznivější postavení tohoto zatížení, přičemž odlehčující účinky nejsou započítávány.

3.2.3.3 Zatížení teplotou

Pro návrh konstrukce se s ohledem na statické schéma a rozměry konstrukce použije pouze zatížení **rovnoměrnou složkou teploty (t)**. Zatížení nerovnoměrnou složkou teploty je zanedbáno. Maximální teploty nosné konstrukce jsou stanoveny na základě umístění konstrukce podle mapy maximálních a minimálních teplot ve stínu [15].

$$T_{max} = +40 \text{ } ^\circ\text{C}$$

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

Maximální a minimální teplota konstrukce je potom stanovena podle vztahů pro příslušný typ konstrukce (3.typ betonová konstrukce).

$$T_{e,max} = T_{max} + 1,5 \text{ } ^\circ\text{C} = +41,5 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$T_{e,min} = T_{min} + 8 \text{ } ^\circ\text{C} = -22 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Při uvažování teploty nosné konstrukce při výstavbě $T_0 = 10 \text{ } ^\circ\text{C}$, je potom návrhový rozsah teplot roven.

$$\Delta T_{max} = T_{e,max} - T_0 = +31,5 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{min} = T_{e,min} - T_0 = -32 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Ostatní zatížení jsou zanedbány. Pro zvolení správného konstrukčního a statického řešení budou porovnány maximální normálové síly a ohybové momenty. Z tohoto důvodu byly použity pouze charakteristické hodnoty zatížení. Dále byly vytvořeny kombinace s těmito charakteristickými hodnotami, kde u zatížení teplotou je uvažováno oteplení nebo ochlazení konstrukce.

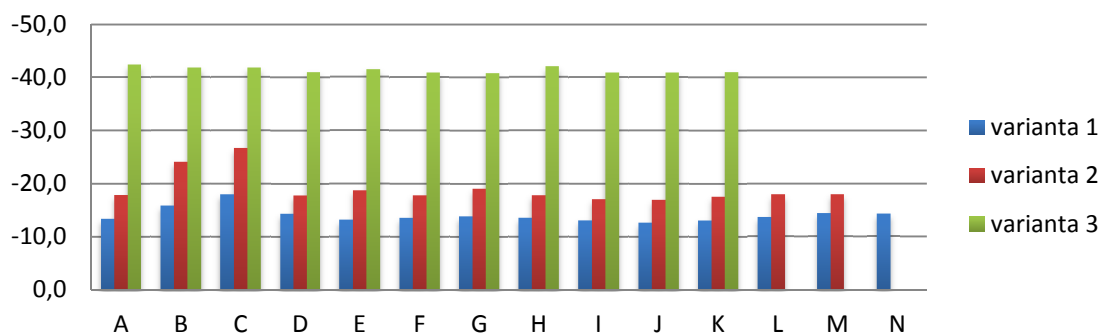
3.2.4 Výsledky

Čím větší je počet vzpěr/pilířů, tím jsou menší ohybové momenty na mostovce i na oblouku. U zatížení pouze teplotou je to naopak, čili čím větší je statická neurčitost konstrukce, tím větší je namáhání teplotními změnami. Je tedy důležité najít vhodný kompromis. U kloubově uložených vzpěr nevznikají žádné ohybové momenty, naopak u vetknutých vzpěr vznikají na samotných vzpěrách momenty a zároveň i malá část ohybových momentů „odtéká“ do základů nebo do oblouku.

U konstrukce s vetknutým obloukem vzniká menší moment na mostovce než u dvoukloubového. U zatížení pouze teplotními změnami je to naopak, jelikož je konstrukce více staticky neurčitá. Ve spojení mostovky s obloukem vzniká v mostovce velký tlak. To je způsobeno tím, že ve statickém modelu je v tomto místě mostovka propojena svislými pruty s obloukem a tvoří s ním Vierendeelův nosník. Horní pás tohoto nosníku (mostovka) je tlačенý naopak dolní pás (oblouk) je tažen. Oblouk ve skutečnosti není tažen, ale je v něm pouze zmenšený tlak o tento vliv. Tato oblast se nazývá D-oblast a měla by se navrhnout a posoudit jinou metodou, např. metodou příhradové analogie. Vnitřní síly z této oblasti nebudou použity pro dimenzování oblouku ani mostovky.

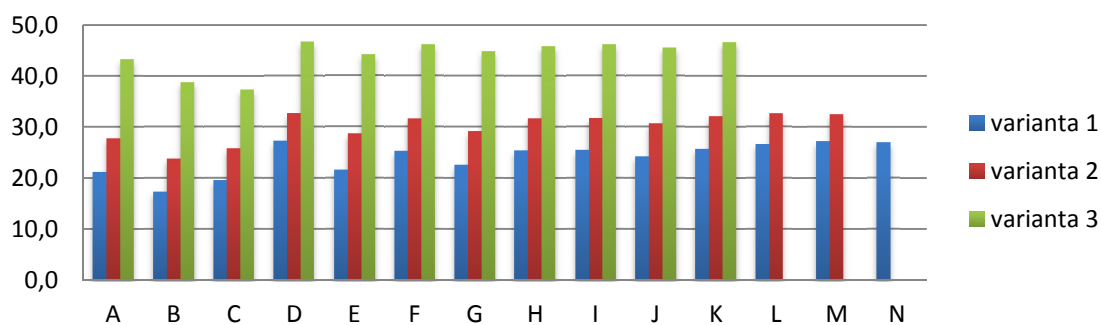
Pro porovnání byly vytvořeny grafy vnitřních sil (M a N) jednotlivých variant. Pro každý průřez byly vytvořeny tedy 2 grafy pro největší $|M|$ a největší $|N|$. V každém grafu je pak 14 kombinací (A, B, C, ...) rozmístění kloubů a 3 varianty (1, 2, 3) pro rozdílné rozpětí odlišené barvami.

M [MNm] mostovka



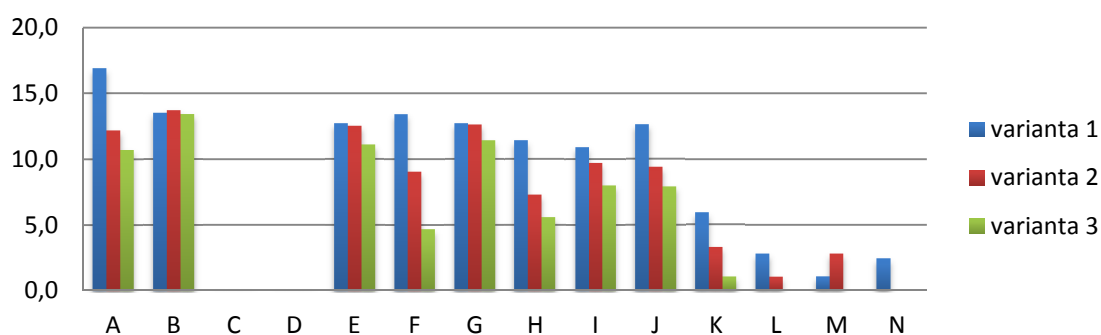
Graf 3.2 Maximální ohybové momenty jednotlivých kombinací na mostovce

M [MNm] oblouk



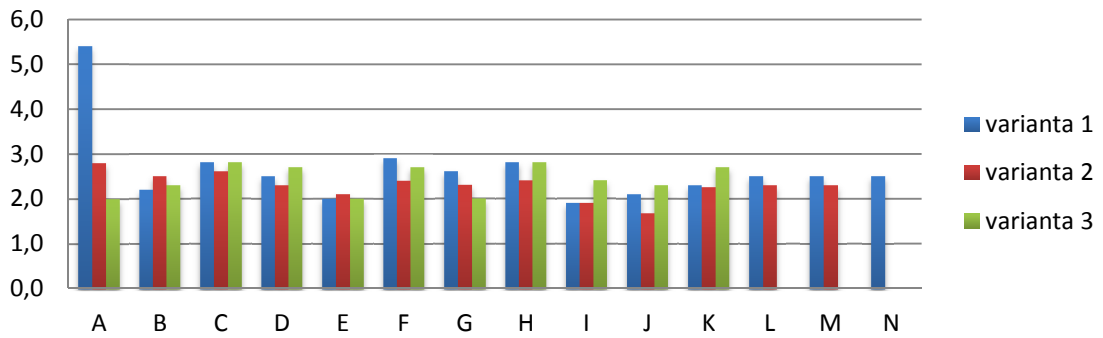
Graf 3.3 Maximální ohybové momenty jednotlivých kombinací na oblouku

M [MNm] pilíř/vzpěra



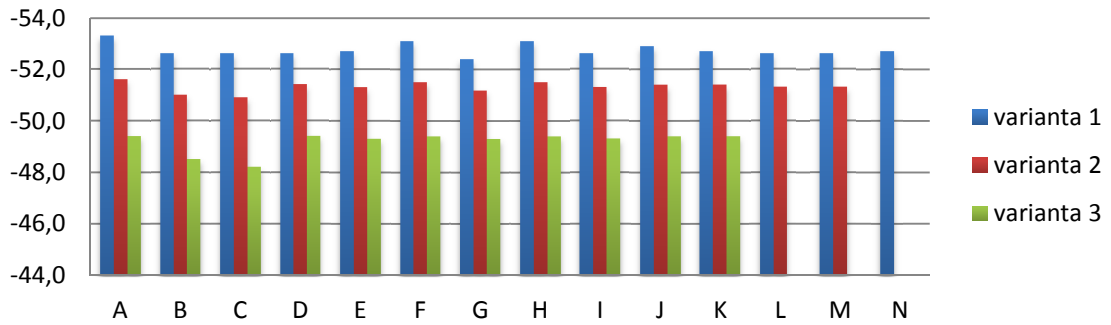
Graf 3.4 Maximální ohybové momenty jednotlivých kombinací na pilíři/vzpěře

N [MN] mostovka



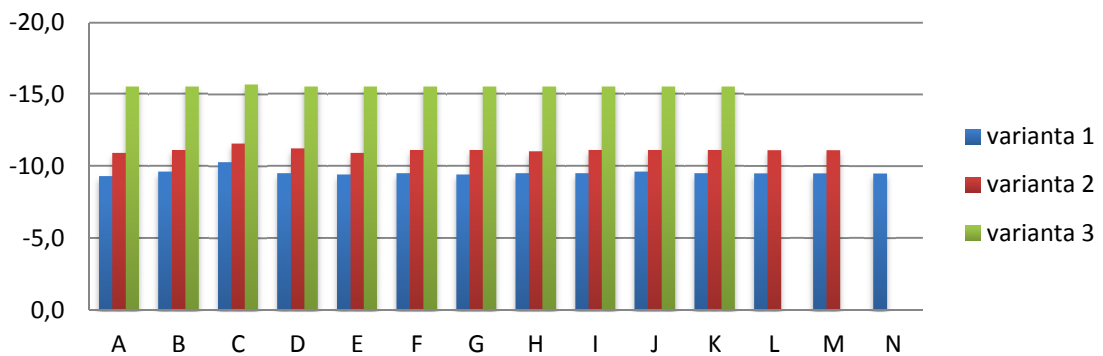
Graf 3.5 Maximální normálová síla pro jednotlivé kombinace na mostovce

N [MN] oblouk



Graf 3.6 Maximální normálová síla pro jednotlivé kombinace na oblouku

N [MN] pilíř/vzpěra



Graf 3.7 Maximální normálová síla pro jednotlivé kombinace na pilíři/vzpěře

3.2.4.1 Výběr variant

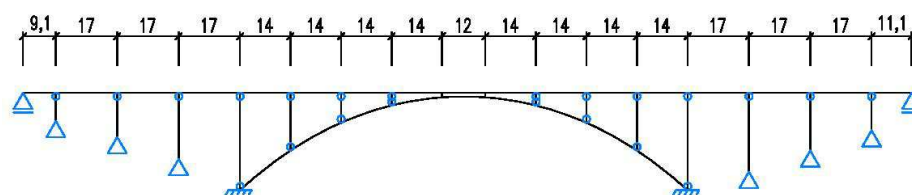
Z grafů je patrné, že některé kombinace rozmístění kloubů by byly velmi nevhodné pro tuto konstrukci. Naopak u určitých kombinací nelze s jistotou říci jaká je lepší, proto byly vybrány dvě varianty rozpětí s podobným rozmístěním kloubů, které budou podrobněji zkoumány. Jedná se o variantu 1 a varianta 2. Varianta 3 (s nejdelším rozpětím mostovky) je neekonomická, průřez její mostovky by musel být velmi masivní a i její předpětí by muselo být značné, proto byla tato varianta vyřazena.

U variant 1D a 2D byl proveden návrh průřezů jednotlivých prvků, zjednodušený návrh předpětí mostovky a návrh hlavní betonářské výztuže u oblouku a pilířů/vzpěr.

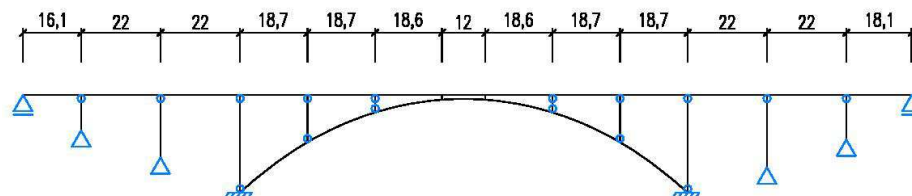
3.3 Zjednodušený návrh a posouzení dvou variant

V této kapitole bude proveden zjednodušený návrh a posouzení dvou variant (1D a 2D) konstrukce. Následné porovnání návrhů by mělo určit výslednou konstrukci, s kterou se dále bude pracovat.

varianta 1D



varianta 2D



Obr. 3.14 Schéma variant (rozmístění kloubů a rozpětí) 1D a 2D

3.3.1 Materiály

Konstrukce je navržena z betonu:

- oblouk – **C45/55** XF2, XD1, XC4
- pilíře/vzpěry – **C35/45** XF2, XD1, XC4
- mostovka – **C35/45** XF4, XD1, XC4

Beton C35/45:

$f_{ck} =$	35 MPa	$\varepsilon_{c1} =$	2,25 ‰
$f_{ck,cube} =$	45 MPa	$\varepsilon_{cu} =$	3,5 ‰
$f_{cm} =$	43 MPa	$\varepsilon_{c2} =$	2 ‰
$f_{ctm} =$	3,2 MPa	$\varepsilon_{cu2} =$	3,5 ‰
$f_{ctk;0,05} =$	2,2 MPa	$\varepsilon_{c3} =$	1,75 ‰
$f_{ctk;0,95} =$	4,2 MPa	$\varepsilon_{cu3} =$	3,5 ‰
$E_{cm} =$	33500 MPa	$\alpha_T =$	$10 \cdot 10^{-6} K^{-1}$
$\alpha_{cc} =$	0,9		
$\gamma_c =$	1,5		

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,9 \cdot \frac{35}{1,5} = 21 \text{ MPa}$$

Beton C45/55:

$f_{ck} =$	45 MPa	$\varepsilon_{c1} =$	2,4 ‰
$f_{ck,cube} =$	55 MPa	$\varepsilon_{cu} =$	3,5 ‰
$f_{cm} =$	53 MPa	$\varepsilon_{c2} =$	2 ‰
$f_{ctm} =$	3,8 MPa	$\varepsilon_{cu2} =$	3,5 ‰
$f_{ctk;0,05} =$	2,7 MPa	$\varepsilon_{c3} =$	1,75 ‰
$f_{ctk;0,95} =$	4,9 MPa	$\varepsilon_{cu3} =$	3,5 ‰
$E_{cm} =$	36000 MPa	$\alpha_T =$	$10 \cdot 10^{-6} K^{-1}$
$\alpha_{cc} =$	0,9		
$\gamma_c =$	1,5		

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,9 \cdot \frac{45}{1,5} = 27 \text{ MPa}$$

Betonářská výztuž B500B:

$f_{yk} =$	500 MPa	$\alpha_T =$	$12 \cdot 10^{-6} K^{-1}$
$E_s =$	200000 MPa		
$\gamma_s =$	1,15		

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

Předpínací lana Y1860S7:

$d =$	15,7 mm	$E_p =$	195000 MPa
$A_p =$	150 mm ²		
$f_{p0,1k} =$	1640 MPa		
$f_{pk} =$	1860 MPa		

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

$$\sigma_{p,m0} = \min(0,75 \cdot f_{pk}; 0,85 \cdot f_{p0,1k}) = 1394 \text{ MPa (po zakotvení)}$$

3.3.2 Kombinace zatížení

V této kapitole jsou uvedeny kombinace zatížení pro MSÚ a MSP vč. součinitelů zatížení a kombinačních součinitelů. U kombinace v MSÚ se zjednodušeně uvažuje pouze rovnice 6.10 [11].

MSÚ – Mezní stav únosnosti:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.3)$$

	Stálé (g+g0)	teplota (t)	sestava zat. dopravou	
			LM1 TS	LM1 UDL
KÚ1	1,35	0	0	0
KÚ2	1,35	1,50	0	0
KÚ3	1,35	1,50	1,35*0,75	1,35*0,40
KÚ4	1,35	0	1,35	1,35
KÚ5	1,35	1,5*0,60	1,35	1,35
KÚ6	1,00	0	0	0
KÚ7	1,00	1,50	0	0
KÚ8	1,00	1,50	1,35*0,75	1,35*0,40
KÚ9	1,00	0	1,35	1,35
KÚ10	1,00	1,5*0,60	1,35	1,35

Tab. 3.1 Součinitele zatížení pro kombinace v MSÚ

MSP – Mezní stav použitelnosti:

Charakteristická kombinace:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.4)$$

	Stálé (g+g0)	teplota (t)	sestava zat. dopravou	
			LM1 TS	LM1 UDL
KP1	1,00	0	0	0
KP2	1,00	1,00	0	0
KP3	1,00	1,00	0,75	0,40
KP4	1,00	0	1,00	1,00
KP5	1,00	0,60	1,00	1,00

Tab. 3.2 Součinitele zatížení pro charakteristické kombinace v MSP

Častá kombinace:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.5)$$

	Stálé (g+g0)	teplota (t)	sestava zat. dopravou	
			LM1 TS	LM1 UDL
KP6	1,00	0	0	0
KP7	1,00	1,50*0,6	0	0
KP8	1,00	1,50*0,5	1,35*0,75	1,35*0,4

Tab. 3.3 Součinitele zatížení pro časté kombinace v MSP

Kvazistálá kombinace:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.6)$$

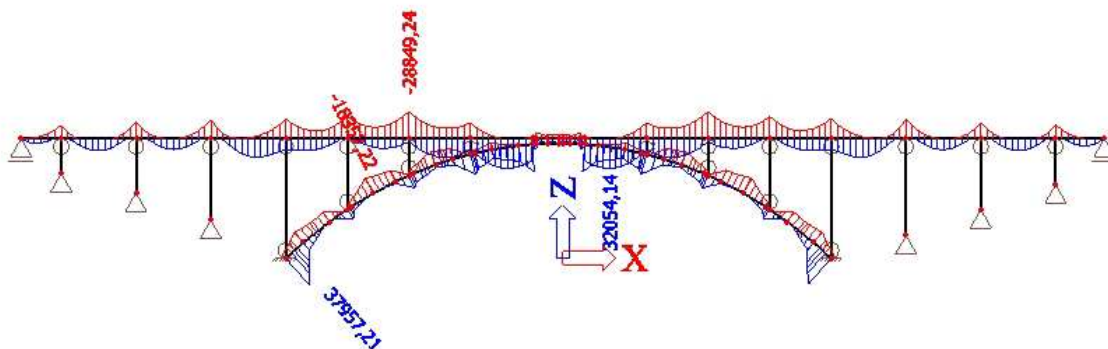
	Stálé (g+g0)	teplota (t)	sestava zat. dopravou	
			LM1 TS	LM1 UDL
KP9	1,00	0	0	0
KP10	1,00	0,50	0	0

Tab. 3.4 Součinitele zatížení pro kvazistálé kombinace v MSP

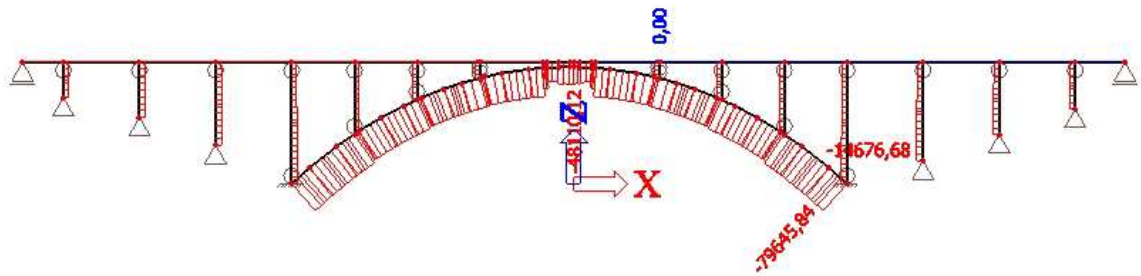
3.3.3 Vnitřní síly

Pro všechny typy zatížení byly u obou konstrukcí stanoveny vnitřní síly (M+N) a pomocí součinitelů uvedených v předchozí kapitole vyčísleny jednotlivé kombinace zatížení. Z těchto kombinací byla vytvořena obálka vnitřních sil pro jednotlivé typy kombinací (MSÚ, MSP-charakteristická, MSP-častá, MSP-kvazistálá). Posouvající síly nebyly počítány, protože nejsou v této fázi návrhu rozhodující.

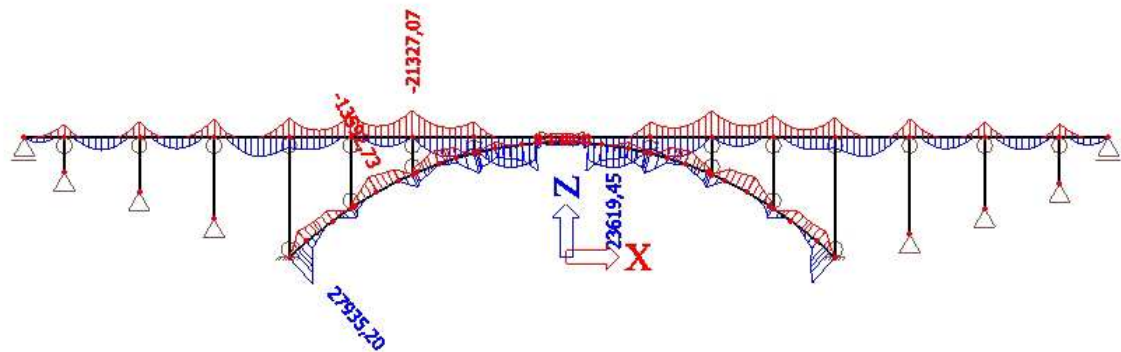
3.3.3.1 Vnitřní síly pro variantu 1D



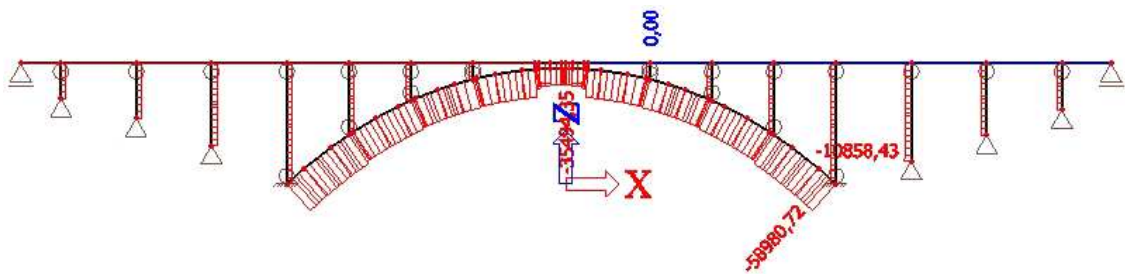
Obr. 3.15 Obálka ohybových momentů M [KNm] pro kombinace MSÚ (varianta 1D)



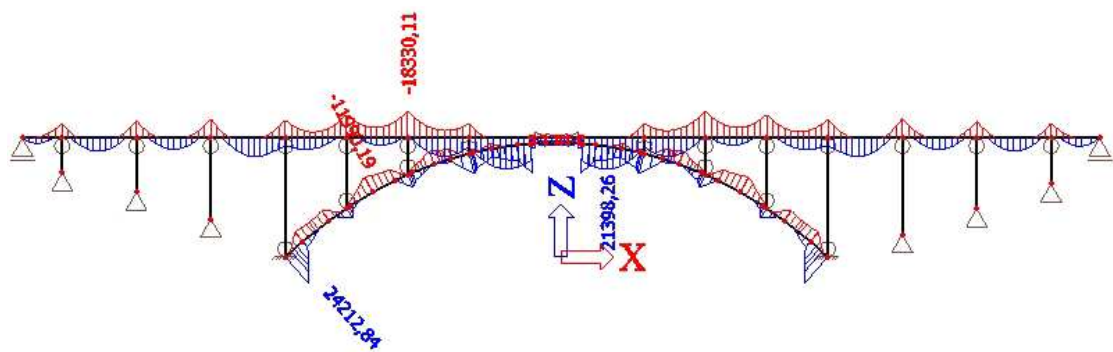
Obr. 3.16 Obálka normálových sil N [kN] pro kombinace MSÚ (varianta 1D)



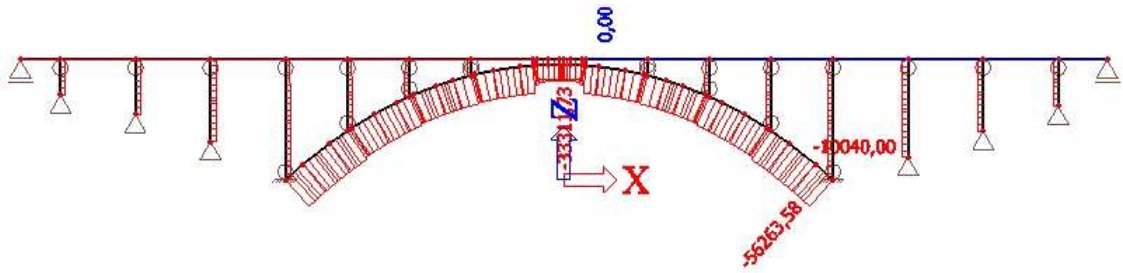
Obr. 3.17 Obálka ohybových momentů M [kNm] pro kombinace MSP-charakteristické (varianta 1D)



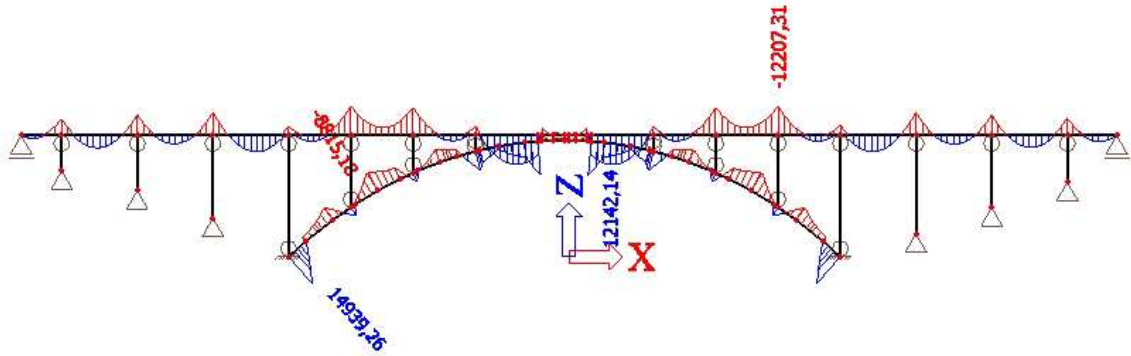
Obr. 3.18 Obálka normálových sil N [kN] pro kombinace MSP-charakteristické (varianta 1D)



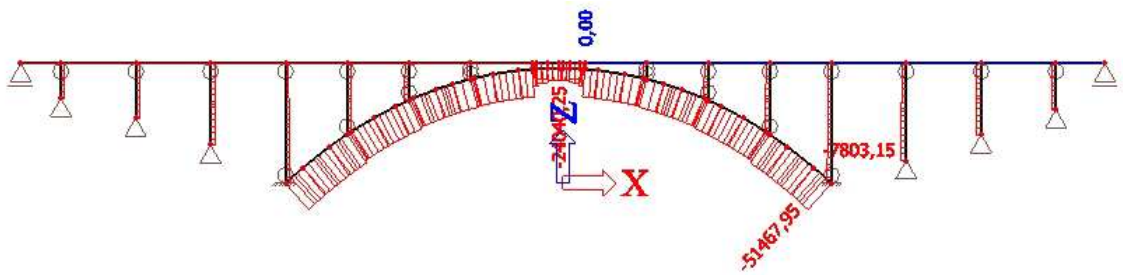
Obr. 3.19 Obálka ohybových momentů M [kNm] pro kombinace MSP-částé (varianta 1D)



Obr. 3.20 Obálka normálových sil N [kN] pro kombinace MSP-časté (varianta 1D)

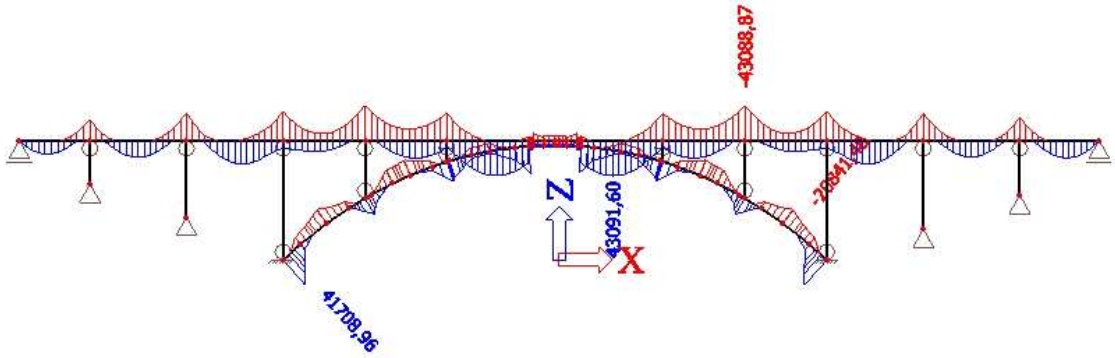


Obr. 3.21 Obálka ohybových momentů M [kNm] pro kombinace MSP-kvazistálé (varianta 1D)

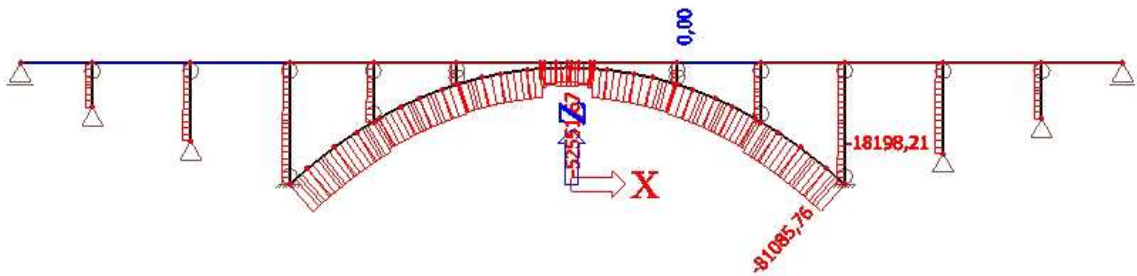


Obr. 3.22 Obálka normálových sil N [kN] pro kombinace MSP-kvazistálé (varianta 1D)

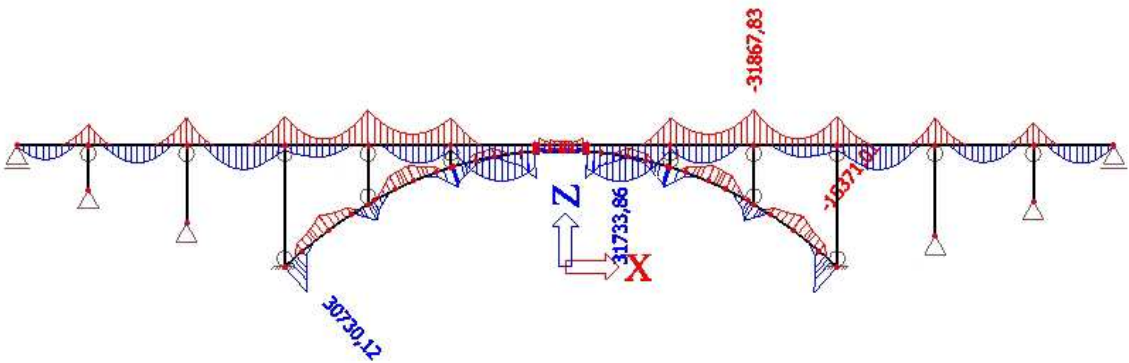
3.3.3.2 Vnitřní síly pro variantu 2D



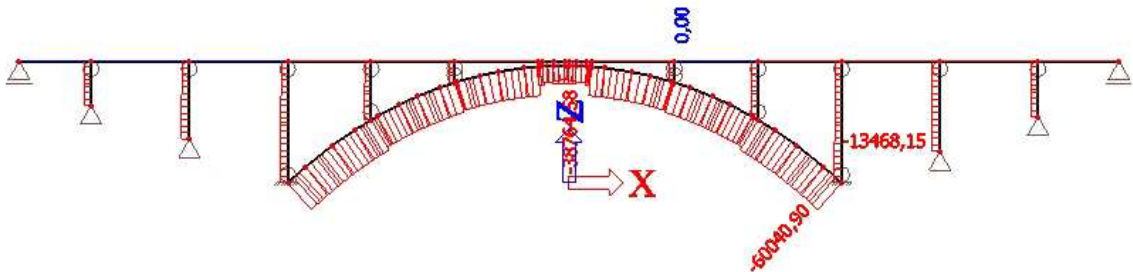
Obr. 3.23 Obálka ohybových momentů M [KNm] pro kombinace MSÚ (varianta 2D)



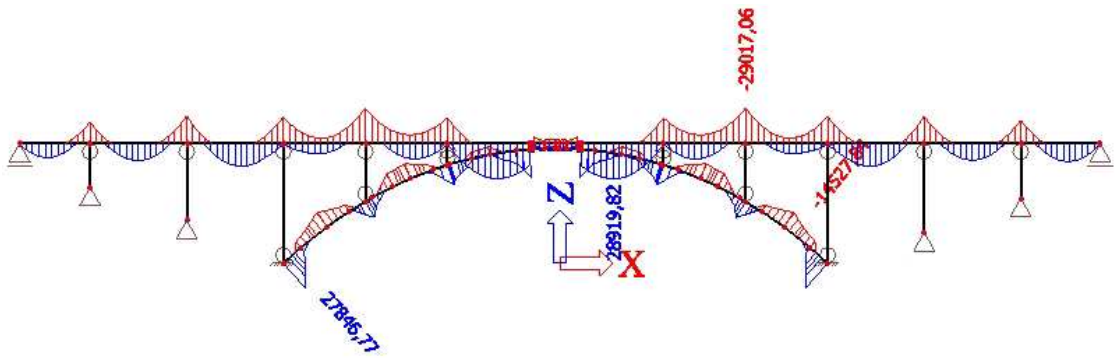
Obr. 3.24 Obálka normálových sil N [KN] pro kombinace MSÚ (varianta 2D)



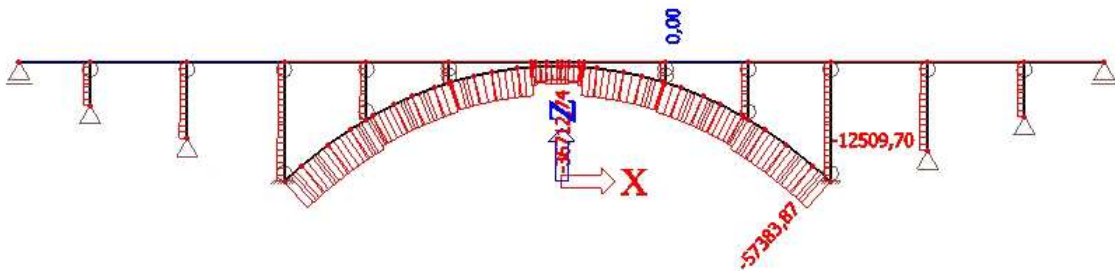
Obr. 3.25 Obálka ohybových momentů M [KNm] pro kombinace MSP-charakteristické (varianta 2D)



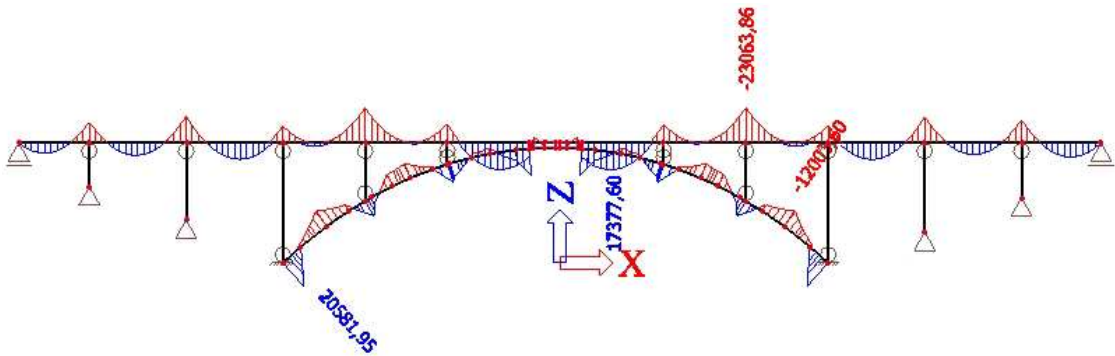
Obr. 3.26 Obálka normálových sil N [KN] pro kombinace MSP-charakteristické (varianta 2D)



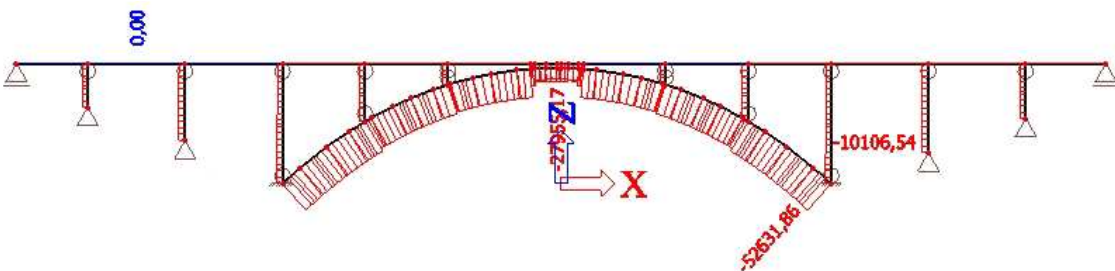
Obr. 3.27 Obálka ohybových momentů M [KNm] pro kombinace MSP-časté (varianta 2D)



Obr. 3.28 Obálka normálových sil N [KN] pro kombinace MSP-časté (varianta 2D)



Obr. 3.29 Obálka ohybových momentů M [KNm] pro kombinace MSP-kvazistálé (varianta 2D)



Obr. 3.30 Obálka normálových sil N [KN] pro kombinace MSP-kvazistálé (varianta 2D)

Přesné hodnoty těchto kombinací na mostovce je možné vyčíst z návrhu předpětí (viz. kapitoly 3.3.4.1 a 3.3.4.2).

3.3.4 Návrh předpětí

Návrh předpětí, resp. počet lan a poloha kabelů předpínací výztuže byla provedena na základě mezního stavu použitelnosti (mezního stavu omezení napětí). Ztráta předpínací síly v čase byla uvažována podle Tab. 3.5, kde jsou uvedeny předpokládané velikosti ztrát předpínací síly a čas v jednotlivých etapách výstavby a provozu.

	ztráty	t [dny]
Vnesení předpětí	5%	7
Uvedení do provozu	15%	28
Konec životnosti	25%	36500

Tab. 3.5 Předpokládané velikosti ztrát předpínací síly v čase

Pro předpětí bylo užito předpínacích lan Y1860S7 (0,6"). Předpokládalo se použití 12 lan v kabelu s vnějším průměrem $\Phi_e = 82 \text{ mm}$. Maximální excentricita kabelů od okraje tedy je $e_{max} = c_{nom,s} + \Phi_s + \frac{\Phi_{p,e}}{2} = 65 + 32 + 41 \cong 150 \text{ mm}$. Tato excentricita splňuje také podmínku minimální nominální krycí vrstvy předpínací výztuže.

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} + \Delta c_{dur,st} + \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\} \quad (3.7)$$

$$c_{min,p} = \max\{80; 45; 10\} = 80 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (3.8)$$

$$c_{nom,p} = 80 + 10 = 90 \text{ mm} \leq 97 \text{ mm}$$

Předpětí je zjednodušeně navrženo a posouzeno pouze v místech (řezech) největších ohybových momentů na mostovce. Toto předpětí je modelováno silami v jednotlivých řezech. Toto modelování je značně nepřesné a odpovídalo by polygonálnímu vedení předpínacího kabelu. Vhodnější, by bylo navrhnout vedení kabelu například kružnicového nebo parabolického tvaru a přesně určit jaké síly na konstrukci působí.

Mezní stav použitelnosti, resp. omezení normálových napětí v betonu, byl ověřen pouze v nejdůležitějších místech (řezech) konstrukce. Při ověření napětí není uvažována betonářská výztuž, resp. její vliv na průřezové charakteristiky. Toto zjednodušení je na straně bezpečné a odstraňuje nutnost návrhu výztuže před posouzením MSP. Kritérium pro ověření napětí je dáno maximálním tlakovým namáháním betonu při charakteristické kombinaci $|\sigma_c| \leq 0,6f_{ck}$ a pro uvažování lineárního dotvarování při kvazistálé kombinaci $|\sigma_c| \leq 0,45f_{ck}$. Pro častou kombinaci zatížení nesmí být na mostovce dosaženo dekomprese (nesmí vzniknout trhliny) tedy napětí musí být pouze tlaková $\sigma_c \leq 0$. Kde tlak je uvažován jako záporný a tah je uvažován v kladných hodnotách. Možný změn předpětí vlivem neočekávaných skutečností je v návrhu zanedbán.

3.3.4.1 Návrh předpětí pro variantu 1D

Beton:		Průřezové charakteristiky:		Předpínací výztuž:	
fck	35 MPa	A	10850000 mm ²	d	15,7 mm
t0	7 den	h	1100 mm	Ap	150 mm ²
fck(t0)	29 MPa	ep,h	-326 mm	fp,0,1,k	1640 MPa
		ep,d	474 mm	fp,k	1860 MPa
		ly	1,14E+12 mm ⁴	ztráty	25 %
		eh	476 mm		
		ed	624 mm		
Předpětí:		předpětí centrické:		předpětí excentrické:	
počet lan	12	kabelů	vzd. od dolního okraje	počet lan	12
počet kab.	30	6	150 mm	počet kab.	18
Np	79704 KN	6	950 mm	Np	47822 KN
Mp	5898 KNm				

Posudek 3.1 Základní charakteristiky u předpětí pro variantu 1D

		Vnitřní síly						předpětí e [mm]
		předpětí		vl. tíha	kvazistálá	charakt.	častá	
Řez	x [m]	Np [KN]	Mp [KNm]	M [KNm]	M [KNm]	M [KNm]	M [KNm]	
1	3,033	-79704	-11338	789	1207	3882	3656	224
2	9,100	-79704	11259	-4978	-6868	-10639	-10063	-176
3	17,600	-79704	-12230	3851	5106	9699	9081	324
4	26,100	-79704	12102	-6546	-8671	-12729	-11758	-176
5	34,600	-79704	-11803	2647	3450	8669	7770	324
6	43,100	-79704	12113	-7387	-9573	-14945	-13345	-176
7	53,017	-79704	-13505	5057	6764	14865	12834	324
8	60,100	-79704	9180	-2076	-3978	-15658	-12436	-176
9	65,700	-79704	-12561	1328	2383	9347	7485	224
10	74,100	-79704	9823	-9214	-12171	-17532	-16169	-326
11	81,100	-79704	3526	-2839	-3222	-9207	-7265	-176
12	88,100	-79704	11571	-9503	-11729	-21327	-18330	-326
13	96,500	-79704	-11969	908	2181	15181	12458	224
14	102,100	-79704	9001	-2582	-3875	-12532	-10136	-176
15	111,900	-79704	-16735	9550	12003	23054	20943	474
16	123,100	-75115	8183	-301	-835	-2597	-2027	-176
17	132,300	-79704	-17027	9695	12142	23190	21077	474
18	142,100	-79704	9091	-2482	-3767	-12422	-10024	-176
19	147,700	-79704	-11930	983	2238	15234	12507	224
20	156,1	-79704	11533	-9467	-11673	-21268	-18264	-326
21	163,100	-79704	3498	-2836	-3235	-9225	-7287	-176
22	170,100	-79704	9806	-9244	-12207	-17569	-16207	-326
23	178,500	-79704	-12584	1252	2368	9341	7502	224
24	184,100	-79704	9152	-2182	-4223	-15928	-12745	-176
25	191,184	-79704	-13502	5017	6734	14844	12815	324
26	201,100	-79704	12162	-7333	-9633	-14988	-13435	-176
27	209,600	-79704	-11876	2720	3584	8843	7947	324
28	218,100	-79704	11907	-6452	-8516	-12520	-11558	-176
29	226,600	-79704	-11958	3702	4910	9594	8957	324
30	235,100	-79704	11998	-5368	-7333	-10990	-10382	-176
31	242,038	-79704	-12635	1829	2550	6026	5683	324

Posudek 3.2 Vnitřní síly a excentricita předpětí v jednotlivých řezech (varianta 1D)

		ztráty	5 %						
		fck(t=7dni)	29 MPa						
		Vnesení předpětí:							
Řez	x [m]	Np [KN]	Mp [KNm]	M(vl. tíha)	napětí	MPa	0,6fck(t)	0,45fck(t)	
1	3,033	-75 719	-10 771	789	σc,h	-1,51	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-12,45	-17,19	-12,90	OK
2	9,100	-75 719	10 696	-4 978	σc,h	-9,37	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-4,59	-17,19	-12,90	OK
3	17,600	-75 719	-11 619	3 851	σc,h	-2,72	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-11,23	-17,19	-12,90	OK
4	26,100	-75 719	11 497	-6 546	σc,h	-9,05	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-4,91	-17,19	-12,90	OK
5	34,600	-75 719	-11 213	2 647	σc,h	-2,29	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-11,67	-17,19	-12,90	OK
6	43,100	-75 719	11 507	-7 387	σc,h	-8,70	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-5,26	-17,19	-12,90	OK
7	53,017	-75 719	-12 830	5 057	σc,h	-2,72	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-11,24	-17,19	-12,90	OK
8	60,100	-75 719	8 721	-2 076	σc,h	-9,76	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-4,20	-17,19	-12,90	OK
9	65,700	-75 719	-11 933	1 328	σc,h	-1,17	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-12,79	-17,19	-12,90	OK
10	74,100	-75 719	9 332	-9 214	σc,h	-7,03	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-6,93	-17,19	-12,90	OK
11	81,100	-75 719	3 349	-2 839	σc,h	-7,19	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-6,77	-17,19	-12,90	OK
12	88,100	-75 719	10 993	-9 503	σc,h	-7,60	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-6,36	-17,19	-12,90	OK
13	96,500	-75 719	-11 370	908	σc,h	-1,25	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-12,71	-17,19	-12,90	OK
14	102,100	-75 719	8 551	-2 582	σc,h	-9,47	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-4,48	-17,19	-12,90	OK
15	111,900	-75 719	-15 898	9 550	σc,h	-3,50	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-10,46	-17,19	-12,90	OK
16	123,100	-71 360	7 773	-301	σc,h	-9,70	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-3,45	-17,19	-12,90	OK
17	132,300	-75 719	-16 175	9 695	σc,h	-3,43	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-10,53	-17,19	-12,90	OK
18	142,100	-75 719	8 636	-2 482	σc,h	-9,55	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-4,41	-17,19	-12,90	OK
19	147,7	-75 719	-11 334	983	σc,h	-1,31	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-12,65	-17,19	-12,90	OK
20	156,100	-75 719	10 956	-9 467	σc,h	-7,60	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-6,36	-17,19	-12,90	OK
21	163,100	-75 719	3 323	-2 836	σc,h	-7,18	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-6,78	-17,19	-12,90	OK
22	170,100	-75 719	9 316	-9 244	σc,h	-7,01	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-6,95	-17,19	-12,90	OK
23	178,500	-75 719	-11 955	1 252	σc,h	-1,11	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-12,84	-17,19	-12,90	OK
24	184,100	-75 719	8 694	-2 182	σc,h	-9,70	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-4,26	-17,19	-12,90	OK
25	191,184	-75 719	-12 827	5 017	σc,h	-2,70	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-11,26	-17,19	-12,90	OK
26	201,100	-75 719	11 554	-7 333	σc,h	-8,74	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-5,21	-17,19	-12,90	OK
27	209,600	-75 719	-11 282	2 720	σc,h	-2,29	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-11,67	-17,19	-12,90	OK
28	218,100	-75 719	11 311	-6 452	σc,h	-9,01	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-4,95	-17,19	-12,90	OK
29	226,600	-75 719	-11 360	3 702	σc,h	-2,78	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-11,17	-17,19	-12,90	OK
30	235,100	-75 719	11 398	-5 368	σc,h	-9,50	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-4,46	-17,19	-12,90	OK
31	242,038	-75 719	-12 003	1 829	σc,h	-1,40	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-12,55	-17,19	-12,90	OK

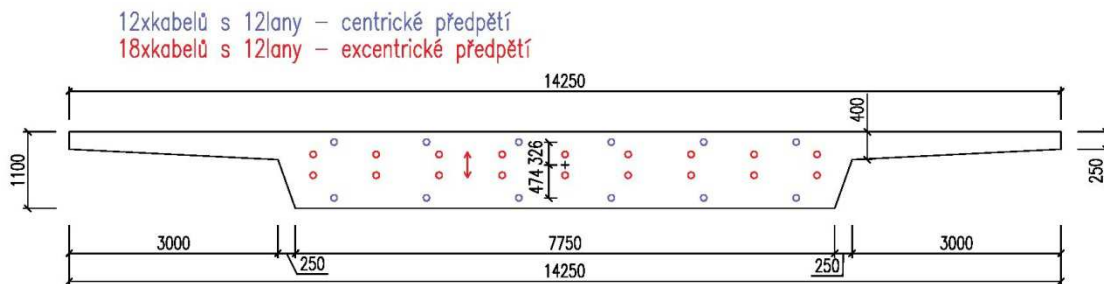
Posudek 3.3 Předpětí v jednotlivých řezech – čas vnesení předpětí (var. 1D)

		ztráty	15 %										
		Uvedení do provozu - ČASTÁ kombinace:						Uvedení do provozu - CHARAKTERISTICKÁ k.:					
Řez	x [m]	Np [KN]	Mp [KNm]	M(častá)	napětí	MPa	dekom	M(char.)	napětí	MPa	0,6fck(t)	0,45fck(t)	
1	3,033	-67 748	-9 637	3 656	σc,h	-2,97	OK	3 882	σc,h	-3,09	-21	-15,75	OK
					σc,d	-9,52	OK		σc,d	-9,40	-21	-15,75	OK
2	9,100	-67 748	9 570	-10 063	σc,h	-6,04	OK	-10 639	σc,h	-5,80	-21	-15,75	OK
					σc,d	-6,45	OK		σc,d	-6,69	-21	-15,75	OK
3	17,600	-67 748	-10 396	9 081	σc,h	-5,52	OK	9 699	σc,h	-5,86	-21	-15,75	OK
					σc,d	-6,96	OK		σc,d	-6,63	-21	-15,75	OK
4	26,100	-67 748	10 287	-11 758	σc,h	-5,63	OK	-12 729	σc,h	-5,22	-21	-15,75	OK
					σc,d	-6,86	OK		σc,d	-7,26	-21	-15,75	OK
5	34,600	-67 748	-10 033	7 770	σc,h	-5,00	OK	8 669	σc,h	-5,50	-21	-15,75	OK
					σc,d	-7,48	OK		σc,d	-6,99	-21	-15,75	OK
6	43,100	-67 748	10 296	-13 345	σc,h	-4,97	OK	-14 945	σc,h	-4,30	-21	-15,75	OK
					σc,d	-7,52	OK		σc,d	-8,19	-21	-15,75	OK
7	53,017	-67 748	-11 479	12 834	σc,h	-6,99	OK	14 865	σc,h	-8,10	-21	-15,75	OK
					σc,d	-5,50	OK		σc,d	-4,39	-21	-15,75	OK
8	60,100	-67 748	7 803	-12 436	σc,h	-4,31	OK	-15 658	σc,h	-2,96	-21	-15,75	OK
					σc,d	-8,18	OK		σc,d	-9,53	-21	-15,75	OK
9	65,700	-67 748	-10 677	7 485	σc,h	-4,50	OK	9 347	σc,h	-5,52	-21	-15,75	OK
					σc,d	-7,99	OK		σc,d	-6,97	-21	-15,75	OK
10	74,100	-67 748	8 349	-16 169	σc,h	-2,98	OK	-17 532	σc,h	-2,41	-21	-15,75	OK
					σc,d	-9,51	OK		σc,d	-10,08	-21	-15,75	OK
11	81,100	-67 748	2 997	-7 265	σc,h	-4,46	OK	-9 207	σc,h	-3,65	-21	-15,75	OK
					σc,d	-8,03	OK		σc,d	-8,84	-21	-15,75	OK
12	88,100	-67 748	9 836	-18 330	σc,h	-2,69	OK	-21 327	σc,h	-1,44	-21	-15,75	OK
					σc,d	-9,79	OK		σc,d	-11,05	-21	-15,75	OK
13	96,500	-67 748	-10 173	12 458	σc,h	-7,50	OK	15 181	σc,h	-8,99	-21	-15,75	OK
					σc,d	-4,99	OK		σc,d	-3,50	-21	-15,75	OK
14	102,100	-67 748	7 651	-10 136	σc,h	-5,21	OK	-12 532	σc,h	-4,20	-21	-15,75	OK
					σc,d	-7,28	OK		σc,d	-8,28	-21	-15,75	OK
15	111,900	-67 748	-14 224	20 943	σc,h	-9,92	OK	23 054	σc,h	-11,08	-21	-15,75	OK
					σc,d	-2,56	OK		σc,d	-1,41	-21	-15,75	OK
16	123,100	-63 848	6 955	-2 027	σc,h	-7,94	OK	-2 597	σc,h	-7,71	-21	-15,75	OK
					σc,d	-3,83	OK		σc,d	-4,06	-21	-15,75	OK
17	132,300	-67 748	-14 473	21 077	σc,h	-9,86	OK	23 190	σc,h	-11,02	-21	-15,75	OK
					σc,d	-2,63	OK		σc,d	-1,47	-21	-15,75	OK
18	142,100	-67 748	7 727	-10 024	σc,h	-5,28	OK	-12 422	σc,h	-4,28	-21	-15,75	OK
					σc,d	-7,20	OK		σc,d	-8,21	-21	-15,75	OK
19	147,7	-67 748	-10 141	12 507	σc,h	-7,54	OK	15 234	σc,h	-9,03	-21	-15,75	OK
					σc,d	-4,95	OK		σc,d	-3,45	-21	-15,75	OK
20	156,100	-67 748	9 803	-18 264	σc,h	-2,71	OK	-21 268	σc,h	-1,45	-21	-15,75	OK
					σc,d	-9,78	OK		σc,d	-11,04	-21	-15,75	OK
21	163,100	-67 748	2 973	-7 287	σc,h	-4,44	OK	-9 225	σc,h	-3,63	-21	-15,75	OK
					σc,d	-8,05	OK		σc,d	-8,86	-21	-15,75	OK
22	170,100	-67 748	8 335	-16 207	σc,h	-2,95	OK	-17 569	σc,h	-2,39	-21	-15,75	OK
					σc,d	-9,53	OK		σc,d	-10,10	-21	-15,75	OK
23	178,500	-67 748	-10 697	7 502	σc,h	-4,49	OK	9 341	σc,h	-5,50	-21	-15,75	OK
					σc,d	-7,99	OK		σc,d	-6,99	-21	-15,75	OK
24	184,100	-67 748	7 779	-12 745	σc,h	-4,17	OK	-15 928	σc,h	-2,84	-21	-15,75	OK
					σc,d	-8,32	OK		σc,d	-9,65	-21	-15,75	OK
25	191,184	-67 748	-11 477	12 815	σc,h	-6,98	OK	14 844	σc,h	-8,09	-21	-15,75	OK
					σc,d	-5,51	OK		σc,d	-4,40	-21	-15,75	OK
26	201,100	-67 748	10 337	-13 435	σc,h	-4,95	OK	-14 988	σc,h	-4,30	-21	-15,75	OK
					σc,d	-7,54	OK		σc,d	-8,19	-21	-15,75	OK
27	209,600	-67 748	-10 095	7 947	σc,h	-5,07	OK	8 843	σc,h	-5,56	-21	-15,75	OK
					σc,d	-7,42	OK		σc,d	-6,93	-21	-15,75	OK
28	218,100	-67 748	10 121	-11 558	σc,h	-5,64	OK	-12 520	σc,h	-5,24	-21	-15,75	OK
					σc,d	-6,84	OK		σc,d	-7,25	-21	-15,75	OK
29	226,600	-67 748	-10 165	8 957	σc,h	-5,58	OK	9 594	σc,h	-5,93	-21	-15,75	OK
					σc,d	-6,91	OK		σc,d	-6,56	-21	-15,75	OK
30	235,100	-67 748	10 198	-10 382	σc,h	-6,17	OK	-10 990	σc,h	-5,91	-21	-15,75	OK
					σc,d	-6,32	OK		σc,d	-6,58	-21	-15,75	OK
31	242,038	-67 748	-10 740	5 683	σc,h	-3,47	OK	6 026	σc,h	-3,66	-21	-15,75	OK
					σc,d	-9,01	OK		σc,d	-8,83	-21	-15,75	OK

Posudek 3.4 Předpětí v jednotlivých řezech – čas uvedení do provozu (var. 1D)

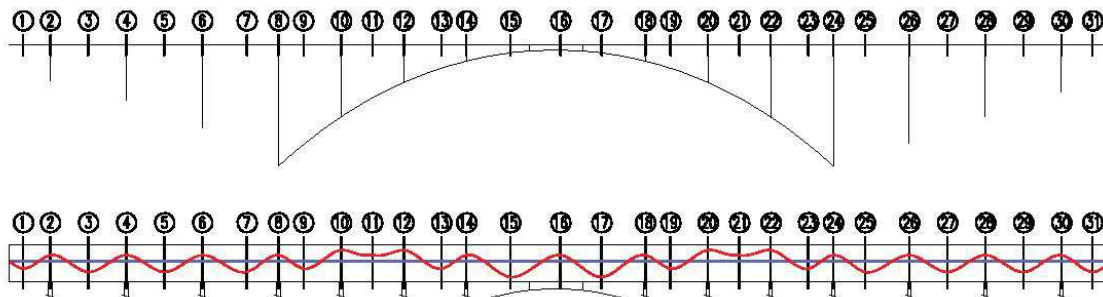
		ztráty	25 %										
		Konec životnosti - ČASTÁ kombinace:						Konec životnosti - CHARAKTERISTICKÁ k.:					
Řez	x [m]	Np [KN]	Mp [KNm]	M(častá)	napětí	MPa	dekom.	M(char.)	napětí	MPa	0,6fck(t)	0,45fck(t)	
1	3,033	-59 778	-8 503	3 656	σc,h	-2,85 OK		3 882	σc,h	-2,98	-21	-15,75	OK
					σc,d	-8,17 OK			σc,d	-8,04	-21	-15,75	OK
2	9,100	-59 778	8 444	-10 063	σc,h	-4,83 OK		-10 639	σc,h	-4,59	-21	-15,75	OK
					σc,d	-6,19 OK			σc,d	-6,43	-21	-15,75	OK
3	17,600	-59 778	-9 173	9 081	σc,h	-5,46 OK		9 699	σc,h	-5,80	-21	-15,75	OK
					σc,d	-5,56 OK			σc,d	-5,22	-21	-15,75	OK
4	26,100	-59 778	9 076	-11 758	σc,h	-4,39 OK		-12 729	σc,h	-3,98	-21	-15,75	OK
					σc,d	-6,63 OK			σc,d	-7,04	-21	-15,75	OK
5	34,600	-59 778	-8 852	7 770	σc,h	-4,92 OK		8 669	σc,h	-5,41	-21	-15,75	OK
					σc,d	-6,10 OK			σc,d	-5,61	-21	-15,75	OK
6	43,100	-59 778	9 084	-13 345	σc,h	-3,73 OK		-14 945	σc,h	-3,06	-21	-15,75	OK
					σc,d	-7,29 OK			σc,d	-7,96	-21	-15,75	OK
7	53,017	-59 778	-10 129	12 834	σc,h	-6,99 OK		14 865	σc,h	-8,10	-21	-15,75	OK
					σc,d	-4,03 OK			σc,d	-2,91	-21	-15,75	OK
8	60,100	-59 778	6 885	-12 436	σc,h	-3,19 OK		-15 658	σc,h	-1,84	-21	-15,75	OK
					σc,d	-7,83 OK			σc,d	-9,18	-21	-15,75	OK
9	65,700	-59 778	-9 421	7 485	σc,h	-4,45 OK		9 347	σc,h	-5,47	-21	-15,75	OK
					σc,d	-6,57 OK			σc,d	-5,55	-21	-15,75	OK
10	74,100	-59 778	7 367	-16 169	σc,h	-1,83 OK		-17 532	σc,h	-1,26	-21	-15,75	OK
					σc,d	-9,19 OK			σc,d	-9,76	-21	-15,75	OK
11	81,100	-59 778	2 644	-7 265	σc,h	-3,58 OK		-9 207	σc,h	-2,77	-21	-15,75	OK
					σc,d	-7,44 OK			σc,d	-8,25	-21	-15,75	OK
12	88,100	-59 778	8 678	-18 330	σc,h	-1,48 OK		-21 327	σc,h	-0,22	-21	-15,75	OK
					σc,d	-9,54 OK			σc,d	-10,80	-21	-15,75	OK
13	96,500	-59 778	-8 977	12 458	σc,h	-7,42 OK		15 181	σc,h	-8,91	-21	-15,75	OK
					σc,d	-3,60 OK			σc,d	-2,11	-21	-15,75	OK
14	102,100	-59 778	6 751	-10 136	σc,h	-4,09 OK		-12 532	σc,h	-3,09	-21	-15,75	OK
					σc,d	-6,92 OK			σc,d	-7,93	-21	-15,75	OK
15	111,900	-59 778	-12 551	20 943	σc,h	-10,11 OK		23 054	σc,h	-11,26	-21	-15,75	OK
					σc,d	-0,91 OK			σc,d	0,24	-21	-15,75	OK
16	123,100	-56 336	6 137	-2 027	σc,h	-6,91 OK		-2 597	σc,h	-6,67	-21	-15,75	OK
					σc,d	-3,47 OK			σc,d	-3,71	-21	-15,75	OK
17	132,300	-59 778	-12 770	21 077	σc,h	-10,06 OK		23 190	σc,h	-11,22	-21	-15,75	OK
					σc,d	-0,96 OK			σc,d	0,20	-21	-15,75	OK
18	142,100	-59 778	6 818	-10 024	σc,h	-4,17 OK		-12 422	σc,h	-3,17	-21	-15,75	OK
					σc,d	-6,85 OK			σc,d	-7,85	-21	-15,75	OK
19	147,7	-59 778	-8 948	12 507	σc,h	-7,46 OK		15 234	σc,h	-8,95	-21	-15,75	OK
					σc,d	-3,56 OK			σc,d	-2,07	-21	-15,75	OK
20	156,100	-59 778	8 650	-18 264	σc,h	-1,49 OK		-21 268	σc,h	-0,24	-21	-15,75	OK
					σc,d	-9,53 OK			σc,d	-10,78	-21	-15,75	OK
21	163,100	-59 778	2 624	-7 287	σc,h	-3,56 OK		-9 225	σc,h	-2,75	-21	-15,75	OK
					σc,d	-7,46 OK			σc,d	-8,27	-21	-15,75	OK
22	170,100	-59 778	7 355	-16 207	σc,h	-1,81 OK		-17 569	σc,h	-1,24	-21	-15,75	OK
					σc,d	-9,21 OK			σc,d	-9,78	-21	-15,75	OK
23	178,500	-59 778	-9 438	7 502	σc,h	-4,45 OK		9 341	σc,h	-5,46	-21	-15,75	OK
					σc,d	-6,57 OK			σc,d	-5,56	-21	-15,75	OK
24	184,100	-59 778	6 864	-12 745	σc,h	-3,05 OK		-15 928	σc,h	-1,72	-21	-15,75	OK
					σc,d	-7,97 OK			σc,d	-9,30	-21	-15,75	OK
25	191,184	-59 778	-10 126	12 815	σc,h	-6,98 OK		14 844	σc,h	-8,09	-21	-15,75	OK
					σc,d	-4,04 OK			σc,d	-2,93	-21	-15,75	OK
26	201,100	-59 778	9 121	-13 435	σc,h	-3,71 OK		-14 988	σc,h	-3,06	-21	-15,75	OK
					σc,d	-7,31 OK			σc,d	-7,96	-21	-15,75	OK
27	209,600	-59 778	-8 907	7 947	σc,h	-4,98 OK		8 843	σc,h	-5,47	-21	-15,75	OK
					σc,d	-6,04 OK			σc,d	-5,54	-21	-15,75	OK
28	218,100	-59 778	8 930	-11 558	σc,h	-4,41 OK		-12 520	σc,h	-4,01	-21	-15,75	OK
					σc,d	-6,61 OK			σc,d	-7,01	-21	-15,75	OK
29	226,600	-59 778	-8 969	8 957	σc,h	-5,50 OK		9 594	σc,h	-5,85	-21	-15,75	OK
					σc,d	-5,52 OK			σc,d	-5,17	-21	-15,75	OK
30	235,100	-59 778	8 998	-10 382	σc,h	-4,93 OK		-10 990	σc,h	-4,68	-21	-15,75	OK
					σc,d	-6,09 OK			σc,d	-6,34	-21	-15,75	OK
31	242,038	-59 778	-9 476	5 683	σc,h	-3,43 OK		6 026	σc,h	-3,62	-21	-15,75	OK
					σc,d	-7,59 OK			σc,d	-7,40	-21	-15,75	OK

Posudek 3.5 Předpětí v jednotlivých řezech – čas konec životnosti (var. 1D)



Obr. 3.31 Schéma rozmístění předpínacích kabelů v mostovce (var. 1D)

Předpětí bylo z důvodu velkého výkyvu ohybových momentů v určitých řezech navrženo jak excentrické tak centrické. V podélném směru jsou v jednotlivých řezech navrženy pouze excentricity jednotlivých kabelů, na Obr. 3.32 (resp. Obr. 3.34) jsou kabely pouze zaobleny mezi těmito řezy.



Obr. 3.32 Schéma vedení předpínacích kabelů v podélném řezu (var. 1D)

Posouzení v době vnesení předpětí bylo uvažováno se snížením pevnosti betonu v tlaku z důvodu malého stáří betonu dle vztahu:

$$f_{ck}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{ck} \quad (3.9)$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left(s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right) \quad (3.10)$$

kde f_{ck} je pevnost v tlaku po 28 dnech, t stáří betonu ve dnech, s je koeficient, který závisí na druhu cementu (pro CEM 42,5 R, CEM 52,5 N a CEM 52,5 R je $s = 0,2$) [6].

3.3.4.2 Návrh předpětí pro variantu 2D

Beton:		Průřezové charakteristiky:		Předpínací výztuž:	
f _{ck}	35 MPa	A	12450000 mm ²	d	15,7 mm
t ₀	7 den	h	1300 mm	A _p	150 mm ²
f _{ck} (t ₀)	29 MPa	ep,h	-418 mm	f _{p,0,1,k}	1640 MPa
		ep,d	582 mm	f _{p,k}	1860 MPa
		ly	1,866E+12 mm ⁴	ztráty	25 %
		eh	568 mm		
		ed	732 mm		
Předpětí:		předpětí centrické:		předpětí excentrické:	
počet lan	12	kabelů	vzd. od dolního okr.	počet lan	12
počet kab.	34	8	150 mm	počet kab.	18
N _p	90331 KN	8	1150 mm	N _p	47822
M _p	7407 KNm				

Posudek 3.6 Základní charakteristiky u předpětí pro variantu 2D

Řez	x [m]	vnitřní síly					předpětí e [mm]
		předpětí		vl. tíha	kvazistálá	charak.	
		N _p [KN]	M _p [KNm]	M [KNm]	M [KNm]	M [KNm]	
1	5,855	-90331	-21357	5246	6603	12277	432
2	16,100	-90331	19382	-10757	-13604	-19289	-318
3	27,100	-90331	-19063	6146	7939	15170	482
4	38,100	-90331	18996	-13896	-17463	-24998	-318
5	50,475	-90331	-20380	8085	10588	21121	482
6	60,100	-90331	17005	-7146	-11029	-26085	-318
7	68,731	-90331	-16821	681	1958	9908	382
8	78,800	-90331	21027	-18934	-23020	-31816	-418
9	88,869	-90331	-14911	-645	392	15335	362
10	97,500	-90331	18775	-9609	-12387	-24699	-318
11	107,515	-90331	-20672	12842	16526	31307	582
12	123,100	-84620	11492	-115	-1000	-3008	-100
13	136,685	-90331	-20942	12986	16656	31431	582
14	146,700	-90331	18769	-9525	-12290	-24609	-318
15	155,331	-90331	-15050	-610	402	15340	362
16	165,400	-90331	20733	-18953	-23062	-31863	-418
17	175,470	-90331	-16178	577	1889	9849	362
18	184,100	-90331	16672	-7323	-11325	-26405	-318
19	193,725	-90331	-20498	8152	10679	21249	482
20	206,100	-90331	19153	-13514	-17108	-24600	-318
21	217,100	-90331	-19172	5742	7502	14842	482
22	228,100	-90331	19007	-11946	-15093	-20830	-318
23	239,239	-90331	-19315	7243	9106	15704	482

Posudek 3.7 Vnitřní síly a excentricita předpětí v jednotlivých řezech (var. 2D)

		ztráty		5 %					
		fck(t=7dni)		29 MPa					
		Vnesení předpětí:							
Řez	x [m]	Np [KN]	Mp [KNm]	M(vl. tíha)	napětí	MPa	0,6fck(t)	0,45fck(t)	
1	5,855	-85 814	-20 289	5 246	σc,h	-0,99	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-12,79	-17,19	-12,90	OK
2	16,100	-85 814	18 413	-10 757	σc,h	-9,22	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-4,56	-17,19	-12,90	OK
3	27,100	-85 814	-18 110	6 146	σc,h	-2,20	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-11,59	-17,19	-12,90	OK
4	38,100	-85 814	18 046	-13 896	σc,h	-8,16	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-5,63	-17,19	-12,90	OK
5	50,475	-85 814	-19 361	8 085	σc,h	-2,47	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-11,32	-17,19	-12,90	OK
6	60,100	-85 814	16 155	-7 146	σc,h	-9,63	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-4,15	-17,19	-12,90	OK
7	68,731	-85 814	-15 980	681	σc,h	-0,89	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-12,89	-17,19	-12,90	OK
8	78,800	-85 814	19 976	-18 934	σc,h	-7,21	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-6,58	-17,19	-12,90	OK
9	88,869	-85 814	-14 165	-645	σc,h	-1,08	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-12,70	-17,19	-12,90	OK
10	97,500	-85 814	17 836	-9 609	σc,h	-9,40	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-4,39	-17,19	-12,90	OK
11	107,515	-85 814	-19 638	12 842	σc,h	-4,23	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-9,56	-17,19	-12,90	OK
12	123,100	-80 389	10 917	-115	σc,h	-9,75	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-3,17	-17,19	-12,90	OK
13	136,685	-85 814	-19 895	12 986	σc,h	-4,18	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-9,60	-17,19	-12,90	OK
14	146,700	-85 814	17 830	-9 525	σc,h	-9,42	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-4,36	-17,19	-12,90	OK
15	155,331	-85 814	-14 297	-610	σc,h	-1,04	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-12,74	-17,19	-12,90	OK
16	165,400	-85 814	19 697	-18 953	σc,h	-7,12	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-6,67	-17,19	-12,90	OK
17	175,470	-85 814	-15 369	577	σc,h	-1,09	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-12,70	-17,19	-12,90	OK
18	184,100	-85 814	15 839	-7 323	σc,h	-9,49	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-4,30	-17,19	-12,90	OK
19	193,725	-85 814	-19 473	8 152	σc,h	-2,45	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-11,33	-17,19	-12,90	OK
20	206,100	-85 814	18 195	-13 514	σc,h	-8,32	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-5,47	-17,19	-12,90	OK
21	217,100	-85 814	-18 214	5 742	σc,h	-2,00	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-11,79	-17,19	-12,90	OK
22	228,100	-85 814	18 057	-11 946	σc,h	-8,75	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-5,03	-17,19	-12,90	OK
23	239,239	-85 814	-18 349	7 243	σc,h	-2,54	-17,19	-12,90	OK
					σc,d	-11,25	-17,19	-12,90	OK

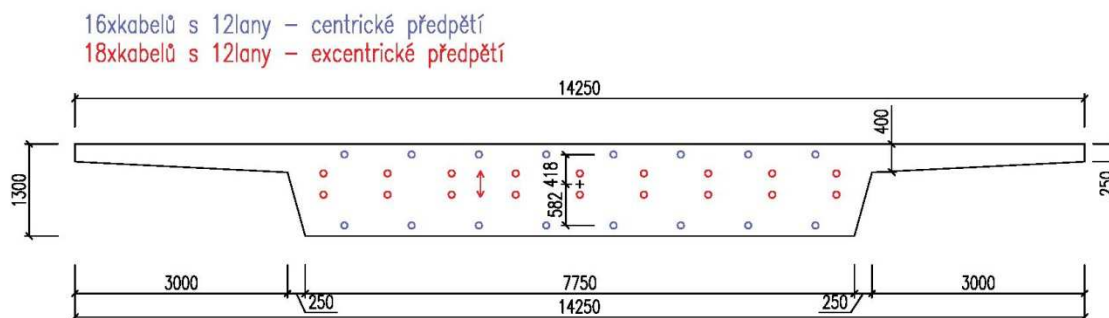
Posudek 3.8 Předpětí v jednotlivých řezech – čas vnesení předpětí (var. 2D)

		ztráty		15 %									
		Uvedení do provozu - ČASTÁ kombinace:							Uvedení do provozu - CHARAKTERISTICKÁ k.:				
Řez	x [m]	Np [KN]	Mp [KNm]	M(častá)	napětí	MPa	dekom.	M(char.)	napětí	MPa	0,6fck(t)	0,45fck(t)	
1	5,855	-76 781	-18 153	11 431	σc,h	-3,53	OK	12 277	σc,h	-3,86	-21	-15,75	OK
					σc,d	-8,80	OK		σc,d	-8,47	-21	-15,75	OK
2	16,100	-76 781	16 475	-17 850	σc,h	-5,75	OK	-19 289	σc,h	-5,31	-21	-15,75	OK
					σc,d	-6,59	OK		σc,d	-7,02	-21	-15,75	OK
3	27,100	-76 781	-16 204	13 882	σc,h	-5,26	OK	15 170	σc,h	-5,76	-21	-15,75	OK
					σc,d	-7,08	OK		σc,d	-6,57	-21	-15,75	OK
4	38,100	-76 781	16 147	-22 695	σc,h	-4,17	OK	-24 998	σc,h	-3,47	-21	-15,75	OK
					σc,d	-8,16	OK		σc,d	-8,86	-21	-15,75	OK
5	50,475	-76 781	-17 323	18 592	σc,h	-6,67	OK	21 121	σc,h	-7,66	-21	-15,75	OK
					σc,d	-5,67	OK		σc,d	-4,68	-21	-15,75	OK
6	60,100	-76 781	14 454	-22 033	σc,h	-3,86	OK	-26 085	σc,h	-2,63	-21	-15,75	OK
					σc,d	-8,47	OK		σc,d	-9,71	-21	-15,75	OK
7	68,731	-76 781	-14 298	8 318	σc,h	-3,82	OK	9 908	σc,h	-4,45	-21	-15,75	OK
					σc,d	-8,51	OK		σc,d	-7,89	-21	-15,75	OK
8	78,800	-76 781	17 873	-28 962	σc,h	-2,79	OK	-31 816	σc,h	-1,92	-21	-15,75	OK
					σc,d	-9,54	OK		σc,d	-10,41	-21	-15,75	OK
9	88,869	-76 781	-12 674	12 115	σc,h	-5,95	OK	15 335	σc,h	-7,21	-21	-15,75	OK
					σc,d	-6,39	OK		σc,d	-5,12	-21	-15,75	OK
10	97,500	-76 781	15 959	-21 176	σc,h	-4,58	OK	-24 699	σc,h	-3,51	-21	-15,75	OK
					σc,d	-7,76	OK		σc,d	-8,83	-21	-15,75	OK
11	107,515	-76 781	-17 571	28 374	σc,h	-10,40	OK	31 307	σc,h	-11,56	-21	-15,75	OK
					σc,d	-1,93	OK		σc,d	-0,78	-21	-15,75	OK
12	123,100	-71 927	9 768	-2 763	σc,h	-7,91	OK	-3 008	σc,h	-7,84	-21	-15,75	OK
					σc,d	-3,64	OK		σc,d	-3,72	-21	-15,75	OK
13	136,685	-76 781	-17 801	28 496	σc,h	-10,36	OK	31 431	σc,h	-11,51	-21	-15,75	OK
					σc,d	-1,97	OK		σc,d	-0,82	-21	-15,75	OK
14	146,700	-76 781	15 953	-21 073	σc,h	-4,61	OK	-24 609	σc,h	-3,53	-21	-15,75	OK
					σc,d	-7,73	OK		σc,d	-8,80	-21	-15,75	OK
15	155,331	-76 781	-12 792	12 115	σc,h	-5,90	OK	15 340	σc,h	-7,17	-21	-15,75	OK
					σc,d	-6,43	OK		σc,d	-5,17	-21	-15,75	OK
16	165,400	-76 781	17 623	-29 015	σc,h	-2,70	OK	-31 863	σc,h	-1,83	-21	-15,75	OK
					σc,d	-9,63	OK		σc,d	-10,50	-21	-15,75	OK
17	175,470	-76 781	-13 751	8 275	σc,h	-4,02	OK	9 849	σc,h	-4,64	-21	-15,75	OK
					σc,d	-8,32	OK		σc,d	-7,70	-21	-15,75	OK
18	184,100	-76 781	14 172	-22 383	σc,h	-3,67	OK	-26 405	σc,h	-2,44	-21	-15,75	OK
					σc,d	-8,67	OK		σc,d	-9,89	-21	-15,75	OK
19	193,725	-76 781	-17 423	18 705	σc,h	-6,67	OK	21 249	σc,h	-7,67	-21	-15,75	OK
					σc,d	-5,66	OK		σc,d	-4,67	-21	-15,75	OK
20	206,100	-76 781	16 280	-22 350	σc,h	-4,32	OK	-24 600	σc,h	-3,63	-21	-15,75	OK
					σc,d	-8,01	OK		σc,d	-8,70	-21	-15,75	OK
21	217,100	-76 781	-16 296	13 553	σc,h	-5,09	OK	14 842	σc,h	-5,60	-21	-15,75	OK
					σc,d	-7,24	OK		σc,d	-6,74	-21	-15,75	OK
22	228,100	-76 781	16 156	-19 322	σc,h	-5,20	OK	-20 830	σc,h	-4,74	-21	-15,75	OK
					σc,d	-7,13	OK		σc,d	-7,59	-21	-15,75	OK
23	239,239	-76 781	-16 418	14 671	σc,h	-5,48	OK	15 704	σc,h	-5,89	-21	-15,75	OK
					σc,d	-6,85	OK		σc,d	-6,45	-21	-15,75	OK

Posudek 3.9 Předpětí v jednotlivých řezech – čas uvedení do provozu (var. 2D)

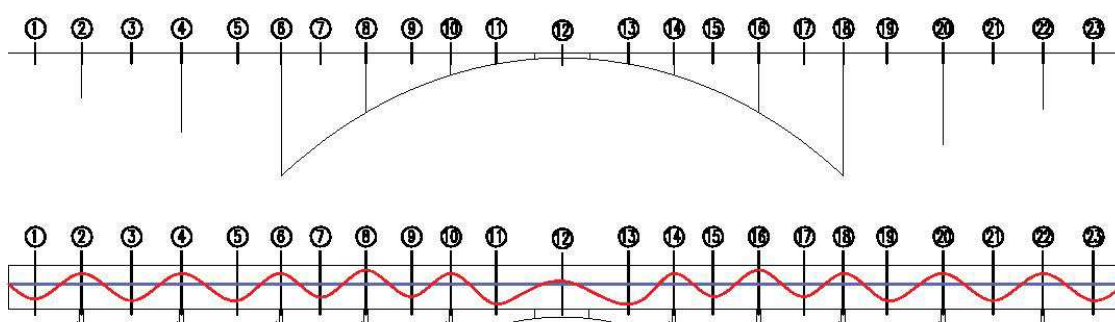
		ztráty		25 %											
		Konec životnosti - ČÁSTÁ kombinace:						Konec životnosti - CHARAKTERISTICKÁ k.:							
Řez	x [m]	Np [KN]	Mp [KNm]	M(častá)	napětí	MPa	dekom.	M(char.)	napětí	MPa	0,6fck(t)	0,45fck(t)			
1	5,855	-67 748	-16 018	11 431	σc,h	-3,64	OK	12 277	σc,h	-3,97	-21	-15,75	OK		
					σc,d	-7,24	OK		σc,d	-6,91	-21	-15,75	OK		
2	16,100	-67 748	14 536	-17 850	σc,h	-4,43	OK	-19 289	σc,h	-3,99	-21	-15,75	OK		
					σc,d	-6,45	OK		σc,d	-6,89	-21	-15,75	OK		
3	27,100	-67 748	-14 298	13 882	σc,h	-5,28	OK	15 170	σc,h	-5,78	-21	-15,75	OK		
					σc,d	-5,60	OK		σc,d	-5,10	-21	-15,75	OK		
4	38,100	-67 748	14 247	-22 695	σc,h	-2,87	OK	-24 998	σc,h	-2,17	-21	-15,75	OK		
					σc,d	-8,01	OK		σc,d	-8,71	-21	-15,75	OK		
5	50,475	-67 748	-15 285	18 592	σc,h	-6,74	OK	21 121	σc,h	-7,73	-21	-15,75	OK		
					σc,d	-4,14	OK		σc,d	-3,15	-21	-15,75	OK		
6	60,100	-67 748	12 754	-22 033	σc,h	-2,62	OK	-26 085	σc,h	-1,38	-21	-15,75	OK		
					σc,d	-8,27	OK		σc,d	-9,50	-21	-15,75	OK		
7	68,731	-67 748	-12 616	8 318	σc,h	-3,76	OK	9 908	σc,h	-4,38	-21	-15,75	OK		
					σc,d	-7,13	OK		σc,d	-6,50	-21	-15,75	OK		
8	78,800	-67 748	15 770	-28 962	σc,h	-1,43	OK	-31 816	σc,h	-0,56	-21	-15,75	OK		
					σc,d	-9,46	OK		σc,d	-10,33	-21	-15,75	OK		
9	88,869	-67 748	-11 183	12 115	σc,h	-5,81	OK	15 335	σc,h	-7,07	-21	-15,75	OK		
					σc,d	-5,08	OK		σc,d	-3,81	-21	-15,75	OK		
10	97,500	-67 748	14 081	-21 176	σc,h	-3,28	OK	-24 699	σc,h	-2,21	-21	-15,75	OK		
					σc,d	-7,60	OK		σc,d	-8,67	-21	-15,75	OK		
11	107,515	-67 748	-15 504	28 374	σc,h	-10,49	OK	31 307	σc,h	-11,64	-21	-15,75	OK		
					σc,d	-0,39	OK		σc,d	0,76	-21	-15,75	OK		
12	123,100	-63 465	8 619	-2 763	σc,h	-6,88	OK	-3 008	σc,h	-6,81	-21	-15,75	OK		
					σc,d	-3,32	OK		σc,d	-3,39	-21	-15,75	OK		
13	136,685	-67 748	-15 707	28 496	σc,h	-10,46	OK	31 431	σc,h	-11,61	-21	-15,75	OK		
					σc,d	-0,42	OK		σc,d	0,73	-21	-15,75	OK		
14	146,700	-67 748	14 077	-21 073	σc,h	-3,31	OK	-24 609	σc,h	-2,24	-21	-15,75	OK		
					σc,d	-7,57	OK		σc,d	-8,65	-21	-15,75	OK		
15	155,331	-67 748	-11 287	12 115	σc,h	-5,77	OK	15 340	σc,h	-7,03	-21	-15,75	OK		
					σc,d	-5,12	OK		σc,d	-3,85	-21	-15,75	OK		
16	165,400	-67 748	15 550	-29 015	σc,h	-1,34	OK	-31 863	σc,h	-0,48	-21	-15,75	OK		
					σc,d	-9,54	OK		σc,d	-10,41	-21	-15,75	OK		
17	175,470	-67 748	-12 133	8 275	σc,h	-3,93	OK	9 849	σc,h	-4,55	-21	-15,75	OK		
					σc,d	-6,96	OK		σc,d	-6,34	-21	-15,75	OK		
18	184,100	-67 748	12 504	-22 383	σc,h	-2,43	OK	-26 405	σc,h	-1,21	-21	-15,75	OK		
					σc,d	-8,45	OK		σc,d	-9,67	-21	-15,75	OK		
19	193,725	-67 748	-15 374	18 705	σc,h	-6,75	OK	21 249	σc,h	-7,75	-21	-15,75	OK		
					σc,d	-4,13	OK		σc,d	-3,14	-21	-15,75	OK		
20	206,100	-67 748	14 365	-22 350	σc,h	-3,01	OK	-24 600	σc,h	-2,33	-21	-15,75	OK		
					σc,d	-7,87	OK		σc,d	-8,56	-21	-15,75	OK		
21	217,100	-67 748	-14 379	13 553	σc,h	-5,12	OK	14 842	σc,h	-5,62	-21	-15,75	OK		
					σc,d	-5,77	OK		σc,d	-5,26	-21	-15,75	OK		
22	228,100	-67 748	14 255	-19 322	σc,h	-3,90	OK	-20 830	σc,h	-3,44	-21	-15,75	OK		
					σc,d	-6,98	OK		σc,d	-7,44	-21	-15,75	OK		
23	239,239	-67 748	-14 486	14 671	σc,h	-5,51	OK	15 704	σc,h	-5,92	-21	-15,75	OK		
					σc,d	-5,37	OK		σc,d	-4,96	-21	-15,75	OK		

Posudek 3.10 Předpětí v jednotlivých řezech – čas konec životnosti (var. 2D)



Obr. 3.33 Schéma rozmístění předpínacích kabelů v mostovce (var. 2D)

Jako u varianty 1D je předpětí rozděleno na centrické a excentrické. U varianty 2D je průřez mostovky o 200mm vyšší a je v ní navrženo i více předpínacích kabelů.



Obr. 3.34 Schéma vedení předpínacích kabelů v podélném řezu (var. 2D)

3.3.5 Návrh oblouku, pilířů a vzpěr

V této kapitole je proveden návrh jednotlivých průřezů včetně vyztužení a posouzení MSÚ a posouzení MSP omezení napětí pro obě varianty (1D, 2D) konstrukčního řešení. Pro tato posouzení byly vytvořeny Excely s interakčním diagramem a s výpočtem napětí v betonu a ve výztuži pro oboustranně vyztužený obdélníkový průřez.

V Excelu pro **posouzení MSÚ** (M+N) s interakčním diagramem se automaticky uvažuje s náhodnou excentricitou e_0 normálové síly. Program dále počítá a posuzuje i účinek druhého řádu, u masivních prvků je tato excentricita $e_2 = 0$, u štíhlých prvků je tato excentricita stanovena metodou jmenovité křivosti. Tento výpočet je proveden značně konzervativně některé hodnoty jsou pouze odhadnuty např. součinitel dotvarování $\varphi = 3$. Program také kontroluje splnění konstrukčních zásad. Z důvodu úspory papíru je vytištěna pouze hlavní stránka tohoto programu. Veškeré ostatní výpočty jsou dostupné na CD přiložené k diplomové práci.

Excel pro **posouzení MSP omezení napětí** počítá napětí v betonu a ve výztuži pomocí ideálního průřezu a předpokládá se pružné chování obou materiálů. U výpočtu s trhlinami je ideální průřez oslabený trhlinou, výška tlačené betonové části je rovna hodnotě x . Nejdříve se program pokusí spočítat napětí v betonu bez trhlin. Pokud zjistí, že napětí přesáhlo tahovou pevnost betonu v tahu, provede výpočet na průřezu s trhlinami. Výpočet s trhlinami je iterační proces, kde se hledá výška tlačené části x a kontroluje se rovnováha vnitřních sil (M+N). Pro iterování je použita funkce hledání řešení – kde se proměnná x postupně mění tak aby platila

rovnováha N. Oba výpočty jak s trhlinou, tak bez trhliny jsou provedeny pro charakteristickou i kvazistálou kombinaci zatížení, tak aby bylo možné zkontrolovat všechny podmínky omezení napětí. Konkrétně pro charakteristickou kombinaci omezení maximálního tlakového napětí v betonu $|\sigma_c| \leq 0,6f_{ck}$ a pro uvažování lineárního dotvarování při kvazistálé kombinaci $|\sigma_c| \leq 0,45f_{ck}$. Napětí ve výztuži by nemělo přesáhnout $|\sigma_s| \leq 0,8f_{yk}$.

Výpočet krycí vrstvy betonu pro oblouk, pilířů a vzpěr je obdobný dle vztahům (3.7) a (3.8).

$$c_{min,s} = \max\{32; 40; 10\} = 40 \text{ mm}$$

$$c_{nom,s} = 40 + 10 = 50 \text{ mm}$$

Pokud bude mít hlavní tahová výztuž velikost profilů 32 mm, pak rozdělovací výztuž nebo třmínky pravděpodobně nebudou mít profil větší než 16 mm. Proto je u oblouku, pilířů a vzpěr navržená krycí vrstva $c = 65 \text{ mm}$.

Na oblouk působí tlaková normálová síla (N) v kombinaci s kladným i záporným ohybovým momentem (M). Účinná délka v podélném směru je u oblouku uvažována na délku jednoho pole oblouku tzv. délku oblouku mezi vzpěrami. Předpokládá se, že oblouk by vybočil ve tvaru sinusoidy a kloubově připojené vzpěry mu v pootočení nezabrání. Globální vybočení celého oblouku není řešené a předpokládá se, že tuhost mostovky a vzpěr klade tomuto globálnímu vybočení dostatečný odpor.

U vzpěr a pilířů se uvažuje účinná délka rovná skutečné délce. Je navržen a posouzen pouze nejvíce zatížený pilíř/vzpěra u ostatních se předpokládá, že by také vyhověly.

Průřezy oblouku, pilířů a vzpěr tvoří dva dříky. Posouzeny jsou, ale jako jeden dřík s polovičním zatížením resp. vnitřními silami. Vliv nerovnoměrného roznášení zatížení v příčném směru je zanedbán.

Velikosti vnitřních sil pro jednotlivé posudky jsou v kapitole 3.3.3.1 a 3.3.3.2.

3.3.5.1 Návrh oblouku varianta 1D

MSÚ - oblouk (var.1D)									
Materiály:					Excentricita:				
Beton:	C45/55	Ocel:	B500 B	e0	45 mm				
fck	45 MPa	fyk	500 MPa	l0	17800 mm				
γc	1,50	γc	1,15	λ	41,107				
αcc	0,9	fyd	434,78 MPa	λlim	41,557				
fcd	27 MPa	Es	210000 MPa	masivní prvek					
Ecm	36000 MPa	eyd	2,07 ‰	e2	0 mm				
εc3	1,75 ‰								
εcu3	3,5 ‰								
dg	22 mm								
Zatížení:			Výztuž:			konstrukční zásady:			
Ned	Med	n1	26 ks	As	41821 <	126000	OK		
[KN]	[KNm]	Ø1	32 mm	(sloup)	>	6216,9	OK		
-39823	18978,5	n2	26 ks	(trám)	>	6300	OK		
s imperf.	20751	Ø2	32 mm						
Průřez:	As1		20910 mm ²	s1	45 >	38,4	OK		
b	2100 mm	As2	20910 mm ²	<		300	OK		
h	1500 mm	d1	77 mm	s1	45 >	38,4	OK		
c	60 mm	d2	77 mm	<		300	OK		
Øtř	16 mm								
Ac	3150000 mm ²								

Posudek 3.11 Posouzení oblouku na MSÚ (varianta 1D)

MSP - omezení napětí u oblouku (var.1D)						
Materiály:		Průřez:		Zatížení:		
Beton:	C45/55		b	2100 mm	Nek	-29491 KN
fck	45 MPa		h	1500 mm	Mek	13968 KNm
γc	1,50		c	60 mm	Ne,kvazi	-25734 KN
αcc	0,9		Øtř	16 mm	Me,kvazi	7469,5 KNm
fcd	27,00 MPa		Ac	3 150 000 mm ²		
Ecm	36000 MPa					
fctm	3,80 MPa		Výztuž:			
Ocel:	B500 B		n1	26 ks		
fck	500 MPa		Ø1	32 mm		
γc	1,15		n2	26 ks		
fcd	434,78 MPa		Ø2	32 mm		
Es	200 000 MPa		As1	20 910 mm ²		
eyd	2,17 ‰		As2	20 910 mm ²		
Charakteristická kombinace:						
Výpočet napětí na průřezu bez trhlin:						
αe	5,56					
x	1181		σc,h	-23,87 MPa		
Aeff	3 382 338 mm ²		σc,d	6,44 MPa	<fctm	3,80 MPa
zT,eff	750 mm		σs1	-122,31 MPa		vznikají trhliny
Ieff	691 219 089 425 mm ⁴		σs2	25,43 MPa		
Výpočet napětí na průřezu s trhlinami:						
e	276 mm					
x	1022 mm		σc,h	-25,98 MPa		
Aeff	2 379 056 mm ²					
zT,eff	534 mm		σs1	-131,33 MPa		
Ieff	299 498 176 786 mm ⁴		σs2	54,46 MPa		
Posouzení:						
σc,h	-25,98 MPa	≤0,6fck	27 MPa	OK		
σc,d	trhlina MPa					
σs1	-131,33 MPa	≤0,8fyk	400 MPa	OK		
σs2	54,46 MPa	≤0,8fyk	400 MPa	OK		
Kvazistálá kombinace:						
Výpočet napětí na průřezu bez trhlin:						
αe	5,56					
x	1454		σc,h	-15,71 MPa		
Aeff	3 382 338 mm ²		σc,d	0,50 MPa	<fctm	3,80 MPa
zT,eff	750 mm		σs1	-81,77 MPa		nevznikají trhliny
Ieff	691 219 089 425 mm ⁴		σs2	-2,77 MPa		
Výpočet napětí na průřezu s trhlinami:						
e	460 mm					
x	1451 mm		σc,h	-15,73 MPa		
Aeff	3 280 468 mm ²					
zT,eff	727 mm		σs1	-81,83 MPa		
Ieff	635 877 232 035 mm ⁴		σs2	-2,62 MPa		
Posouzení:						
σc,h	-15,71 MPa	≤0,45fck	20,25 MPa	OK		
σc,d	0,50 MPa					
σs1	-81,77 MPa	≤0,8fyk	400 MPa	OK		
σs2	-2,77 MPa	≤0,8fyk	400 MPa	OK		

Posudek 3.12 Posouzení oblouku na MSP – omezení napětí (varianta 1D)

3.3.5.2 Návrh oblouku varianta 2D

MSÚ - oblouk (var.2D)									
Materiály:					Excentricita:				
Beton:	C45/55	Ocel:	B500 B	e0	30 mm				
fck	45 MPa	fyk	500 MPa	l0	12000 mm				
γc	1,50	γc	1,15	λ	27,713				
αcc	0,9	fyd	434,78 MPa	λlim	42,563				
fcd	27 MPa	Es	210000 MPa	masivní prvek					
Ecm	36000 MPa	εyd	2,07 ‰	e2	0 mm				
εc3	1,75 ‰								
εcu3	3,5 ‰								
dg	22 mm								
Zatížení:			Výztuž:			konstrukční zásady:			
Ned	Med	n1	29 ks	As	46646 <	132000	OK		
[KN]	[KNm]	∅1	32 mm	(sloup)	>	6513	OK		
-40542,5	20854	n2	29 ks	(trám)	>	6600	OK		
s imperf.	22070	∅2	32 mm						
Průřez:		As1	23323 mm ²	s1	40 >	38,4	OK		
b	2200 mm	As2	23323 mm ²	<		300	OK		
h	1500 mm	d1	72 mm	s1	40 >	38,4	OK		
c	60 mm	d2	72 mm	<		300	OK		
∅tř	16 mm								
Ac	3300000 mm ²								

Posudek 3.13 Posouzení oblouku na MSÚ (varianta 2D)

MSP - omezení napětí u oblouku (var.2D)							
Materiály:		Průřez:		Zatížení:			
Beton:	C45/55		b	2200	mm	Nek	-30020 KN
fck	45	MPa	h	1500	mm	Mek	15365 KNm
γc	1,50		c	60	mm	Ne,kvazi	-26316 KN
αcc	0,9		Øtř	16	mm	Me,kvazi	10291 KNm
fcd	27,00	MPa	Ac	3 300 000	mm ²		
Ecm	36000	MPa					
fctm	3,80	MPa	Výztuž:				
Ocel:	B500 B		n1	29	ks		
fck	500	MPa	Ø1	32	mm		
γc	1,15		n2	29	ks		
fcd	434,78	MPa	Ø2	32	mm		
Es	200 000	MPa	As1	23 323	mm ²		
εyd	2,17	‰	As2	23 323	mm ²		
Charakteristická kombinace:							
Výpočet napětí na průřezu bez trhlin:							
αe	5,56						
x	1151		σc,h	-24,20	MPa		
Aeff	3 559 146	mm ²	σc,d	7,33	MPa	<fctm	3,80 MPa
zT,eff	750	mm	σs1	-123,70	MPa	vznikají trhliny	
Ieff	730 951 099 743	mm ⁴	σs2	29,98	MPa		
Výpočet napětí na průřezu s trhlinami:							
e	238	mm					
x	962	mm	σc,h	-26,91	MPa		
Aeff	2 375 907	mm ²					
zT,eff	510	mm	σs1	-135,21	MPa		
Ieff	292 198 511 053	mm ⁴	σs2	69,28	MPa		
Posouzení:							
σc,h	-26,91	MPa	≤0,6fck	27	MPa	OK	
σc,d	trhlina	MPa					
σs1	-135,21	MPa	≤0,8fyk	400	MPa	OK	
σs2	69,28	MPa	≤0,8fyk	400	MPa	OK	
Kvazistálá kombinace:							
Výpočet napětí na průřezu bez trhlin:							
αe	5,56						
x	1275		σc,h	-17,95	MPa		
Aeff	3 559 146	mm ²	σc,d	3,16	MPa	<fctm	3,80 MPa
zT,eff	750	mm	σs1	-92,54	MPa	nevznikají trhliny	
Ieff	730 951 099 743	mm ⁴	σs2	10,39	MPa		
Výpočet napětí na průřezu s trhlinami:							
e	359	mm					
x	1202	mm	σc,h	-18,53	MPa		
Aeff	2 903 866	mm ²					
zT,eff	614	mm	σs1	-95,09	MPa		
Ieff	435 937 782 578	mm ⁴	σs2	17,63	MPa		
Posouzení:							
σc,h	-17,95	MPa	≤0,45fck	20,25	MPa	OK	
σc,d	3,16	MPa					
σs1	-92,54	MPa	≤0,8fyk	400	MPa	OK	
σs2	10,39	MPa	≤0,8fyk	400	MPa	OK	

Posudek 3.14 Posouzení oblouku na MSP – omezení napětí (varianta 2D)

3.3.5.3 Návrh vzpěry/pilíře varianty 1D

MSÚ - vzpěra (var.1D)						
Materiály:			Excentricita:			
Beton:	C35/45	Ocel:	B500 B	e1	55 mm	
fck	35 MPa	fyk	500 MPa	l0	22000 mm	
γc	1,50	γc	1,15	λ	95,263	
αcc	0,9	fyd	434,78 MPa	λlim	52,879	
fcd	21 MPa	Es	210000 MPa	štíhlý prvek		
Ecm	33500 MPa	eyd	2,07 ‰	e2	432 mm	
εc3	1,75 ‰					
εcu3	3,5 ‰					
dg	22 mm					
Zatížení:		Výztuž:		konstrukční zásady:		
Ned	Med	n1	15 ks	As	18473 <	38400 OK
[KN]	[KNm]	Ø1	28 mm	(sloup)	>	1602,4 OK
-7338	0	n2	15 ks	(trám)	>	1920 OK
s imperf.	3576	Ø2	28 mm			
Průřez:		As1	9236 mm ²	s1	45 >	33,6 OK
b	1200 mm	As2	9236 mm ²	<		300 OK
h	800 mm	d1	73 mm	s1	45 >	33,6 OK
c	60 mm	d2	73 mm	<		300 OK
Øtř	16 mm					
Ac	960000 mm ²					

Posudek 3.15 Posouzení vzpěry/pilíře na MSÚ (varianta 1D)

MSP - omezení napětí posouzení u vzpěry (var.1D)						
Materiály:		Průřez:		Zatížení:		
Beton:	C35/45		b	1200 mm	Nek	-5429 KN
fck	35 MPa		h	800 mm	Mek	0,0001 KNm
γc	1,50		c	60 mm	Ne,kvazi	-3902 KN
αcc	0,9		Øř	16 mm	Me,kvazi	0,0001 KNm
fcd	21,00 MPa		Ac	960 000 mm ²		
Ecm	33500 MPa					
fctm	3,21 MPa		Výstuž:			
Ocel:	B500 B		n1	15 ks		
fck	500 MPa		Ø1	28 mm		
γc	1,15		n2	15 ks		
fcd	434,78 MPa		Ø2	28 mm		
Es	200 000 MPa		As1	9 236 mm ²		
εyd	2,17 ‰		As2	9 236 mm ²		
Charakteristická kombinace:						
Výpočet napětí na průřezu bez trhlin:						
αe	5,97					
x	3134709721		σc,h	-5,07 MPa		
Aeff	1 070 284 mm ²		σc,d	-5,07 MPa	<fctm	3,21 MPa
zT,eff	400 mm		σs1	-30,28 MPa	nevnikají trhliny	
Ieff	61 798 289 418 mm ⁴		σs2	-30,28 MPa		
Výpočet napětí na průřezu s trhlinami:						
e	400 mm					
x	1235 mm		σc,h	-6,66 MPa		
Aeff	1 591 992 mm ²					
zT,eff	602 mm		σs1	-36,85 MPa		
Ieff	203 702 686 233 mm ⁴		σs2	-16,89 MPa		
Posouzení:						
σc,h	-5,07 MPa	≤0,6fck	21 MPa	OK		
σc,d	-5,07 MPa					
σs1	-30,28 MPa	≤0,8fyk	400 MPa	OK		
σs2	-30,28 MPa	≤0,8fyk	400 MPa	OK		
Kvazistálá kombinace:						
Výpočet napětí na průřezu bez trhlin:						
αe	5,97					
x	2252729891		σc,h	-3,65 MPa		
Aeff	1 070 284 mm ²		σc,d	-3,65 MPa	<fctm	3,21 MPa
zT,eff	400 mm		σs1	-21,76 MPa	nevnikají trhliny	
Ieff	61 798 289 418 mm ⁴		σs2	-21,76 MPa		
Výpočet napětí na průřezu s trhlinami:						
e	400 mm					
x	1235 mm		σc,h	-4,78 MPa		
Aeff	1 591 992 mm ²					
zT,eff	602 mm		σs1	-26,48 MPa		
Ieff	203 702 675 413 mm ⁴		σs2	-12,14 MPa		
Posouzení:						
σc,h	-3,65 MPa	≤0,45fck	15,75 MPa	OK		
σc,d	-3,65 MPa					
σs1	-21,76 MPa	≤0,8fyk	400 MPa	OK		
σs2	-21,76 MPa	≤0,8fyk	400 MPa	OK		

Posudek 3.16 Posouzení vzpěry/pilíře na MSP – omezení napětí (varianta 1D)

3.3.5.4 Návrh vzpěry/pilíře varianty 2D

MSÚ posouzení - vzpěra (var.2D)						
Materiály:			Excentricita:			
Beton:	C35/45	Ocel:	B500 B	e1	55 mm	
fck	35 MPa	fyk	500 MPa	l0	22000 mm	
γc	1,50	γc	1,15	λ	95,263	
αcc	0,9	fyd	434,78 MPa	λlim	50,607	
fcd	21 MPa	Es	210000 MPa	štíhlý prvek		
Ecm	33500 MPa	εyd	2,07 ‰	e2	399 mm	
εc3	1,75 ‰					
εcu3	3,5 ‰					
dg	22 mm					
Zatížení:		Výztuž:		konstrukční zásady:		
Ned	Med	n1	15 ks	As	24127 <	38400 OK
[KN]	[KNm]	Ø1	32 mm	(sloup)	>	1602,4 OK
-9099	0	n2	15 ks	(trám)	>	1920 OK
s imperf.	4133	Ø2	32 mm			
Průřez:		As1	12064 mm ²	s1	41 >	38,4 OK
b	1200 mm	As2	12064 mm ²	<		300 OK
h	800 mm	d1	73 mm	s1	41 >	38,4 OK
c	60 mm	d2	73 mm	<		300 OK
Øtř	16 mm					
Ac	960000 mm ²					

Posudek 3.17 Posouzení vzpěry/pilíře na MSÚ (varianta 2D)

MSP - omezení napětí posouzení u vzpěry (var.2D)							
Materiály:			Průřez:		Zatížení:		
Beton:	C35/45		b	1200 mm	Nek	-6734 KN	
fck	35 MPa		h	800 mm	Mek	0,0001 KNm	
γc	1,50		c	60 mm	Ne,kvazi	-5053 KN	
αcc	0,9		Øtř	16 mm	Me,kvazi	0,0001 KNm	
fcd	21,00 MPa		Ac	960 000 mm ²			
Ecm	33500 MPa						
fctm	3,21 MPa		Výztuž:				
Ocel:	B500 B		n1	15 ks			
fck	500 MPa		Ø1	32 mm			
γc	1,15		n2	15 ks			
fcd	434,78 MPa		Ø2	32 mm			
Es	200 000 MPa		As1	12 064 mm ²			
eyd	2,17 ‰		As2	12 064 mm ²			
Charakteristická kombinace:							
Výpočet napětí na průřezu bez trhlin:							
αe	5,97						
x	3956348505		σc,h	-6,10 MPa			
Aeff	1 104 044 mm ²		σc,d	-6,10 MPa	<fctm	3,21 MPa	
zT,eff	400 mm		σs1	-36,41 MPa		nevnikají trhliny	
Ieff	64 864 624 892 mm ⁴		σs2	-36,41 MPa			
Výpočet napětí na průřezu s trhlinami:							
e	400 mm						
x	1244 mm		σc,h	-7,98 MPa			
Aeff	1 637 012 mm ²						
zT,eff	603 mm		σs1	-44,10 MPa			
Ieff	212 721 439 893 mm ⁴		σs2	-20,52 MPa			
Posouzení:							
σc,h	-6,10 MPa	≤0,6fck	21 MPa	OK			
σc,d	-6,10 MPa						
σs1	-36,41 MPa	≤0,8fyk	400 MPa	OK			
σs2	-36,41 MPa	≤0,8fyk	400 MPa	OK			
Kvazistálá kombinace:							
Výpočet napětí na průřezu bez trhlin:							
αe	5,97						
x	2968730274		σc,h	-4,58 MPa			
Aeff	1 104 044 mm ²		σc,d	-4,58 MPa	<fctm	3,21 MPa	
zT,eff	400 mm		σs1	-27,32 MPa		nevnikají trhliny	
Ieff	64 864 624 892 mm ⁴		σs2	-27,32 MPa			
Výpočet napětí na průřezu s trhlinami:							
e	400 mm						
x	1244 mm		σc,h	-5,99 MPa			
Aeff	1 637 012 mm ²						
zT,eff	603 mm		σs1	-33,09 MPa			
Ieff	212 721 432 161 mm ⁴		σs2	-15,40 MPa			
Posouzení:							
σc,h	-4,58 MPa	≤0,45fck	15,75 MPa	OK			
σc,d	-4,58 MPa						
σs1	-27,32 MPa	≤0,8fyk	400 MPa	OK			
σs2	-27,32 MPa	≤0,8fyk	400 MPa	OK			

Posudek 3.18 Posouzení vzpěry/pilře na MSP – omezení napětí (varianta 2D)

3.3.5.5 Porovnání variant 1D a 2D

Vzhledem k většímu rozpětí mostovky u varianty 2D je mostovka o 200 mm vyšší než u varianty 1D a má o 4 kabely s 12 lany více. Co se týče návrhu oblouku je u varianty 2D oblouk více zatížen a tudíž je o 100 mm širší a je více vyztužen. U varianty 1D je více vzpěr a pilířů. U varianty 2D jsou pilíře/vzpěry více vyztuženy, ale průřez mají stejný jako u varianty 1D.

	varianta 1D		varianta 2D	
	rozměry poloviny průřezu [mm]	betonářská výztuž	rozměry poloviny průřezu [mm]	betonářská výztuž
oblouk	2100x1500	26xØ32 mm	2200x1500	29xØ32 mm
vzpěry	1200x800	15xØ28 mm	1200x800	15xØ32 mm

Tab. 3.6 Porovnání průřezů a vyztužení variant 1D a 2D

Bylo vytvořeno i ekonomické porovnání jednotlivých variant, kde ceny jednotlivých položek byly odhadnuty následovně:

- beton 3000 Kč/m³
- předpínací výztuž 50 000 Kč/t
- betonářská výztuž 25 000 Kč/t

		varianta 1D		varianta 2D	
		množství	cena	množství	cena
		[kg;m3]	[Kč]	[kg;m3]	[Kč]
beton	mostovka	2671	8 013 810	3065	9 195 570
	pilíře	592	1 776 600	449	1 345 500
	oblouk	980	2 939 400	1010	3 030 480
výztuž	mostovka	104364	5 218 209	118279	5 913 970
	pilíře	68700	1 717 494	21413	535 337
	oblouk	90609	2 265 228	101064	2 526 601
CELKEM			21 930 741		22 547 458

Tab. 3.7 Ekonomické porovnání variant 1D a 2D

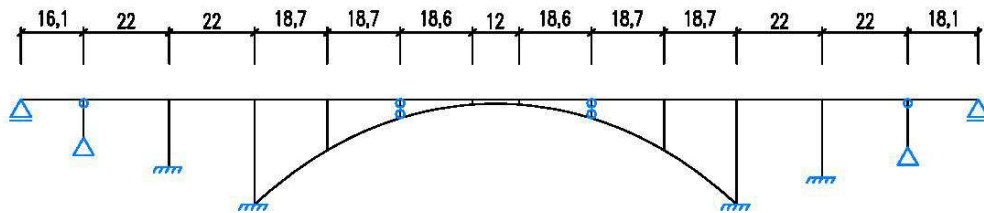
S takto odhadnutými cenami vychází obě varianty relativně podobně. V těchto cenách však úplně nejsou zahrnuty stavební práce, výkopové práce a hlavně založení jednotlivých pilířů, proto byla zvolena **varianta 2D** jako výsledná.

Dodatečně byla i **varianta 2D** upravena na **variantu 2X**. Vzhledem k přesnému nadimenzování prvků bylo zjištěno, že některé vzpěry a pilíře jsou vzhledem k jejím výškám dostatečně ohebné a tudíž nemusí být kloubově uloženy. Přesněji řečeno, vzpěry nejsou tak tuhé, aby bránili deformacím mostovky, a mohou s ní být rámově spojeny (vetknuty). Vetknutí je také řemeslně snadnější a trvanlivější řešení spojení, což je výhodné i z hlediska životnosti mostu.

3.3.5.6 Výsledná varianta 2X

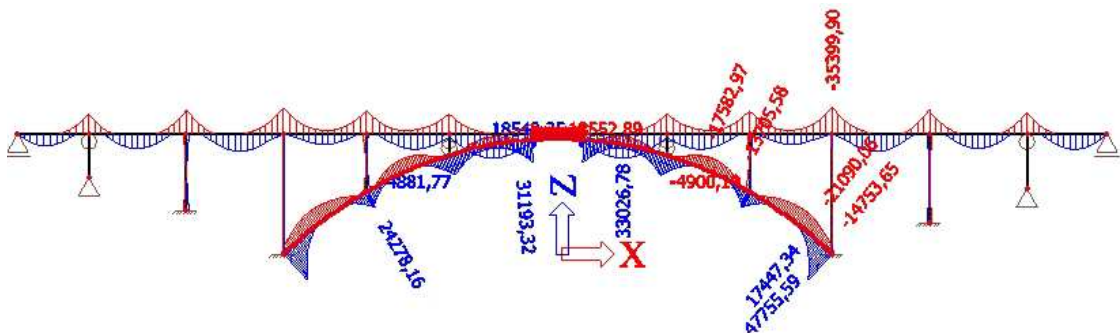
Jak již bylo řečeno u výsledné varianty 2D byly upraveny některé klouby na vetknutí s ohledem na tuhost jednotlivých prvků a tím vznikla finální varianta 2X.

varianta 2X

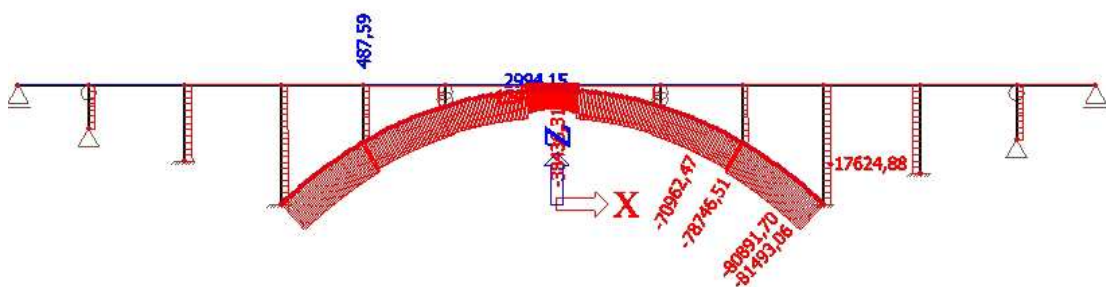


Obr. 3.35 Schéma konstrukčního řešení výsledné varianty 2X

U této výsledné varianty byl s ohledem na analýzu postupu výstavby rozdělen a navržen oblouk ze 4 různých průřezů a vyztužení. Jednotlivé posudky jsou z důvodu zkrácení a zpřehlednění práce uvedeny pouze na přiloženém CD. Jak je patrné z dále uvedených vnitřních sil jednotlivých obálek kombinací, je návrh ostatních prvků téměř identický s variantou 2D. Pro přehlednost jsou zde uvedeny konkrétní finální průřezy a vyztužení jednotlivých prvků.



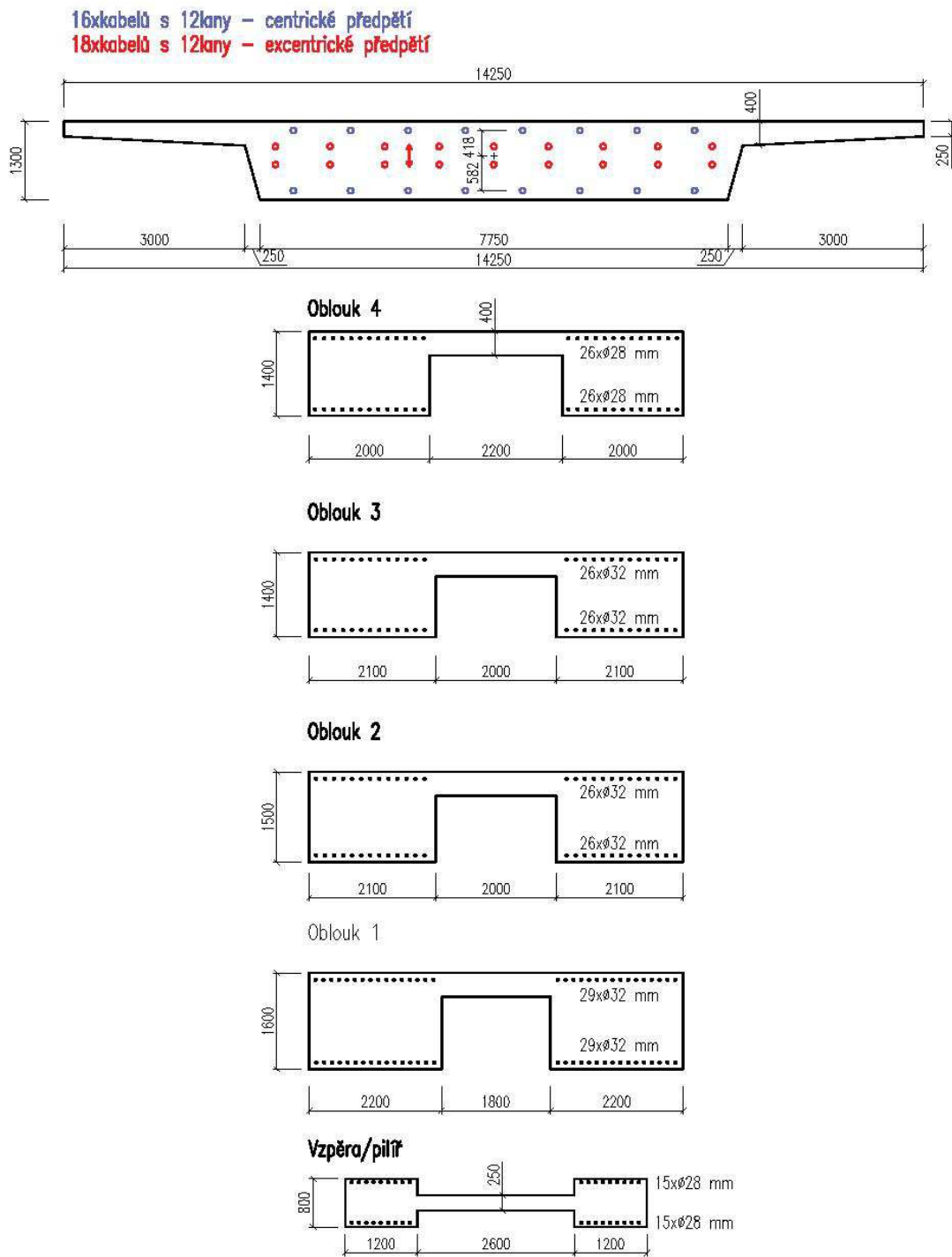
Obr. 3.36 Obálka ohybových momentů M [KNm] pro kombinace MSÚ (varianta 2X)



Obr. 3.37 Obálka normálových sil N [KN] pro kombinace MSÚ (varianta 2X)



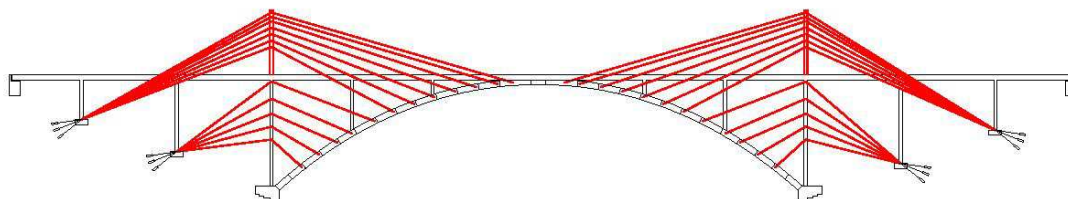
Obr. 3.38 Rozdělení oblouku na jednotlivé průřezy



Obr. 3.39 Schéma průřezů a vyztužení jednotlivých prvků varianty 2X

3.4 Postup výstavby

Dalším úkolem této diplomové práce bylo navrhnout postup výstavby oblouku. Technologie výstavba oblouku s ohledem k jeho výšce a rozpětí byla zvolena jako **letmá betonáž s postupným vyvěšováním přes provizorní pylon**. Cílem práce je navrhnout a ověřit funkční systém vyvěšování oblouku.

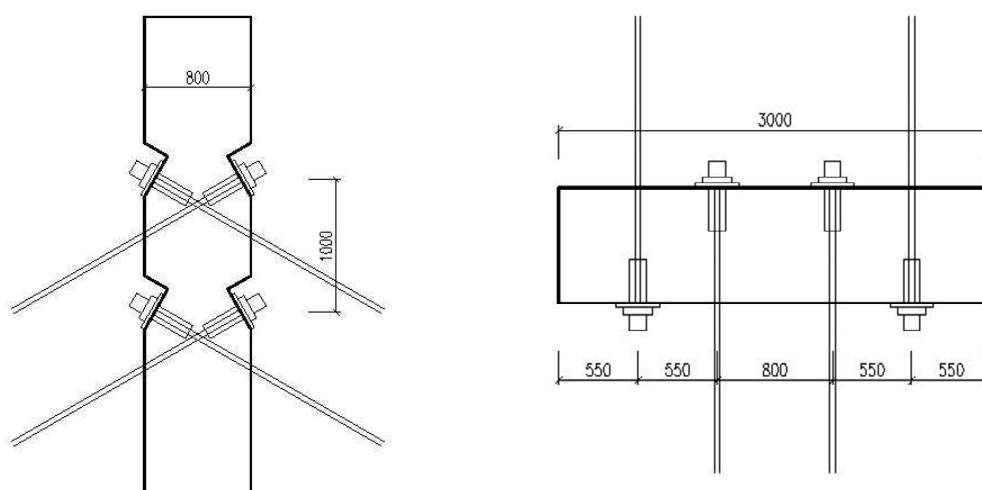


Obr. 3.40 Schéma letmé betonáže s postupným vyvěšováním přes provizorní pylon

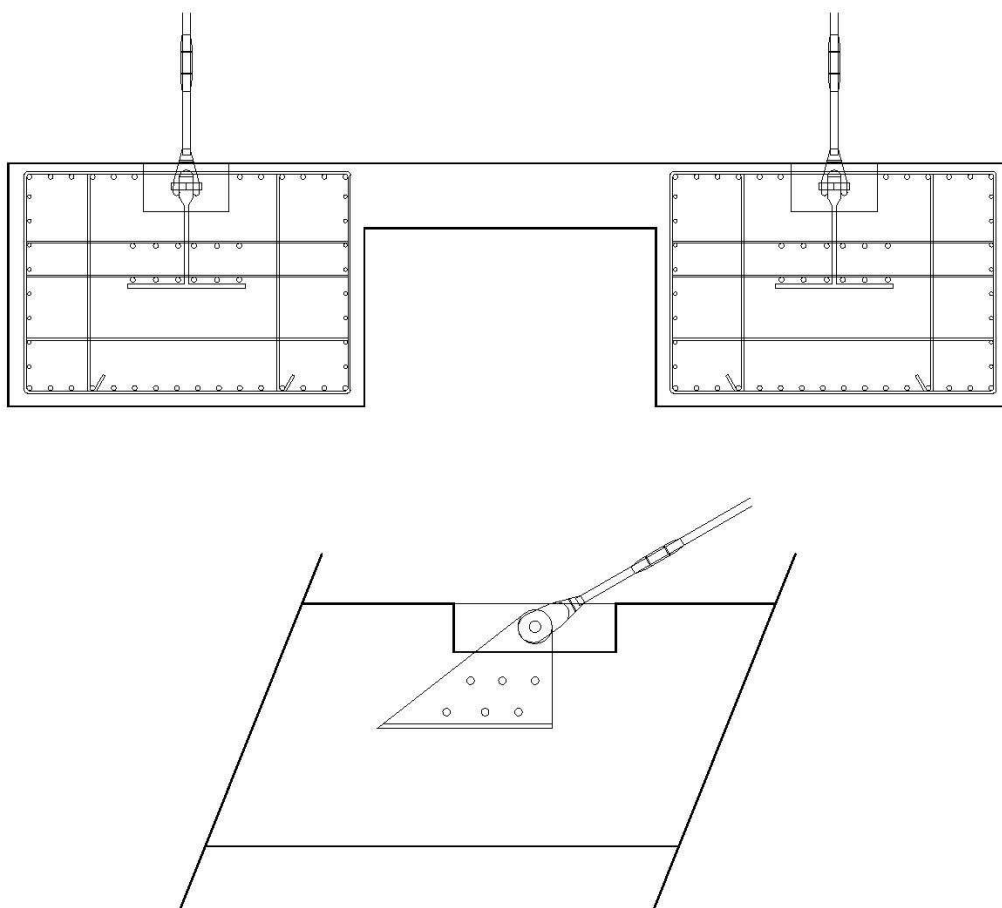
3.4.1 Technické detaily

Z důvodu použití zpětných závěsů bylo potřeba zabezpečit základy u pilířů proti vodorovnému posunu. Vzhledem k tomu, že nebylo známo podloží, předpokládalo se použití horninových kotev, které by měly vodorovnou reakci přenést do podloží.

Provizorní závěsy jsou na straně základů řešeny tzv. mrtvými (zabetonované) kotvami s krátkými úseky závěsů vyčnívajícími na povrch. Na straně oblouku jsou do letmo betonované lamely zabetonované přípravky pro kloubové uchycení závěsů (viz. Obr. 3.42). Tento systém umožňuje natáčení oblouku způsobené betonováním jednotlivých lamel a následnou rektifikací nebo větrem. Na straně pylonu jsou kotvy, ze kterých probíhá napínání jednotlivých závěsů (viz. Obr. 3.41).



Obr. 3.41 Schéma kotvení závěsů v provizorním pylonu



Obr. 3.42 Schéma kotvení provizorních závěsů v oblouku

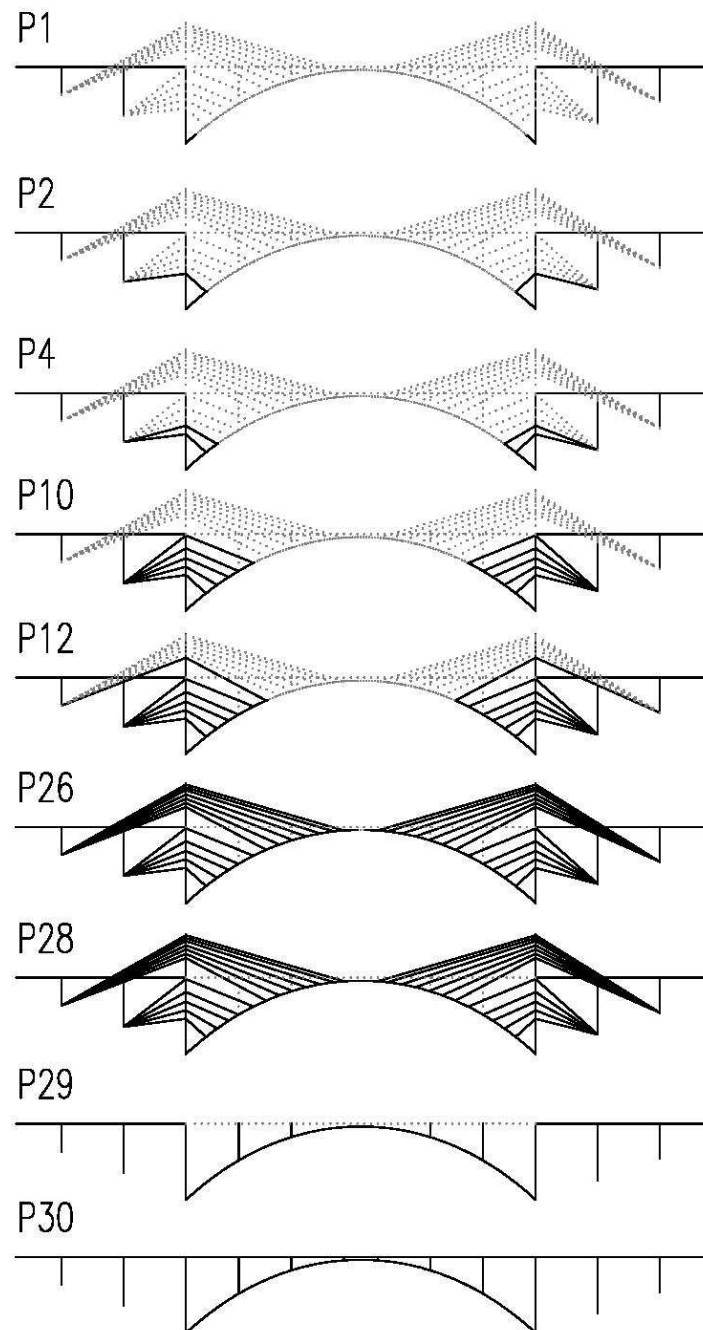
Kvůli provizorním závěsům na předpolích jsou vynechány části konzol mostovky. Přes tyto vynechané konzoly povedou provizorní závěsy po dobu výstavby a po odstranění závěsů se konzoly dobetonují. Betonářská výztuž se buď naspojkuje mechanickými spojkami nebo se ohne a poté nastykuje.

Pylon byl navržen obdélníkového průřezu 4000x800 mm z betonu C30/37. Předpokládá se použití prefabrikátů, které by se následně daly relativně snadno demontovat nebo použití ocelových přípravků vložených do spár, které by také umožnily snadnou demontáž. Pro zvolení vhodné výšky pylonu, byly vymodelovány 3 varianty s rozdílnou výškou a navrženo předpětí provizorních závěsů. Byla vybrána varianta s výškou pylonu 15,5 m, u které maximální vodorovné deformace po dokončení konstrukce nepřesahovaly 5 cm.

3.4.2 Fáze výstavby

Postup betonáže byl rozdělen celkem na 32 fází. Ve fázi F1 je vybetonována mostovka, všechny pilíře, základy a první část oblouku. První část oblouku se vybetonuje na pevné skruži a vytvoří se tak zárodek pro osazení betonážního vozíku. Další fáze se již betonují letmo a po 7 dnech se vždy nová část vyvěsí. Oblouk byl betonován symetricky po lamelách délky 5 metrů s tím, že maximální nosnost betonážního vozíku (vč. vlastní váhy) byla uvažována 100 tun. Prvních 5 lamel se vyvěsí na definitivní pilíře, zbývajících 7 lamel na provizorní pylony. Pro vyrovnání účinku závěsů lamel na pilíře, resp. pylony, jsou současně se závěsy lamel aktivovány zpětné

závěsy, které jsou kotvené v základech pilířů. Po vybetonování poslední lamely oblouku zbyla ve vrcholu mezera o šířce 2 m. Před jejím zabetonováním bylo nutné ještě obě poloviny oblouku rektifikovat pomocí závěsů. Po uzavření oblouku bylo možné závěsy a pylon odstranit, dokončit vzpěry a mostovku nad obloukem. Schéma vybraných fází výstavby je na Obr. 3.43. Všechny fáze výstavby i s popisem jsou patrné z Tab. 3.8.



Obr. 3.43 Schéma vybraných fází výstavby

Fáze postupu výstavby						
	Název	zatížení	poznámka	teplota závěsů		čas [den]
				levá	pravá	
F0	ocelový prut	nic	pomocný prut - oblouk a vzpěry			0
F1	betonáž 1	vl.tíha 1	mostovka, pilíře, 1.část oblouku (na skruži)			0
F2	betonáž 2	vl.tíha 2	oblouk, závěsy			7
F3	předeprnutí 1	předeprnutí 1	předeprnutí závěsů	-152	-152	14
F4	betonáž 3	vl.tíha 3	oblouk, závěsy			14
F5	předeprnutí 2	předeprnutí 2	předeprnutí závěsů	-152	-152	21
F6	betonáž 4	vl.tíha 4	oblouk, závěsy			21
F7	předeprnutí 3	předeprnutí 3	předeprnutí závěsů	-210	-210	28
F8	betonáž 5	vl.tíha 5	oblouk, závěsy			28
F9	předeprnutí 4	předeprnutí 4	předeprnutí závěsů	-170	-200	35
F10	betonáž 6	vl.tíha 6	oblouk, závěsy			35
F11	předeprnutí 5	předeprnutí 5	předeprnutí závěsů	-177	-177	42
F12	betonáž 7	vl.tíha 7	oblouk, závěsy, pylon			42
F13	předeprnutí 6	předeprnutí 6	předeprnutí závěsů	-230	-218	49
F14	betonáž 8	vl.tíha 8	oblouk, závěsy			49
F15	předeprnutí 7	předeprnutí 7	předeprnutí závěsů	-220	-220	56
F16	betonáž 9	vl.tíha 9	oblouk, závěsy			56
F17	předeprnutí 8	předeprnutí 8	předeprnutí závěsů	-240	-240	63
F18	betonáž 10	vl.tíha 10	oblouk, závěsy			63
F19	předeprnutí 9	předeprnutí 9	předeprnutí závěsů	-100	-100	70
F20	betonáž 11	vl.tíha 11	oblouk, závěsy			70
F21	předeprnutí 10	předeprnutí 10	předeprnutí závěsů	-150	-155	77
F22	betonáž 12	vl.tíha 12	oblouk, závěsy			77
F23	předeprnutí 11	předeprnutí 11	předeprnutí závěsů	-255	-253	84
F24	betonáž 13	vl.tíha 13	oblouk, závěsy			84
F25	předeprnutí 12	předeprnutí 12	předeprnutí závěsů	-201	-201	91
F26	betonáž 14	vl.tíha 14	oblouk			91
F27	předeprnutí 13	předeprnutí 13	před spojením	-74	-69	98
F28	betonáž 15	vl.tíha 15	oblouk spojení			98
F29	betonáž 16	vl.tíha 16	vzpěry, odstranění závěsů			105
F30	betonáž 17	vl.tíha 17	mostovka			135
F31	předpětí mostovky	předpětí	předpětí mostovky			135
F32	ostatní stálé	ostatní stálé				142

Tab. 3.8 Fáze postupu výstavby (bez nadvýšení) vč. zatížení, teplot závěsů a času jednotlivých fází

3.4.3 Výpočetní model

Byl vytvořen výpočetní model v programu SCIA Engineer 16.0.2038 s modulem fáze výstavby. Nejprve byl proveden lineární výpočet fází výstavby. U lineárního výpočtu se jednotlivé nové prvky vkládaly na původní souřadnice. Respektive lineární výpočet zcela nezohledňoval deformaci předešlé fáze a prvky vkládal na novou konstrukci, ale konec na počáteční konstrukci (viz. Obr. 3.44).



Obr. 3.44 Schéma konstrukce vlevo u lineárního výpočtu, vpravo u nelineárního výpočtu

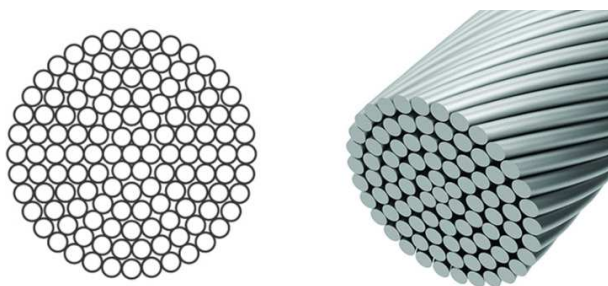
Následně byl proveden nelineární výpočet fází výstavby, u kterého se dá nastavit tečné napojení další fáze konstrukce. U nelineárního výpočtu však neplatí princip superpozice a nedají se tedy z jednotlivých zatěžovacích stavů dělat kombinace.

Tento problém byl nakonec vyřešen tím, že byl u modelu s lineárním výpočtem před samotnou výstavbou definován fiktivní prut z dokonale lineárně pružného materiálu (ocel) ve tvaru obou polovin oblouku (nesmí být spojený). Tento fiktivní prut měl nulovou vlastní tíhu a jeho deformace v jednotlivých fázích výstavby odpovídaly skutečným celkovým průhybům modelované konstrukce. Další části oblouku byly modelovány jako změna již existujícího průřezu, takže konstrukce odpovídala deformovanému stavu.

3.4.4 Předpínání jednotlivých závěsů bez uvažování nadvýšení

Jednotlivé fáze předpínání bylo potřeba analyzovat a určit velikost sil v provizorních závěsech. V této kapitole se neuvažují žádné reologické změny konstrukce a po dokončení poslední fáze výstavby by měla mít konstrukce konečný teoretický stav, tj. bez nadvýšení. Konstrukce by tedy po vybudování všech částí, a zavedení předpětí do mostovky a ostatního stálého zatížení neměla mít žádné zbytkové deformace.

Provizorní závěsy byly navrženy z otevřených kabelů složených z jednotlivých lan. Povrch kabelů byl navržen s protikorozní ochranou a povlakem bílé barvy pro snížení vlivu oslunění jednotlivých závěsů. Průřezy jednotlivých závěsů jsou navrženy dle Tab. 3.9.



Obr. 3.45 Průřez provizorních závěsů [28]

Product code	d	$F_{u,k}$	$F_{R,d}$
	mm	kN	kN
OSS 8	8	60	36
OSS 12	12	135	82
OSS 16	16	240	145
OSS 20	20	380	230
OSS 24	24	545	330
OSS 28	28	745	452
OSS 32	32	970	588
OSS 36	36	1230	745
OSS 40	40	1520	921
OSS 44	44	1840	1115
OSS 48	48	2190	1327
OSS 52	52	2570	1558
OSS 56	56	2980	1806
OSS 60	60	3425	2076
OSS 64	64	3815	2312
OSS 68	68	4290	2600
OSS 72	72	4795	2906
OSS 76	76	5325	3227
OSS 80	80	5885	3567
OSS 84	84	6475	3924
OSS 88	88	7090	4297

Tab. 3.9 Tabulka jednotlivých kabelů s průměrem a maximální silou

Provizorní závěsy se ve skutečnosti skládají ze dvou závěsů. V modelech a výpočtech se uvažovaly pouze jako jeden závěs s dvounásobným průměrem.

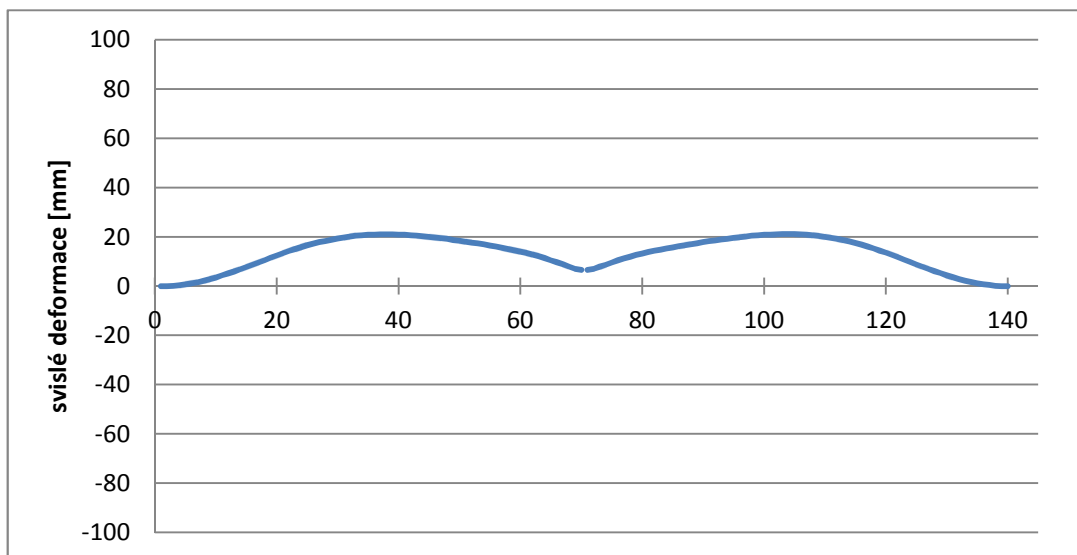
Předpínací síla byla modelována rovnoměrných ochlazením jednotlivých závěsů. Jelikož konstrukce není symetrická, bylo potřeba napínat závěsy na každé straně mírně rozdílnou silou. Jednotlivé teploty závěsů použité pro modelování předpínání jsou dle fáze výstavby a polohy (pravá, levá strana) zřejmé z Tab. 3.8. V Tab. 3.10 jsou jednotlivé závěsy, jejich průměrná délka a zkrácení, průměry jednotlivých závěsů, napětí a síla. (Závěs č. 12' je ve skutečnosti závěs 12 ještě dodatečně předepnutý v další fázi.)

závěs č.	l [m]	změna tepl. [K]	Δl [mm]	\varnothing lana [mm]	napětí [MPa]	síla [kN]	síla při přetržení [kN]
1	9,6	-152	-17,5	40	-383	-481	1520
2	12,8	-152	-23,4	40	-383	-481	1520
3	16,6	-210	-41,9	40	-529	-665	1520
4	20,3	-170	-41,5	60	-428	-1211	3425
5	25,8	-177	-54,9	40	-446	-561	1520
6	32,2	-218	-84,3	40	-549	-690	1520
7	36,2	-220	-95,7	40	-554	-697	1520
8	40,6	-240	-116,9	40	-605	-760	1520
9	45,2	-100	-54,2	60	-252	-713	3425
10	50,0	-155	-93,0	60	-391	-1104	3425
11	54,8	-253	-166,3	60	-638	-1803	3425
12	58,3	-201	-140,7	80	-507	-2546	5885
12'	58,3	-74	-51,8	80	-186	-937	

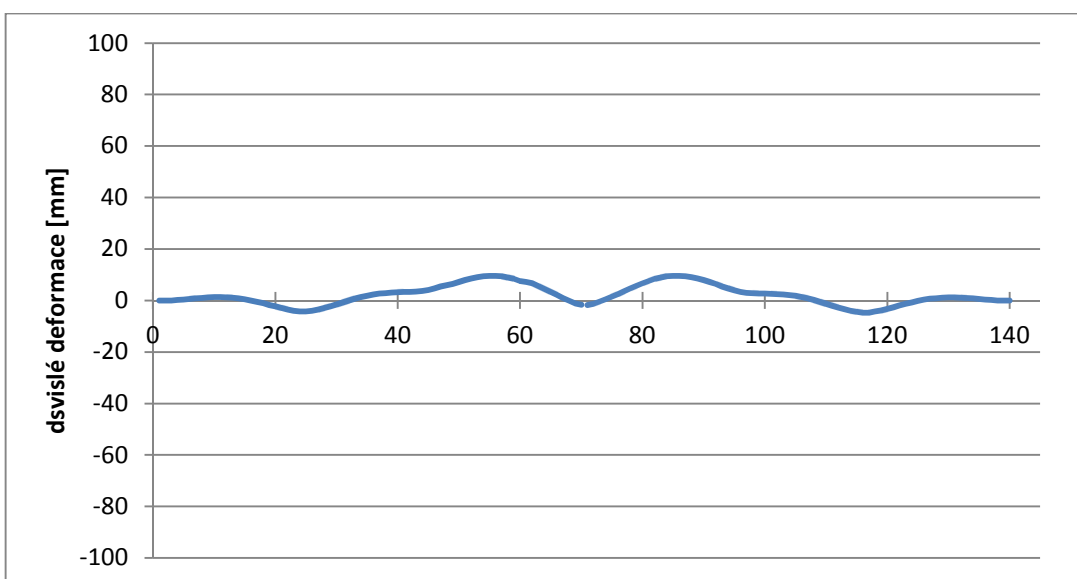
Tab. 3.10 Závěsy jejich průměrná délka a zkrácení, průměry jednotlivých závěsů, napětí a síla

3.4.4.1 Deformace oblouku při předpínání bez uvažování nadvýšení

V této kapitole jsou uvedeny svislé deformace oblouku od teoretické navržené střednice oblouku. Konkrétně ve fázi F27 (před spojením oblouku) a deformace ve fázi F32 (po dokončení celé konstrukce). Deformace jsou uvedeny v kladných hodnotách směrem nahoru a v záporných hodnotách směrem dolů.



Graf 3.8 Svislé deformace oblouku ve fázi F27 (před spojením oblouku) bez nadvýšení



Graf 3.9 Svislé deformace oblouku ve fázi F32 (po dokončení celé konstrukce) bez nadvýšení

Svislé deformace od navržené střednice ve fázi F32 (po dokončení celé konstrukce) se pohybují do 1 cm, což je pro betonový oblouk dostačující přesnost.

3.4.5 Předpínání jednotlivých závěsů s uvažováním nadvýšení

V minulé kapitole nebyly neuvažovány žádné reologické změny konstrukce a jednotlivé závěsy byly napínány, tak aby po jejím dokončení byly deformace nulové resp. co nejmenší. Vzhledem k tomu, že na beton působí i reologické změny jako je dotvarování a smršťování, je potřeba zajistit, aby se konstrukce i na konci její životnosti abnormálně nezdeformovala.

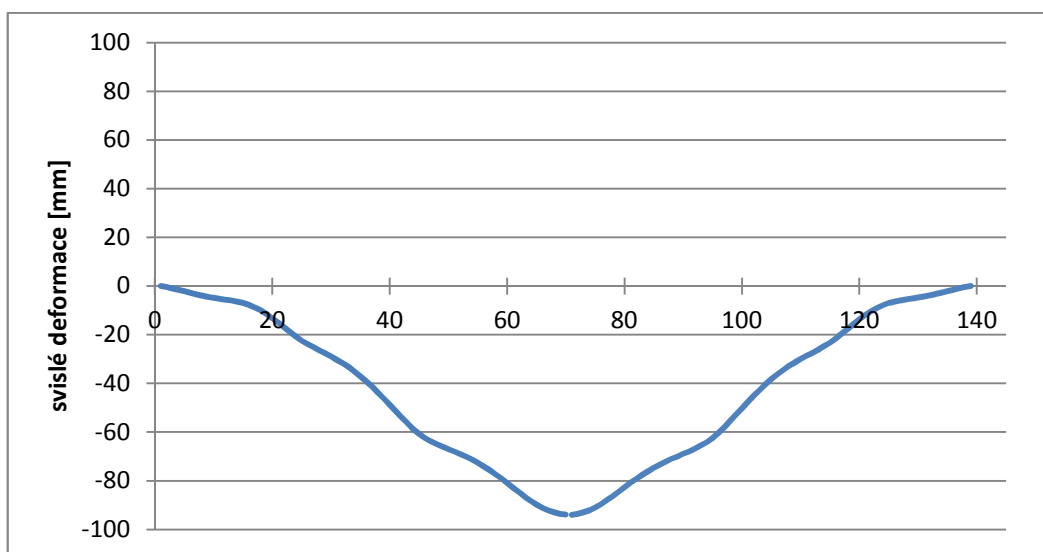
3.4.5.1 Model s časově závislou analýzou

Z tohoto důvodu byl vytvořen model s časově závislou analýzou (TDA). Tento model byl značně zjednodušený a předpokládalo se pouze 9 fází výstavby (viz. Tab. 3.11). Uvažuje se, že vliv tohoto zjednodušení postupu výstavby má na celkovou deformaci zanedbatelný vliv. Ve výpočtu bylo dále uvažováno s průměrnou 80 % relativní vlhkostí prostředí, době ošetřování 3 dny a uvolnění z bednění po 7 dnech.

	Název	zatížení	poznámka	čas [den]
P1	mostovka+pilíře	vl. tíha1		0
P2	oblouk	vl. tíha2	spojení oblouku	98
P3	mostovka2	vl. tíha3	dokončení mostovky	135
P4	předpětí	předpětí	předpětí mostovky	135
P5	ostatní stálé	ostatní stálé	dokončení konstrukce	142
P6	uvedení do provozu	nic		142
P7	po 30 letech	nic		10950
P8	v polovině životnosti	nic		18250
P9	konec životnosti	nic		36500

Tab. 3.11 Jednotlivé fáze výstavby (TDA)

Procesy dotvarování a smršťování betonu probíhají nejvíce v prvních letech po vybetonování. Toto se potvrdilo i na tomto modelu svislé deformace ve fázi P7 (po 30 letech) se liší pouze minimálně (o jednotky mm) od fází P8 (v polovině životnosti) a P9 (konec životnosti). Dále je uveden graf svislých deformací od dotvarování a smršťování právě od fáze P7 (po 30 letech).



Graf 3.10 Svislé deformace od dotvarování a smršťování betonu ve fázi P7 (po 30 letech)

3.4.5.2 Návrh předpětí jednotlivých závěsů s nadvýšením

Vzhledem k dalšímu minimálnímu nárůstu deformací po 30 letech životnosti konstrukce, bude nadvýšení oblouku odpovídat této deformaci. Iteračním způsobem bylo navrženo předepnutí jednotlivých provizorních závěsů. Průměry jednotlivých závěsů v modelu byly z důvodu větších předpínacích sil zvětšeny. Jednotlivé předpínací síly (resp. změny teplot) jsou uvedeny v Tab. 3.12 a Tab. 3.13.

závěs č.	l [m]	změna tepl. [K]	Δl [mm]	\varnothing lana [mm]	napětí [MPa]	síla [KN]	síla při přetržení [KN]
1	9,6	-152	-17,5	40	-383	-481	1520
2	12,8	-160	-24,7	40	-403	-507	1520
3	16,6	-235	-46,9	40	-592	-744	1520
4	20,3	-225	-54,9	64	-567	-1824	3815
5	25,8	-195	-60,5	40	-491	-618	1520
6	32,2	-215	-83,2	40	-542	-681	1520
7	36,2	-235	-102,2	40	-592	-744	1520
8	40,6	-220	-107,2	40	-554	-697	1520
9	45,2	-150	-81,3	60	-378	-1069	3425
10	50,0	-150	-90,0	64	-378	-1216	3815
11	54,8	-240	-157,8	64	-605	-1946	3815
12	58,3	-220	-154,0	88	-554	-3372	7090
12'	58,3	-60	-42,0	88	-151	-920	

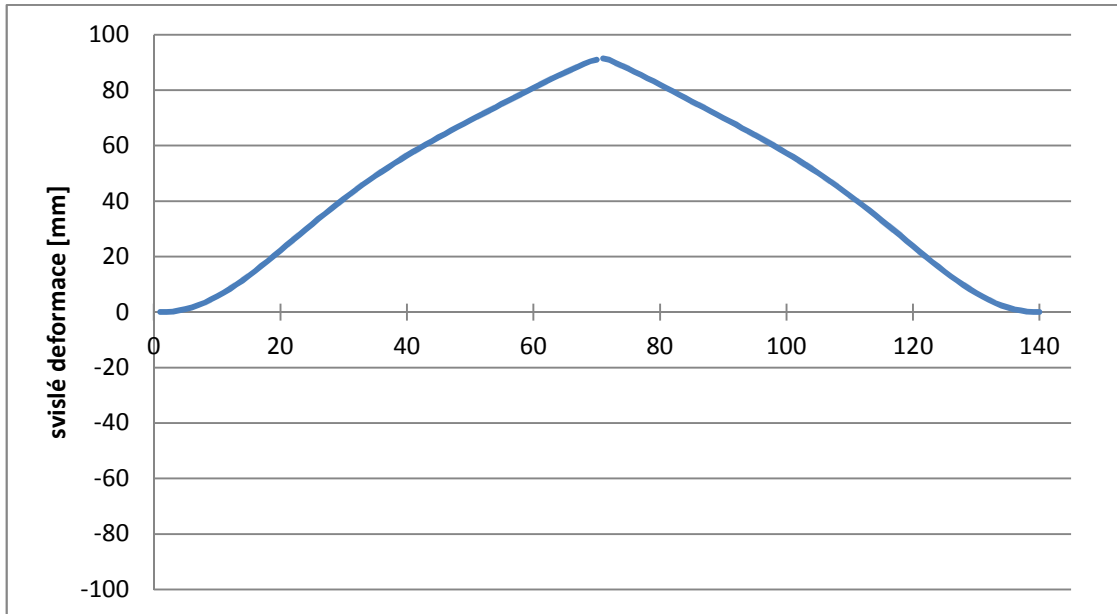
Tab. 3.12 Závěsy jejich průměrná délka a zkrácení, průměry jednotlivých závěsů, napětí a síla

Fáze postupu výstavby						
	Název	zatížení	poznámka	teplota závěsů		čas [den]
				levá	pravá	
F0	ocelový prut	nic	pomocný prut - oblouk a vzpěry			0
F1	betonáž 1	vl.tíha 1	mostovka, pilíře, 1.část oblouku (na skruži)			0
F2	betonáž 2	vl.tíha 2	oblouk, závěsy			7
F3	předepnutí 1	předepnutí 1	předepnutí závěsů	-152	-152	14
F4	betonáž 3	vl.tíha 3	oblouk, závěsy			14
F5	předepnutí 2	předepnutí 2	předepnutí závěsů	-160	-160	21
F6	betonáž 4	vl.tíha 4	oblouk, závěsy			21
F7	předepnutí 3	předepnutí 3	předepnutí závěsů	-235	-235	28
F8	betonáž 5	vl.tíha 5	oblouk, závěsy			28
F9	předepnutí 4	předepnutí 4	předepnutí závěsů	-225	-225	35
F10	betonáž 6	vl.tíha 6	oblouk, závěsy			35
F11	předepnutí 5	předepnutí 5	předepnutí závěsů	-195	-195	42
F12	betonáž 7	vl.tíha 7	oblouk, závěsy, pylon			42
F13	předepnutí 6	předepnutí 6	předepnutí závěsů	-212	-215	49
F14	betonáž 8	vl.tíha 8	oblouk, závěsy			49
F15	předepnutí 7	předepnutí 7	předepnutí závěsů	-230	-235	56
F16	betonáž 9	vl.tíha 9	oblouk, závěsy			56
F17	předepnutí 8	předepnutí 8	předepnutí závěsů	-215	-220	63
F18	betonáž 10	vl.tíha 10	oblouk, závěsy			63
F19	předepnutí 9	předepnutí 9	předepnutí závěsů	-150	-150	70
F20	betonáž 11	vl.tíha 11	oblouk, závěsy			70
F21	předepnutí 10	předepnutí 10	předepnutí závěsů	-150	-150	77
F22	betonáž 12	vl.tíha 12	oblouk, závěsy			77
F23	předepnutí 11	předepnutí 11	předepnutí závěsů	-240	-240	84
F24	betonáž 13	vl.tíha 13	oblouk, závěsy			84
F25	předepnutí 12	předepnutí 12	předepnutí závěsů	-220	-220	91
F26	betonáž 14	vl.tíha 14	oblouk			91
F27	předepnutí 13	předepnutí 13	před spojením	-56	-60	98
F28	betonáž 15	vl.tíha 15	spojení oblouku			98
F29	betonáž 16	vl.tíha 16	vzpěry, odstranění závěsů			105
F30	betonáž 17	vl.tíha 17	dokončení mostovky			135
F31	předpětí mostovky	předpětí	předpětí mostovky			135
F32	ostatní stálé	ostatní stálé				142

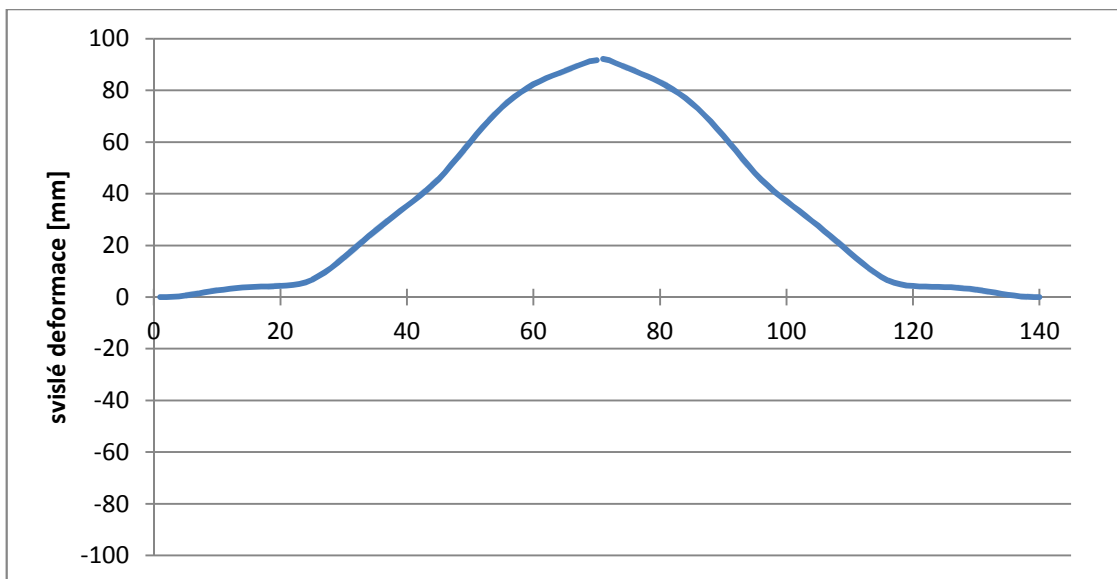
Tab. 3.13 Fáze postupu výstavby (bez nadvýšení) vč. zatížení, teplot závěsů a času jednotlivých fází

3.4.5.3 Deformace oblouku při předpínání s uvažováním nadvýšení

V této kapitole jsou uvedeny svislé deformace oblouku od teoretické navržené střednice oblouku. Konkrétně ve fázi F27 (před spojením oblouku) a deformace ve fázi F32 (po dokončení celé konstrukce).

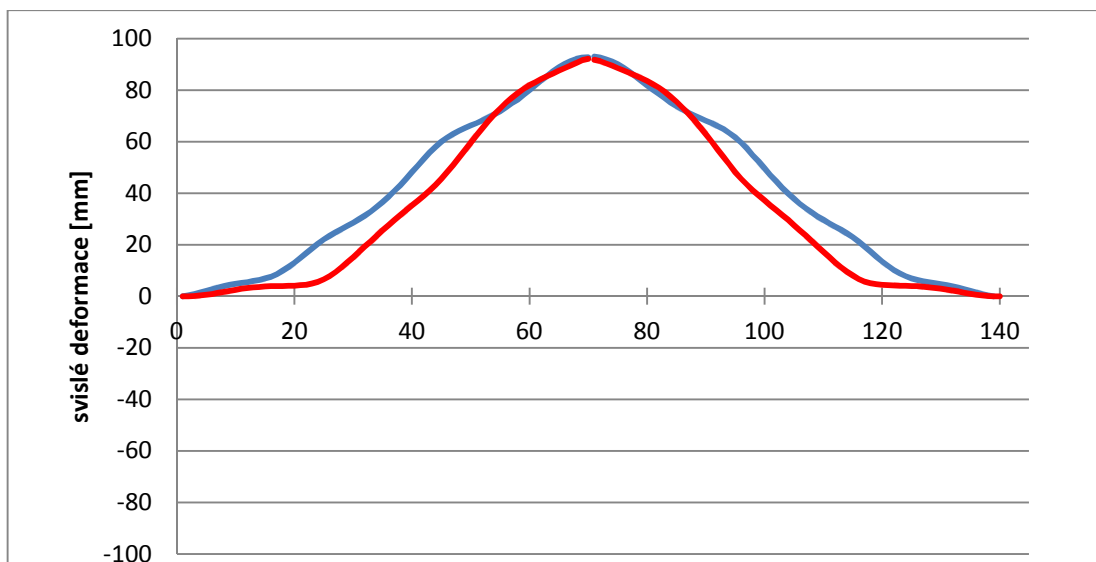


Graf 3.11 Svislé deformace oblouku ve fázi F27 (před spojením oblouku) s nadvýšením



Graf 3.12 Svislé deformace oblouku ve fázi F32 (po dokončení celé konstrukce) bez nadvýšení

Je zde také uveden graf porovnání deformací od smrštění a dotvarování a navrženého nadvýšení. Deformace od dotvarování a smršťování jsou uvedeny v kladných hodnotách, ve skutečnosti se konstrukce deformuje dolů čili se záporným znaménkem. Jednotlivé rozdíly jsou do 1 cm, což je dostatečná přesnost a navržené předpětí s nadvýšením se považuje za dostatečné.



Graf 3.13 Svislé deformace oblouku,
modrá - deformace od dotvarování a smršťování (po 30 letech),
červená – navržené nadvýšení

3.4.6 Posouzení v montážním stavu

V této kapitole se diplomová práce zabývá posouzením konstrukce s předpětím s uvažováním nadvýšení v montážním stavu. Posuzovat se bude konstrukce jak na mezní stav únosnosti, tak na mezní stav použitelnosti. Vzhledem k tomu, že konstrukce není v definitivním stavu, je důležité uvažovat i se zatížení větrem, který může být při posouzení rozhodující. Staveništní zatížení a zatížení sněhem je vzhledem k jejich velikosti zanedbáno.

3.4.6.1 Zatížení větrem

Vzhledem k rozsahu práce je zanedbán dynamický účinek větru a práce se zabývá pouze statickou odezvou konstrukce. Pro stanovení statických sil od větru je nutné stanovit základní rychlost větru

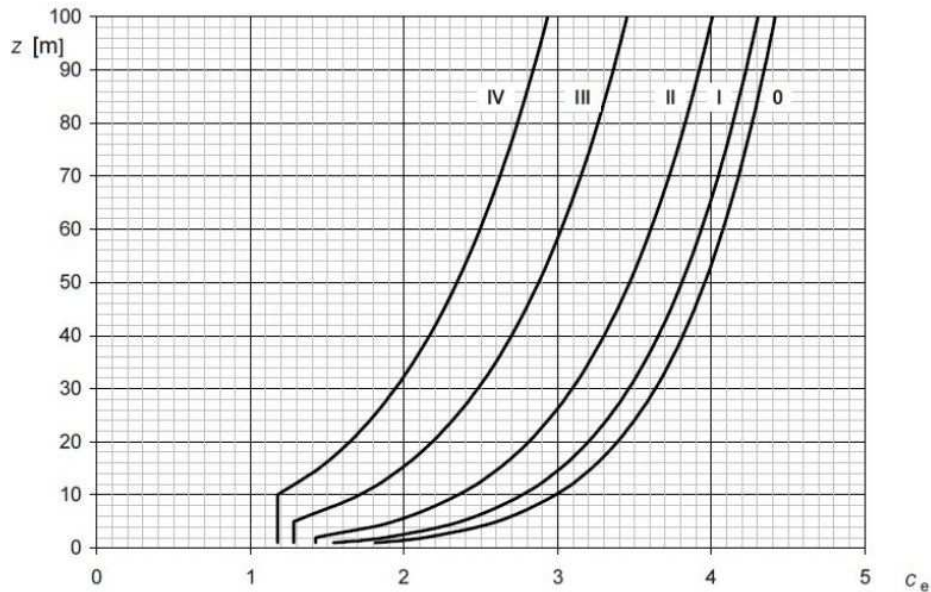
$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 25 = 25 \text{ m/s} , \quad (3.11)$$

kde v_b je základní rychlost větru, c_{dir} je součinitel směru větru, c_{season} je součinitel ročního období, $v_{b,0}$ je výchozí základní rychlost větru viz. mapa větrných oblastí [14] (pro tuto konstrukci kategorie terénu II.).

Tlak větru na konstrukci se dá dopočítat z následujícího vztahu

$$f_w = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C , \quad (3.12)$$

kde f_w je tlak větru, ρ je hustota vzduchu $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$, $C = c_e \cdot c_{f,x}$, c_e je součinitel expozice závislý na výšce viz. Graf 3.14, $c_{f,x}$ je součinitel síly v daném směru uvažovaný bezpečně $c_{f,x} = 1,3$ pro všechny směry [29].



Graf 3.14 Závislosti součinitele expozice na výšce a kategorii terénu [14]

V následující tabulce je statické zatížení od větru, které bylo použito na jednotlivé prvky v modelu rozdělené do třech úrovní výšek (Tab. 3.15).

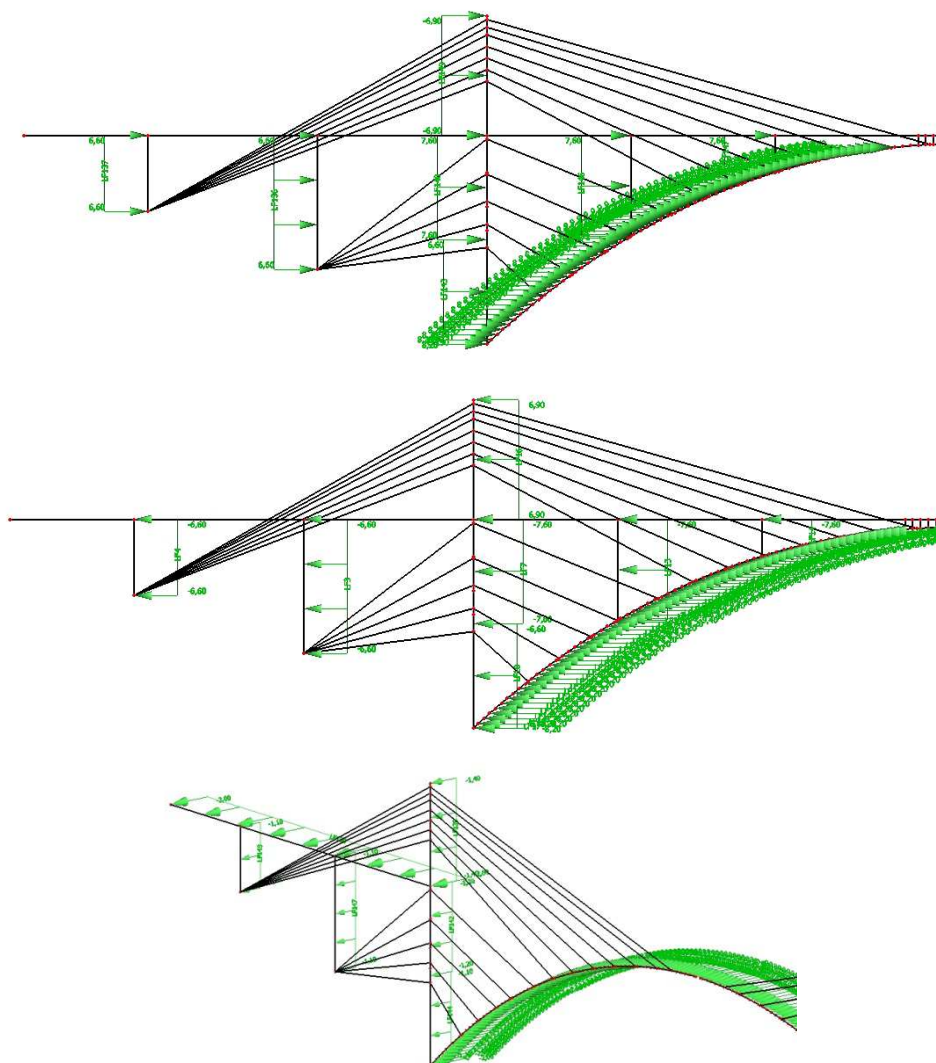
	šířka [m]	tloušťka [m]
vzpěra	5,0	0,8
oblouk	6,2	1,5
pylon	4,0	0,8
mostovka		1,3

Tab. 3.14 Rozměry jednotlivých prvků

z [m]	Ce	Cf,x	fw [KN/m ²]	podélný směr			příčný směr			
				vzpěra [KN/m]	oblouk [KN/m]	pylon [KN/m]	vzpěra [KN/m]	oblouk [KN/m]	pylon [KN/m]	mostovka [KN/m]
14	2,6	1,3	1,32	6,6	8,2	-	1,1	2,0	-	-
27	3	1,3	1,52	7,6	9,4	-	1,2	2,3	-	2,0
44	3,4	1,3	1,73	-	-	6,9	-	-	1,4	-

Tab. 3.15 Zatížení větrem použité v modelu pro jednotlivé prvky rozdělené po výšce

Zjednodušeně bylo uvažováno stejné zatížení větru jak v podélném tak v příčném směru. Jednotlivé varianty působení větru na konstrukci jsou patrné z Obr. 3.46.



Obr. 3.46 Schéma zatížení větrem v podélném a příčném směru

3.4.6.2 Posouzení v mezním stav únosnosti (MSÚ)

Při posuzování mezního stavu únosnosti v montážním stavu se tato práce zabývá pouze fází F27 (před spojením oblouku). Tato fáze je nejproblematictější a předpokládá se, že pokud všechny prvky v této fázi vyhoví, pak vyhoví i v ostatních fázích výstavby.

Jako stálé zatížení byla uvažována vlastní tíha konstrukce. Proměnné zatížení bylo uvažováno zatížení větrem a změna rovnoměrné teploty. Za mimořádnou situaci bylo uvažováno prasknutí jednoho, resp. dvou závěsů. Jednotlivé kombinace vč. součinitelů zatížení a kombinace jsou uvedeny v Tab. 3.16.

	Stálé (g)	teplota (t)	vítr (fw)	přetržení závěsu
KM1	1,35	0	0	0
KM2	1,35	1,50	0	0
KM3	1,35	0	1,50	0
KM4	1	0	1,50	0
KM5	1,35	1,50	1,50*0,80	0
KM6	1,35	0	0	X

Tab. 3.16 Jednotlivé kombinace pro posouzení MSÚ v montážním stavu

V posouzení mezního stavu únosnosti dále bylo uvažováno s prasknutím závěsů dle Obr. 3.47.

PORUŠENÍ ZÁVĚSU č.12 (KM6-1)



PORUŠENÍ ZÁVĚSU č.6 (KM6-2)



PORUŠENÍ ZÁVĚSU č.6 (KM6-3)



Obr. 3.47 Schéma porušení závěsů uvažovaných v posouzení MSÚ

V uvedené Tab. 3.17 jsou maximální vnitřní síly na jednotlivých prvcích. Posouzení je provedeno u prvků s výrazněnými hodnotami vnitřních sil.

	maximální M [KNm]			zavěs N[KN]	číslo zavěsu
	oblouk	pilíř	pylon		
KM1	14069	3464	2434	3420	12
KM2	20752	6278	3348	3630	12
KM3	16230	4145	3481	3686	12
KM4	16370	4082	3148	3501	12
KM5	15770	4021	3338	3670	12
KM6-1	14339	4156	5642	1565	11
KM6-2	-13280	1457	3864	2187	4
KM6-3	-6942	640	-5570	1676	4

Tab. 3.17 Maximální vnitřní síly u jednotlivých kombinací MSÚ v montážním stavu

MSÚ posouzení oblouk1 KM2

Materiály:

Beton:	C45/55
fck	45 MPa
γ_c	1,50
α_{cc}	0,9
fcd	27 MPa
Ecm	36000 MPa
ϵ_{c3}	1,75 ‰
ϵ_{cu3}	3,5 ‰
dg	22 mm

Ocel:	B500 B
fyk	500 MPa
γ_c	1,15
fyd	434,78 MPa
Es	210000 MPa
ϵ_{yd}	2,07 ‰

Excentricita:

e0	0 mm
l0	0 mm
λ	0
λ_{lim}	65,334
masivní prvek	
e2	0 mm

Zatížení:

Ned	Med
[KN]	[KNm]
-6226,5	10376
s imperf. 10376	

Výztuž:

n1	29 ks
$\emptyset 1$	32 mm
n2	29 ks
$\emptyset 2$	32 mm

konstrukční zásady:

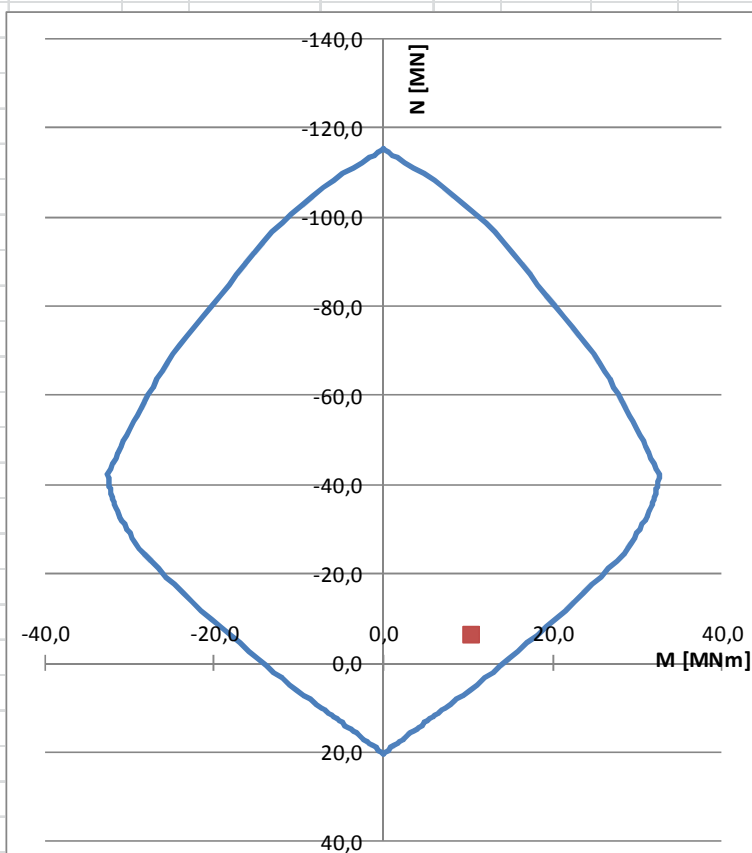
As	46646 <	140800 OK
(sloup)	>	6947,2 OK
(trám)	>	7040 OK

Průřez:

b	2200 mm
h	1600 mm
c	60 mm
\emptyset tr	16 mm
Ac	3520000 mm ²

As1	23323 mm ²
As2	23323 mm ²
d1	72 mm
d2	72 mm

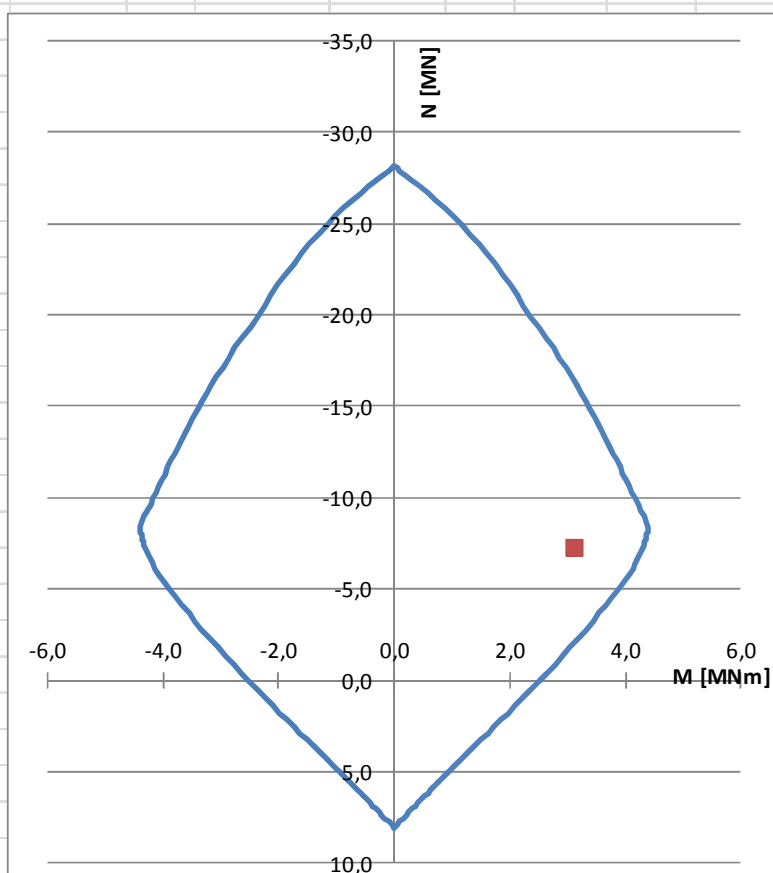
s1	40 >	38,4 OK
	<	300 OK
s1	40 >	38,4 OK
	<	300 OK



Posudek 3.19 Posouzení oblouku v MSÚ v montážním stavu

MSÚ posouzení pilíře KM2

Materiály:		Ocel:		Excentricita:		
Beton:	C35/45	B500 B		e1	0 mm	
fck	35 MPa	f _{yk}	500 MPa	l0	0 mm	
γ _c	1,50	γ _c	1,15	λ	0	
α _{cc}	0,9	f _{yd}	434,78 MPa	λ _{lim}	53,199	
f _{cd}	21 MPa	Es	210000 MPa	masivní prvek		
E _{cm}	33500 MPa	e _{yd}	2,07 ‰	e2	0 mm	
ε _{c3}	1,75 ‰					
ε _{cu3}	3,5 ‰					
d _g	22 mm					
Zatížení:		Výztuž:		konstrukční zásady:		
Ned	Med	n1	15 ks	As	18473 <	38400 OK
[KN]	[KNm]	Ø1	28 mm		(sloup) >	1602,4 OK
-7250	3139	n2	15 ks		(trám) >	1920 OK
s imperf.	3139	Ø2	28 mm			
Průřez:		As1	9236 mm ²	s1	45 >	33,6 OK
b	1200 mm	As2	9236 mm ²		<	300 OK
h	800 mm	d1	73 mm	s1	45 >	33,6 OK
c	60 mm	d2	73 mm		<	300 OK
Øtř	16 mm					
Ac	960000 mm ²					



Posudek 3.20 Posouzení pilíře v MSÚ v montážním stavu

MSÚ posouzení pylon KM6-1

Materiály:

Beton:	C30/37
fck	30 MPa
γ_c	1,50
α_{cc}	0,9
fcd	18 MPa
Ecm	33000 MPa
ϵ_{c3}	1,75 ‰
ϵ_{cu3}	3,5 ‰
dg	22 mm

Ocel:	B500 B
fyk	500 MPa
γ_c	1,15
fyd	434,78 MPa
Es	210000 MPa
ϵ_{yd}	2,07 ‰

Excentricita:

e1	0 mm
l0	0 mm
λ	0
λ_{lim}	96,348
masivní prvek	
e2	0 mm

Zatížení:

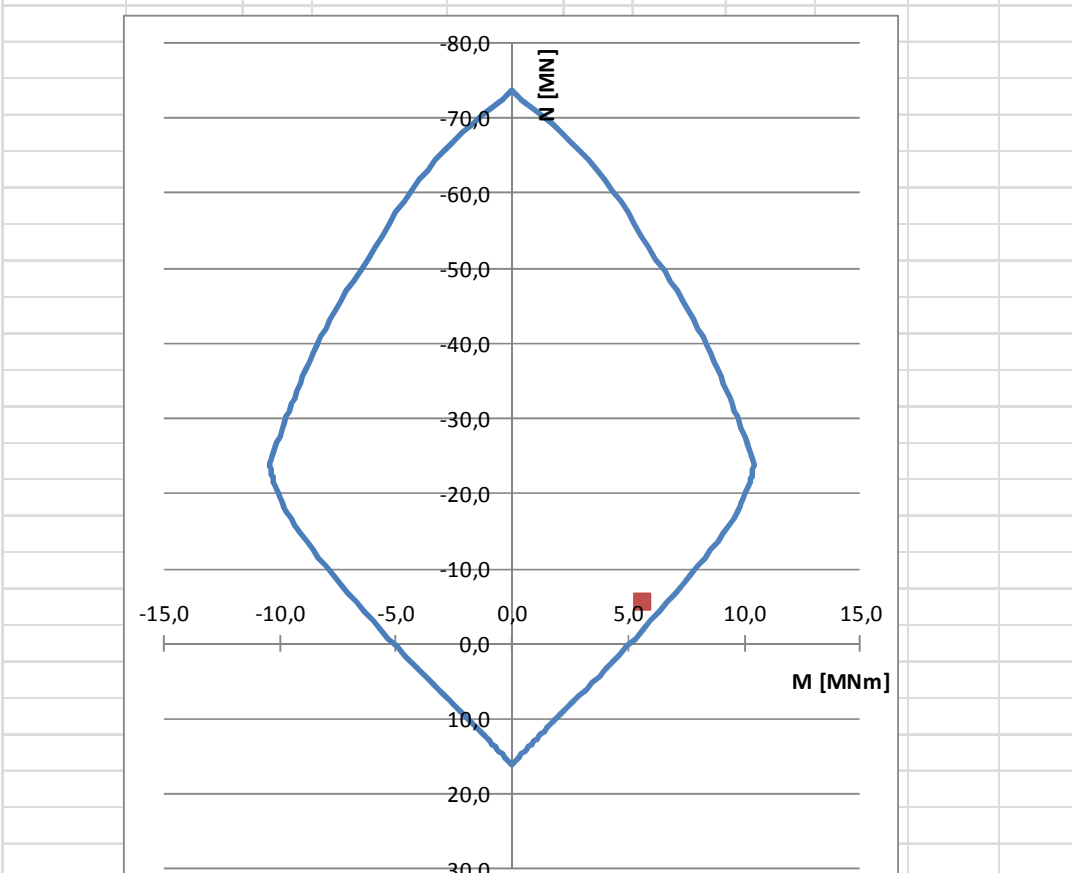
Ned	Med
[KN]	[KNm]
-5475	5642
s imperf.	5642

Výztuž:

n1	30 ks
$\varnothing 1$	28 mm
n2	30 ks
$\varnothing 2$	28 mm
As1	18473 mm ²
As2	18473 mm ²
d1	132 mm
d2	132 mm
$\varnothing tř$	16 mm
Ac	3200000 mm ²

konstrukční zásady:

As	36945 <	128000	OK
(sloup)	>	4819,7	OK
(trám)	>	6400	OK
s1	104 >	33,6	OK
	<	300	OK
s1	104 >	33,6	OK
	<	300	OK



Posudek 3.21 Posouzení pylonu v MSÚ v montážním stavu

Postupné betonování lamel oblouku a jejich předpínání má za následek střídání tažených a tlačných vláken. Při mimořádných situacích jako je prasknutí závěsů se prvky dostávají až na samou hranu své únosnosti. Všechny navržené prvky na tyto kombinace však v mezním stavu únosnosti vyhověly.

Při výstavbě oblouku je na straně opěr navrženo neposuvné uložení mostovky. Tento neposuvný kloub (v podélném směru) vyvolává u zatížení teplotou velké ohybové momenty u pilířů. Zřejmě by bylo vhodnější navrhnout kloubové uložení s určitou tuhostí umožňující malý posun a tím by se snížilo namáhání pilířů.

Všechny závěsy byly navrženy s dostatečnou rezervou a i při prasknutí některého z nich dokáží přenést zvýšené napětí.

Pylon byl navržen s rozměry 4000x800 mm s výztuží $\varnothing 28$ mm po 100 mm. Tato výztuž je značně předdimenzována a využije se pouze u mimořádných situacích jako je prasknutí některého závěsu.

V příčném směru byla vytvořena kombinace pouze se zatížením stálým se součinitelem $\gamma_G = 1,00$ a zatížením větrem se součinitelem $\gamma_Q = 1,50$. Výsledné hodnoty maximálních vnitřních sil u jednotlivých prvků (viz. Tab. 3.18) jsou ve srovnání s podélným směrem zanedbatelné a s uvážením toho, že ohybová tuhost v tomto směru jednotlivých průřezů je větší, předpokládá se, že všechny prvky vyhoví.

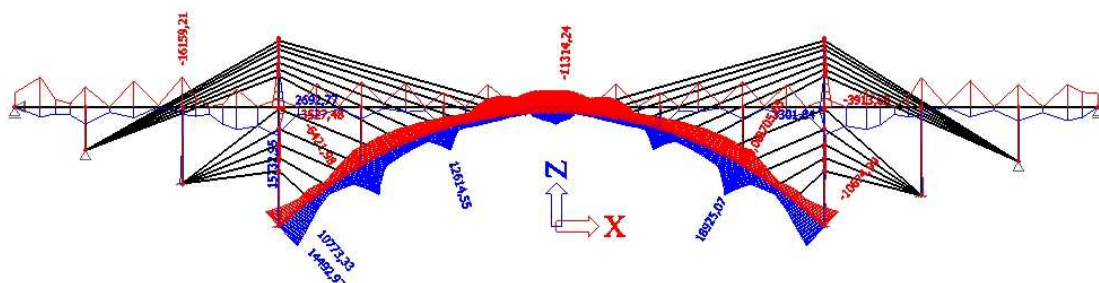
	Oblouk		Pilíř		Pylon	
	Mz [KNm]	N [KN]	Mz [KNm]	N [KN]	Mz [KNm]	N [KN]
příčný směr	7632	-16394	1119	-15441	252	-10467

Tab. 3.18 Maximální vnitřní síly jednotlivých prvků v MSÚ v příčném směru

3.4.6.3 Posouzení v mezním stavu použitelnosti (MSP)

V posouzení této konstrukce v mezním stavu použitelnosti bylo uvažováno ve všech fázích výstavby pouze se zatížením stálým a předpětím v závěsech v charakteristických hodnotách.

Na Obr. 3.48 jsou obálky ohybových momentů všech fází výstavby. V Tab. 3.19 jsou pak uvedeny vnitřní síly v nejkritičtějších řezech konstrukce, které se posoudí na mezní stav použitelnosti omezení napětí.



Obr. 3.48 Obálky ohybových momentů [KNm] všech fází výstavby (MSP)

Prvek	M [KNm]	N [KN]	fáze výstavby
Oblouk1	14492	-12502	F29
Oblouk2	18925	-38060	F32
Oblouk3	12614	-34945	F33
Oblouk4	8722	-6349	F23
Pilíř	3301	-10781	F29
Pylon	3913	-3621	F19

Tab. 3.19 Vnitřní síly v nejkritičtějším řezu (MSP)

MSP - omezení napětí posouzení fáze výstavby oblouku1					
Materiály:		Průřez:		Zatížení:	
Beton:	C45/55	b	2200 mm	Nek	-6251 KN
fck	45 MPa	h	1600 mm	Mek	7246 KNm
γc	1,50	c	60 mm		
αcc	0,9	Øtř	16 mm		
fcd	27,00 MPa	Ac	3 520 000 mm ²		
Ecm	36000 MPa				
fctm	3,80 MPa	Výztuž:			
Ocel:	B500 B	n1	29 ks		
fck	500 MPa	Ø1	32 mm		
γc	1,15	n2	29 ks		
fcd	434,78 MPa	Ø2	32 mm		
Es	200 000 MPa	As1	23 323 mm ²		
εyd	2,17 ‰	As2	23 323 mm ²		
Kombinace:					
Výpočet napětí na průřezu bez trhlin:					
αe	5,56				
x	1001	σc,h	-8,24 MPa		
Aeff	3 779 146 mm ²	σc,d	4,93 MPa	<fctm	3,80 MPa
zT,eff	800 mm	σs1	-41,55 MPa	vznikají trhliny	
Ieff	880 834 138 161 mm ⁴	σs2	23,17 MPa		
Výpočet napětí na průřezu s trhlinami:					
e	-359 mm				
x	572 mm	σc,h	-11,87 MPa		
Aeff	1 518 539 mm ²				
zT,eff	374 mm	σs1	-55,34 MPa		
Ieff	221 024 396 831 mm ⁴	σs2	107,76 MPa		
Posouzení:					
σc,h	-11,87 MPa	≤0,6fck	27 MPa	OK	
σc,d	trhlina MPa				
σs1	-55,34 MPa	≤0,8fyk	400 MPa	OK	
σs2	107,76 MPa	≤0,8fyk	400 MPa	OK	

Posudek 3.22 MSP – posouzení ve fázích výstavby (oblouk1)

MSP - omezení napětí posouzení ve fázích výstavby oblouku2						
Materiály:		Průřez:		Zatížení:		
Beton:	C45/55	b	2100 mm	Nek	-19030 KN	
fck	45 MPa	h	1500 mm	Mek	9462,5 KNm	
γc	1,50	c	60 mm			
αcc	0,9	Øtř	16 mm			
fcd	27,00 MPa	Ac	3 150 000 mm ²			
Ecm	36000 MPa					
fctm	3,80 MPa	Výztuž:				
Ocel:	B500 B	n1	26 ks			
fck	500 MPa	Ø1	32 mm			
γc	1,15	n2	26 ks			
fcd	434,78 MPa	Ø2	32 mm			
Es	200 000 MPa	As1	20 910 mm ²			
εyd	2,17 ‰	As2	20 910 mm ²			
Charakteristická kombinace:						
Výpočet napětí na průřezu bez trhlin:						
αe	5,56					
x	1161	σc,h	-15,89 MPa			
Aeff	3 382 338 mm ²	σc,d	4,64 MPa	<fctm	3,80 MPa	
zT,eff	750 mm	σs1	-81,30 MPa	vznikají trhliny		
Ieff	691 219 089 425 mm ⁴	σs2	18,79 MPa			
Výpočet napětí na průřezu s trhlinami:						
e	253 mm					
x	979 mm	σc,h	-17,58 MPa			
Aeff	2 288 571 mm ²					
zT,eff	516 mm	σs1	-88,49 MPa			
Ieff	279 036 023 628 mm ⁴	σs2	42,77 MPa			
Posouzení:						
σc,h	-17,58 MPa	≤0,6fck	27 MPa	OK		
σc,d	trhlina MPa					
σs1	-88,49 MPa	≤0,8fyk	400 MPa	OK		
σs2	42,77 MPa	≤0,8fyk	400 MPa	OK		

Posudek 3.23 MSP – posouzení ve fázích výstavby (oblouk2)

MSP - omezení napětí posouzení ve fázích výstavby oblouku3						
Materiály:		Průřez:		Zatížení:		
Beton:	C45/55	b	2100 mm	Nek	-17473 KN	
fck	45 MPa	h	1400 mm	Mek	6307 KNm	
γc	1,50	c	60 mm			
αcc	0,9	Øtř	16 mm			
fcd	27,00 MPa	Ac	2 940 000 mm ²			
Ecm	36000 MPa					
fctm	3,80 MPa	Výztuž:				
Ocel:	B500 B	n1	26 ks			
fck	500 MPa	Ø1	32 mm			
γc	1,15	n2	26 ks			
fcd	434,78 MPa	Ø2	32 mm			
Es	200 000 MPa	As1	20 910 mm ²			
εyd	2,17 ‰	As2	20 910 mm ²			
Charakteristická kombinace:						
Výpočet napětí na průřezu bez trhlin:						
αe	5,56					
x	1194	σc,h	-13,31 MPa			
Aeff	3 172 338 mm ²	σc,d	2,29 MPa	<fctm	3,80 MPa	
zT,eff	700 mm	σs1	-68,23 MPa	nevnikají trhliny		
Ieff	566 087 079 464 mm ⁴	σs2	7,03 MPa			
Výpočet napětí na průřezu s trhlinami:						
e	339 mm					
x	1129 mm	σc,h	-13,72 MPa			
Aeff	2 603 192 mm ²					
zT,eff	577 mm	σs1	-70,00 MPa			
Ieff	341 595 127 461 mm ⁴	σs2	12,08 MPa			
Posouzení:						
σc,h	-13,31 MPa	≤0,6fck	27 MPa	OK		
σc,d	2,29 MPa					
σs1	-68,23 MPa	≤0,8fyk	400 MPa	OK		
σs2	7,03 MPa	≤0,8fyk	400 MPa	OK		

Posudek 3.24 MSP – posouzení ve fázích výstavby (oblouk3)

MSP - omezení napětí posouzení ve fázích výstavby oblouku4						
Materiály:		Průřez:		Zatížení:		
Beton:	C45/55	b	2000 mm	Nek	-3175 KN	
fck	45 MPa	h	1400 mm	Mek	4361 KNm	
γc	1,50	c	60 mm			
αcc	0,9	Øtř	16 mm			
fcd	27,00 MPa	Ac	2 800 000 mm ²			
Ecm	36000 MPa					
fctm	3,80 MPa	Výztuž:				
Ocel:	B500 B	n1	26 ks			
fck	500 MPa	Ø1	28 mm			
γc	1,15	n2	26 ks			
fcd	434,78 MPa	Ø2	28 mm			
Es	200 000 MPa	As1	16 010 mm ²			
εyd	2,17 ‰	As2	16 010 mm ²			
Charakteristická kombinace:						
Výpočet napětí na průřezu bez trhlin:						
αe	5,56					
x	828	σc,h	-6,90 MPa			
Aeff	2 977 884 mm ²	σc,d	4,77 MPa	<fctm	3,80 MPa	
zT,eff	700 mm	σs1	-34,15 MPa	vznikají trhliny		
Ieff	523 523 953 868 mm ⁴	σs2	22,31 MPa			
Výpočet napětí na průřezu s trhlami:						
e	-674 mm					
x	411 mm	σc,h	-11,11 MPa			
Aeff	999 593 mm ²					
zT,eff	293 mm	σs1	-48,21 MPa			
Ieff	113 517 202 001 mm ⁴	σs2	135,11 MPa			
Posouzení:						
σc,h	-11,11 MPa	≤0,6fck	27 MPa	OK		
σc,d	trhlina MPa					
σs1	-48,21 MPa	≤0,8fyk	400 MPa	OK		
σs2	135,11 MPa	≤0,8fyk	400 MPa	OK		

Posudek 3.25 MSP – posouzení ve fázích výstavby (oblouk4)

MSP - omezení napětí posouzení ve fázích výstavby pilíře						
Materiály:		Průřez:		Zatížení:		
Beton:	C35/45	b	1200 mm	Nek	-5391 KN	
fck	35 MPa	h	800 mm	Mek	1650,5 KNm	
γc	1,50	c	60 mm			
αcc	0,9	Øtř	16 mm			
fcd	21,00 MPa	Ac	960 000 mm ²			
Ecm	33500 MPa					
fctm	3,21 MPa	Výztuž:				
Ocel:	B500 B	n1	15 ks			
fck	500 MPa	Ø1	28 mm			
γc	1,15	n2	15 ks			
fcd	434,78 MPa	Ø2	28 mm			
Es	200 000 MPa	As1	9 236 mm ²			
εyd	2,17 ‰	As2	9 236 mm ²			
Charakteristická kombinace:						
Výpočet napětí na průřezu bez trhlin:						
αe	5,97					
x	589	σc,h	-15,72 MPa			
Aeff	1 070 284 mm ²	σc,d	5,65 MPa	<fctm	3,21 MPa	
zT,eff	400 mm	σs1	-79,50 MPa	vznikají trhliny		
Ieff	61 798 289 418 mm ⁴	σs2	19,36 MPa			
Výpočet napětí na průřezu s trhlinami:						
e	94 mm					
x	469 mm	σc,h	-18,10 MPa			
Aeff	673 266 mm ²					
zT,eff	262 mm	σs1	-87,35 MPa			
Ieff	23 448 058 378 mm ⁴	σs2	55,49 MPa			
Posouzení:						
σc,h	-18,10 MPa	≤0,6fck	21 MPa	OK		
σc,d	trhlina MPa					
σs1	-87,35 MPa	≤0,8fyk	400 MPa	OK		
σs2	55,49 MPa	≤0,8fyk	400 MPa	OK		

Posudek 3.26 MSP – posouzení ve fázích výstavby (pilíř)

MSP - omezení napětí posouzení ve fázích výstavby pylonu						
Materiály:		Průřez:		Zatížení:		
Beton:	C30/37		b	4000 mm	Nek	-3621 KN
fck	30 MPa		h	800 mm	Mek	3913 KNm
γc	1,50		c	60 mm		
αcc	0,9		Øtř	16 mm		
fcd	18,00 MPa		Ac	3 200 000 mm ²		
Ecm	33000 MPa					
fctm	2,90 MPa		Výztuž:			
Ocel:	B500 B		n1	30 ks		
fck	500 MPa		Ø1	28 mm		
γc	1,15		n2	30 ks		
fcd	434,78 MPa		Ø2	28 mm		
Es	200 000 MPa		As1	18 473 mm ²		
eyd	2,17 ‰		As2	18 473 mm ²		
Charakteristická kombinace:						
Výpočet napětí na průřezu bez trhlin:						
αe	6,06					
x	452		σc,h	-9,20 MPa		
Aeff	3 423 910 mm ²		σc,d	7,09 MPa	<fctm	2,90 MPa
zT,eff	400 mm		σs1	-44,66 MPa	vznikají trhliny	
Ieff	192 184 405 789 mm ⁴		σs2	31,84 MPa		
Výpočet napětí na průřezu s trhlinami:						
e	-681 mm					
x	211 mm		σc,h	-16,23 MPa		
Aeff	1 069 592 mm ²					
zT,eff	167 mm		σs1	-56,49 MPa		
Ieff	40 000 291 990 mm ⁴		σs2	231,95 MPa		
Posouzení:						
σc,h	-16,23 MPa	≤0,6fck		18 MPa	OK	
σc,d	trhlina MPa					
σs1	-56,49 MPa	≤0,8fyk		400 MPa	OK	
σs2	231,95 MPa	≤0,8fyk		400 MPa	OK	

Posudek 3.27 MSP – posouzení ve fázích výstavby (pylon)

Všechny posuzované řezy na mezní stav použitelnosti omezení napětí dle zadaných požadavků vyhověly. Ve většině průřezů se však již vytvořily trhliny, což je ve fázích výstavby velmi nevhodné. I z tohoto důvodu, že tato kombinace je bez zatížení větrem a teplotou, považuje se toto posouzení za **nevyhovující**. S trhlinami není také uvažováno u lineárního výpočtu použitého při návrhu předepnutých závěsů, proto i deformace, resp. nadvýšení, neodpovídá skutečnému chování konstrukce.

3.4.7 Výstavba mostovky, pilířů a vzpěr

Jednotlivé pilíře a vzpěry se budou betonovat letmo na posuvném betonážním vozíku. Vozík se vždy posune o jednu lamelu pomocí vlastní hydrauliky nebo se přestaví pomocí stavebního jeřábu.

Výstavba mostovky bude probíhat ve dvou fázích. Nejdříve se postaví obě předpolí, následně se letmo vybetonuje oblouk a dokončí se mostovka nad obloukem. Vzhledem k velké výšce pilíře u paty oblouku (27 m) není vhodné zvolit metodu výstavby na pevné skruži. Výhodnější je postavit mostovku na výsuvné skruži s horním nosníkem. Nejlepší by bylo, mít k dispozici dvě výsuvné skruže a pracovat z obou polovin symetricky. Po vybetonování předpolí by se výsuvné skruže přesunuly na druhý dálniční most a mezitím by probíhala letmá betonáž oblouku. Po dokončení oblouku a vzpěr by se výsuvné skruže vrátili na první most a dokončili mostovku.

3.4.8 Závěr

Konstrukce **nevyhoví** na posouzení mezního stavu použitelnosti v montážním stavu.

Doporučuje se zesílení nevyhovujících prvků popřípadě úprava průřezů. Nešťastné řešení je také neposuvný kloub na opěře během výstavby. Vhodnější by bylo zvolit kloubové spojení s určitou tuhostí, tím by se výrazně omezily ohybové momenty na pilířích a pylonu. Řešení by také mohlo být použití dočasného kloubového spojení v patě oblouku. Tento kloub by fungoval pouze ve stádiích výstavby a poté by byl zmonolitněn a působil jako tuhý rám (vetknutí).

4. Závěr práce

V úvodu práce byla vytvořena řešerše, ve které si autor práce udělal teoretický základ a získal potřebné znalosti pro správný návrh v praktické části. V praktické části se práce nejdříve zabývala nalezením vhodného konstrukčního řešení, kde bylo zajímavé sledovat jaký vliv má rozmístění pevných kloubů a vetknutí na chování konstrukce a vnitřní síly. Následoval výběr dvou variant řešení a zjednodušené navržení průřezů a výztuží u jednotlivých prvků. Také bylo nutné zjednodušeně navrhnout předpětí mostovky.

Po zvolení vhodného konstrukčního řešení se autor práce věnoval výstavbě betonového oblouku. Byly definovány jednotlivé fáze výstavby a následovalo vymodelování konstrukce a navržení předpínacích sil v jednotlivých závěsech. Autor se také věnoval reologickým změnám betonu a vliv na postup výstavby. Po vyřešení jednotlivých konstrukčních a technických detailů následovalo posouzení v jednotlivých fázích výstavby.

Celá práce se věnovala chování obloukového betonového mostu v podélném směru. Bylo by určitě zajímavé se více věnovat i chování v příčném směru a také dynamického chování konstrukce během výstavby.

Vzhledem k délce práce nebylo možné se více věnovat přesnějšímu postupu výstavby mostovky a pilířů. Právě spolupůsobení a vhodného navržení jednotlivých fází výstavby mostovky a oblouky by bylo také zajímavé analyzovat.

5. Seznam použitých zdrojů

1. Šafář, Roman, a další, a další. *Betonové mosty 1 - přednášky*. Praha : ČVUT, 2010. ISBN 978-80-01-04661-6.
2. Šafář, Roman a kolektiv. *Betonové mosty 2 - Návrh předpjatého mostu podle Eurokódu. Cvičení*. Praha : ČVUT, 2009. ISBN 978-80-01-04433-9.
3. Šafář, Roman. *Betonové mosty 2 - přednášky*. Praha : ČVUT, 2014. ISBN 978-80-01-05543-4.
4. Janda, Lubor, Kleisner, Zdeněk a Zvara, Jozef. *Betonové mosty*. Praha : Nakladatelství technické literatury, 1988.
5. Hrdoušek, Vladislav, kolektiv. *Betonové mosty 2*. Praha : ČVUT, 2005. ISBN 80-01-03321-X.
6. Hanzlová, Hana a Šmejkal, Jiří. *Betonové a zděné konstrukce 1 - Základy navrhování betonových konstrukcí*. Praha : ČVUT, 2013. ISBN 978-80-01-05323-2.
7. *časopis Beton - technologie - konstrukce - sanace*. Kalný, Milan. 5, Praha : Beton TKS s.r.o., 2008, Sv. I. ISSN 1213-3116.
8. —. Kalný, a další, a další. 4, Praha : Beton TKS s.r.o., 2010, Sv. I. ISSN 1213-3116.
9. Kalný, Milan a Vítek, Jan. *Obloukové mosty - prezentace*. Praha : Pontex, 2016.
10. Bechyně, Stanislav. *Betonové mosty obloukové - Mosty pro zvláštní účely*. Praha : Státní nakladatelství technické literatury, 1962. L17-E1-4III/7564.
11. ČSN EN 1991-2: 2005 (73 6203) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou, vč. Změny Z1 - 02/2010, Změny Z2 - 03/2010, Změny Z3 - 10/2012.
12. ČSN EN 1991-1-1: 2004 (73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemová tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb, vč. Opravy 1 - 02/2010, Změny Z1 - 02/2010, Změny Z2 - 03/2010.
13. ČSN EN 1990: 2004 (73 002) Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí, vč. Opravy 1 - 11/2007, Opravy 2 - 08/2008, Opravy 3 - 02/2010, Opravy 4 - 01/2011, Změny A1 - 04/2007, Změny Z1 - 02/2010, Změny Z2 - 03/2010, Změny Z3 - 02/2011, Změny Z4 - 05/2015.
14. ČSN EN 1991-1-4: 2007 (73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem, vč. Opravy 1 - 09/2008, Opravy 2 - 05/2010, Opravy 3 - 01/2011, Změny A1 - 10/2010, Změny Z1 - 03/2010, Změny Z2 - 11/2011, Změny Z3 - 04/2013.
15. ČSN EN 1991-1-5: 2005 (73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou, vč. Opravy 1 - 02/2010, Opravy 2 - 06/2011, Změny Z1 - 02/2010, Změny Z2 - 03/2010.
16. ČSN EN 1991-1-6: 2006 (73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-6: Obecná zatížení - Zatížení během provádění, vč. Změny Z1 - 02/2010, Změny Z2 - 03/2010, Změny Z3 - 07/2011, Změny Z4 - 04/2012, Opravy 1 - 09/2009, Opravy 2 - 06/2013.

17. Stráský, Jiří. Betonové mosty - TK21. [Online] 2001. [Citace: 7. 12 2017.] [http://lences.cz/skola/subory/-%20-%20PREDMETY%20%20\(semester%201%20-%202010\)%20-%20-/10-semester/-%20CL02%20-%20Betonov%C3%A9%20mosty%20II/Strasky_Jiri_-_Betonove_mosty_ver2.0_\(OCR\).pdf](http://lences.cz/skola/subory/-%20-%20PREDMETY%20%20(semester%201%20-%202010)%20-%20-/10-semester/-%20CL02%20-%20Betonov%C3%A9%20mosty%20II/Strasky_Jiri_-_Betonove_mosty_ver2.0_(OCR).pdf).
18. Concrete Structures and Bridge Design. [Online] [Citace: 7. 12 2017.] <http://www.kaufmann.ibk.ethz.ch/en/research/research-projects/betongelenke.html>.
19. Atlas Česka. [Online] [Citace: 8. 12 2017.] <http://www.atlasceska.cz/praha/most-zavodu-miru/>.
20. Berany Duc. [Online] [Citace: 8. 12 2017.] <http://beranyduc.blogspot.cz/2015/11/podzimni-sklizen-na-loucen.html#.WipYIVXibiU>.
21. Pontex s.r.o. [Online] [Citace: 8. 12 2017.] <https://www.pontex.cz/reference>.
22. Peri. [Online] [Citace: 8. 12 2017.] <https://www.peri.cz/projekty/in%C5%BEn%C3%BDrsk%C3%A9-stavby/dalnicni-most-pres-oparenske-udoli.html>.
23. Japan concrete institute. [Online] [Citace: 8. 12 2017.] http://www.jci-net.or.jp/photo/archive/detail_db.php?id=174&page=5.
24. Highest Bridges. [Online] [Citace: 8. 12 2017.] http://www.highestbridges.com/wiki/index.php?title=Mike_O%27Callaghan-Pat_Tilman_Memorial_Bridge.
25. Mosty s velkým "M". [Online] [Citace: 9. 12 2017.] <http://a-bridges.blogspot.cz/2014/03/podolsky-most.html>.
26. Příbramsko.eu. [Online] [Citace: 9. 12 2017.] <http://www.pribramsko.eu/retezovy-most-u-obce-stadlec-pohled-do-historie-4658>.
27. Structurae. [Online] [Citace: 11. 12 2017.] <https://structurae.net/structures/bridges-and-viaducts/vierendeel-truss-bridges>.
28. Redaelli. [Online] [Citace: 11. 12 2017.] <http://www.redaelli.com/en/products/ropes/open-spiral-strands/open-spiral-strands/>.
29. DOCPLAYER. *Zatížení mostů větrem*. [Online] [Citace: 22. 12 2017.] <http://docplayer.cz/11092422-8-zatizeni-mostu-vetrem.html>.
30. Stráský, Jiří a Nečas, Radim. Betonové mosty II - Modul M01 - Technologie výstavby mostů. [Online] 2007. [Citace: 6. 12 2019.] <http://lences.cz/domains/lences.cz/skola/subory/Skripta/CL02-Betonov%C3%A9%20mosty%20II%20%28KON%29/M01-Technologie%20v%C3%BDstavby%20most%C5%AF.pdf>.
31. Zvolánek, Lukáš. Posouzení železobetonového sloupu. [Online] [Citace: 6. 12 2017.] http://www.fce.vutbr.cz/BZK/zvolanek.l/vyuka_bzk/BL05_Sloup.pdf.

32. Manuál - Fáze výstavby, předpětí, TDA. *Scia Nemetschek*. [Online] [Citace: 12. 6 2017.] <http://docplayer.cz/14323163-Manual-faze-vystavby-predpeti-tda.html>.
33. Silniční modifikované asfalty. [Online] [Citace: 12. 6 2017.] http://webcache.googleusercontent.com/search?q=cache:LeAX-5rYCV8J:stavbaroku.cz/db_binary_file/other/364+&cd=1&hl=en&ct=clnk&gl=cz.
34. Nečas, Radim. Fakulta stavební VUT v Brně. [Online] [Citace: 7. 12 2017.] http://www.fce.vutbr.cz/BZK/studenti/BL012/BL12_prednaska.pdf.
35. Bydlení Idnes.cz. [Online] [Citace: 8. 12 2017.] https://bydleni.idnes.cz/mosty-v-praze-0df-stavba.aspx?c=A130702_165910_reality_bdp_web.

6. 94 Seznam obrázků

Obr. 2.1 Klenutá konstrukce [1]	9
Obr. 2.2 Oblouková konstrukce s horní mostovkou [1]	9
Obr. 2.3 Oblouková konstrukce s dolní mostovkou [3].....	10
Obr. 2.4 Oblouková konstrukce s mezilehlou mostovkou [3].....	10
Obr. 2.5 Odchylka střednice od výslednicové čáry odpovídá průběhu ohybových momentů [4]	10
Obr. 2.6 Statické soustavy oblouků a) vetknutý oblouk b) dvoukloubový oblouk c) trojkloubový oblouk [3]	11
Obr. 2.7 Příklady různých tvarů oblouků pro různá zatížení [10]	12
Obr. 2.8 Parametry střednice podle Chambauda - viz. vztah (2.2) [3].....	12
Obr. 2.9 Znázornění oblouku s rozměry a průběh momentu setrvačnosti I [m^4], plochy průřezu F [m^2] a ohybových momentů M [tm].....	13
Obr. 2.10 Tvary vybočení střednice v rovině oblouku nespoleupůsobícího s mostovkou.....	14
Obr. 2.11 Idealizace imperfekcí v rovině oblouku a) schéma konstrukce, b) a c) nesymetrický průběh imperfekcí, d) a e) symetrický průběh imperfekcí [3]	15
Obr. 2.12 Schéma rektifikace oblouku pomocí hydraulických lisů [4]	15
Obr. 2.13 Ukázka příčných řezů oblouku [10]	16
Obr. 2.14 Vlevo zazubená základová spára, vpravo základ se zemními kotvami [4]	17
Obr. 2.15 Schéma samokotvené konstrukce [3]	17
Obr. 2.16 Podepření mostovky ve vrcholu oblouku (nespoleupůsobící mostovka) [10].....	17
Obr. 2.17 Podepření mostovky ve vrcholu oblouku vpravo podepřené vzpěrami,	18
Obr. 2.18 Typy obloukových konstrukcí a reakce v založení a) s horní mostovkou,.....	18
Obr. 2.19 Podepření mostovky šikmými sloupy [10]	18
Obr. 2.20 Příklady příčných řezů vlevo nahoře vícetrám, vlevo dole dvoutrám, vpravo nahoře desková mostovka, vpravo dole komorový průřez [3].....	19
Obr. 2.21 Vrubový kloub - vpravo Mesnagerův a Freyssinetův kloub,	20
Obr. 2.22 Dva příklady výstavby na pevné skruži [10]	20
Obr. 2.23 Schéma letmé betonáže s postupným vyvěšováním [3].....	21
Obr. 2.24 Schéma letmé betonáže s vytvořením dočasného příhradového nosníku [3].....	22
Obr. 2.25 Schéma výstavby mostu pomocí sklápění oblouku [3]	22
Obr. 2.26 Schéma výstavby mostovky na výsuvné skruži a) skruž s nosníkem pod konstrukcí, 23	

Obr. 2.27 Schéma výsunu konstrukce a prostředky pro snížení konzolového momentu	24
Obr. 2.28 Schéma výstavby mostu letmou betonáží [3]	25
Obr. 2.29 Pohled na most [19]	26
Obr. 2.30 Příčný řez [3]	26
Obr. 2.31 Pohled na most [20]	26
Obr. 2.32 Výstavba oblouku [21]	26
Obr. 2.33 Schéma výstavby mostu [8]	27
Obr. 2.34 Výstavba mostu [22]	27
Obr. 2.35 Příčný řez mostovkou	27
Obr. 2.36 Pohled na most [23]	28
Obr. 2.37 Sklápění oblouku [9]	28
Obr. 2.38 Pohled na most [24]	28
Obr. 2.39 Postup výstavby mostu [24]	28
Obr. 2.40 Provizorní závěsy [24]	28
Obr. 2.41 Oblouk ve vrcholu těsně před spojením [24]	28
Obr. 2.42 Pohled na most [25]	29
Obr. 2.43 Postup výstavby mostu na pevné skruži [26]	29
Obr. 3.1 Příčný řez stávající konstrukce	30
Obr. 3.2 Situace a podélný řez stávající konstrukce	31
Obr. 3.3 Schéma převedení zatížení oblouku na prostý nosník	32
Obr. 3.4 Schéma oblouku	33
Obr. 3.5 Vpravo příklad Vierendeelova nosníku [27], vlevo schéma spojení mostovky a oblouku	34
Obr. 3.6 Příčný řez mostovky	34
Obr. 3.7 Příčné řezy v modelech	34
Obr. 3.8 Statická schémata pro 3 základní varianty různého rozpětí mostovky	35
Obr. 3.9 Schéma kombinací (pevných kloubů a vetknutí) pro variantu 1	36
Obr. 3.10 Schéma kombinací (pevných kloubů a vetknutí) pro variantu 2	37
Obr. 3.11 Schéma kombinací (pevných kloubů a vetknutí) pro variantu 3	38
Obr. 3.12 Schéma zatížení dopravou LM1	39
Obr. 3.13 Schéma zatížení LM1 v podélném směru	40
Obr. 3.14 Schéma variant (rozmístění kloubů a rozpětí) 1D a 2D	44
Obr. 3.15 Obálka ohybových momentů M [KNm] pro kombinace MSÚ (varianta 1D)	47
Obr. 3.16 Obálka normálových sil N [KN] pro kombinace MSÚ (varianta 1D)	48
Obr. 3.17 Obálka ohybových momentů M [KNm] pro kombinace MSP-charakteristické (varianta 1D)	48
Obr. 3.18 Obálka normálových sil N [KN] pro kombinace MSP-charakteristické (varianta 1D)	48
Obr. 3.19 Obálka ohybových momentů M [KNm] pro kombinace MSP-časté (varianta 1D)	48
Obr. 3.20 Obálka normálových sil N [KN] pro kombinace MSP-časté (varianta 1D)	49
Obr. 3.21 Obálka ohybových momentů M [KNm] pro kombinace MSP-kvazistálé (varianta 1D)	49
Obr. 3.22 Obálka normálových sil N [KN] pro kombinace MSP-kvazistálé (varianta 1D)	49
Obr. 3.23 Obálka ohybových momentů M [KNm] pro kombinace MSÚ (varianta 2D)	50
Obr. 3.24 Obálka normálových sil N [KN] pro kombinace MSÚ (varianta 2D)	50
Obr. 3.25 Obálka ohybových momentů M [KNm] pro kombinace MSP-charakteristické	50

Obr. 3.26 Obálka normálových sil N [KN] pro kombinace MSP-charakteristické (varianta 2D) .	50
Obr. 3.27 Obálka ohybových momentů M [KNm] pro kombinace MSP-časté (varianta 2D)	51
Obr. 3.28 Obálka normálových sil N [KN] pro kombinace MSP-časté (varianta 2D).....	51
Obr. 3.29 Obálka ohybových momentů M [KNm] pro kombinace MSP-kvazistálé (varianta 2D)	51
Obr. 3.30 Obálka normálových sil N [KN] pro kombinace MSP-kvazistálé (varianta 2D)	51
Obr. 3.31 Schéma rozmístění předpínacích kabelů v mostovce (var. 1D)	57
Obr. 3.32 Schéma vedení předpínacích kabelů v podélném řezu (var. 1D).....	57
Obr. 3.33 Schéma rozmístění předpínacích kabelů v mostovce (var. 2D)	62
Obr. 3.34 Schéma vedení předpínacích kabelů v podélném řezu (var. 2D).....	62
Obr. 3.35 Schéma konstrukčního řešení výsledné varianty 2X.....	73
Obr. 3.36 Obálka ohybových momentů M [KNm] pro kombinace MSÚ (varianta 2X)	73
Obr. 3.37 Obálka normálových sil N [KN] pro kombinace MSÚ (varianta 2X)	73
Obr. 3.38 Rozdělení oblouku na jednotlivé průřezy	73
Obr. 3.39 Schéma průřezů a vyztužení jednotlivých prvků varianty 2X.....	74
Obr. 3.40 Schéma letmé betonáže s postupným vyvěšováním přes provizorní pylon	75
Obr. 3.41 Schéma kotvení závěsů v provizorním pylonu	75
Obr. 3.42 Schéma kotvení provizorních závěsů v oblouku	76
Obr. 3.43 Schéma vybraných fází výstavby.....	77
Obr. 3.44 Schéma konstrukce vlevo u lineárního výpočtu, vpravo u nelineárního výpočtu	79
Obr. 3.45 Průřez provizorních závěsů [28].....	79
Obr. 3.46 Schéma zatížení větrem v podélném a příčném směru	88
Obr. 3.47 Schéma porušení závěsů uvažovaných v posouzení MSÚ	89
Obr. 3.48 Obálky ohybových momentů [KNm] všech fází výstavby (MSP).....	94

7. Seznam tabulek

Tab. 3.1 Součinitele zatížení pro kombinace v MSÚ	46
Tab. 3.2 Součinitele zatížení pro charakteristické kombinace v MSP	46
Tab. 3.3 Součinitele zatížení pro časté kombinace v MSP	47
Tab. 3.4 Součinitele zatížení pro kvazistálé kombinace v MSP	47
Tab. 3.5 Předpokládané velikosti ztrát předpínací síly v čase	52
Tab. 3.6 Porovnání průřezů a vyztužení variant 1D a 2D	72
Tab. 3.7 Ekonomické porovnání variant 1D a 2D	72
Tab. 3.8 Fáze postupu výstavby (bez nadvýšení) vč. zatížení,	78
Tab. 3.9 Tabulka jednotlivých kabelů s průměrem a maximální silou	80
Tab. 3.10 Závěsy jejich průměrná délka a zkrácení, průměry jednotlivých závěsů, napětí a síla	80
Tab. 3.11 Jednotlivé fáze výstavby (TDA).....	82
Tab. 3.12 Závěsy jejich průměrná délka a zkrácení, průměry jednotlivých závěsů, napětí a síla	83
Tab. 3.13 Fáze postupu výstavby (bez nadvýšení) vč. zatížení,	84
Tab. 3.14 Rozměry jednotlivých prvků.....	87
Tab. 3.15 Zatížení větrem použité v modelu pro jednotlivé prvky rozdělené po výšce	87
Tab. 3.16 Jednotlivé kombinace pro posouzení MSÚ v montážním stavu	89
Tab. 3.17 Maximální vnitřní síly u jednotlivých kombinací MSÚ v montážním stavu.....	90
Tab. 3.18 Maximální vnitřní síly jednotlivých prvků v MSÚ v příčném směru	94
Tab. 3.19 Vnitřní síly v nejkritičtějších řezech (MSP)	95