

**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ**

**FAKULTA STAVEBNÍ**

**Katedra betonových a zděných konstrukcí**



**BAKALÁŘSKÁ PRÁCE**

**Návrh betonové rámové konstrukce**

**Jakub Vlnatý**

**2017**

**Vedoucí bakalářské práce:**

**doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.**

**Prohlášení:**

Prohlašuji, že tuto bakalářskou práci jsem vypracoval samostatně pod vedením doc. Ing. Marka Foglara, Ph.D. a v seznamu literatury uvedl veškerou použitou literaturu a další zdroje.

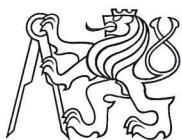
V Praze dne 13. 1. 2017

.....

Jakub Vlnatý

**Poděkování:**

Rád bych poděkoval panu doc. Ing. Markovi Foglarovi, Ph.D. za odborné vedení, trpělivost a cenné rady, které mi pomohly tuto práci zkompletovat.



## ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: <u>Vlnatý</u>	Jméno: <u>Jakub</u>	Osobní číslo: <u>410725</u>
Zadávací katedra: <u>Katedra betonových a zděných konstrukcí</u>		
Studijní program: <u>SI</u>		
Studijní obor: <u>Konstrukce a dopravní stavby</u>		

### II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Návrh betonové rámové konstrukce SO 14-24-01 Boršov - Křemže, železniční jednokolejný most v km 4,172


Název bakalářské práce anglicky: Concrete frame railway bridge in Boršov

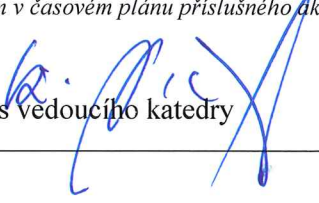
Pokyny pro vypracování:  
Rešerše na téma rámových předpjatých mostů  
Parametrická studie na téma interakce předpětí s tuhostí rámových stojek  
Zpracování předběžného návrhu a statického ověření předmětného mostu

Seznam doporučené literatury:

Jméno vedoucího bakalářské práce: doc. ing. Marek Foglar, Ph.D.

Datum zadání bakalářské práce: 14/10/2016 Termín odevzdání bakalářské práce: 15/1/2016  
*Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku*

  
Podpis vedoucího práce

  
Podpis vedoucího katedry

### III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

14.10.2016  
Datum převzetí zadání

  
Podpis studenta(ky)



## **Abstrakt**

Cílem této bakalářské práce je návrh železničního rámového předpjatého mostu pro přemostění koryta řeky. Hlavní náplní je analýza chování předpjatého rámu a statické řešení mostu. Výpočty vnitřních sil byly provedeny pomocí výpočtového programu Scia Engineer. Výpočty pro návrh výztuže a posouzení byly provedeny ručně dle platných norem. Výkresová část práce byla provedena v programu AutoCAD 2017.

## **Klíčová slova:**

Železniční most, rámový most, předpjatý rám, rámový roh, železobetonová konstrukce

## **Abstract**

The objective of this bachelor thesis is to design railway frame prestressed bridge across the river. The main task is to analyze behavior of prestressed frame and static solution of the bridge. The calculations of internal forces were carried out using calculating program Scia Engineer. The calculations for design reinforcement and assessment were carried out manually in accordance with valid standards. The drawings part of the thesis was done in AutoCAD 2017.

## **Keywords:**

Railway bridge, frame bridge, prestressed frame, frame corner, reinforced concrete structure

# Obsah

<b>1</b>	<b>Úvod</b>	<b>9</b>
<b>2</b>	<b>Mostní konstrukce</b>	<b>10</b>
2.1	Historie	10
2.2	Rozdělení konstrukcí	12
2.2.1	Trámové konstrukce	12
2.2.2	Obloukové konstrukce	13
2.2.3	Visuté konstrukce	13
2.2.4	Zavěšené konstrukce	14
2.3	Rámové konstrukce	14
2.3.1	Jednoduché rámy	16
2.3.2	Sdružené rámy	20
2.4	Příklady realizovaných rámových konstrukcí	21
<b>3</b>	<b>Popis konstrukce a návrhy</b>	<b>25</b>
3.1	Popis konstrukce	25
3.2	Návrhy a skici	27
<b>4</b>	<b>Parametrická studie</b>	<b>29</b>
4.1	1. Fáze	29
4.2	2. Fáze	32
<b>5</b>	<b>Návrh konstrukce</b>	<b>50</b>
5.1	Rozměry a statické schéma	50
5.2	Materiály	50
5.2.1	Beton	50
5.2.2	Předpínací výztuž	50
5.2.3	Betonářská výztuž	50
5.3	Zatěžovací stavy	51
5.3.1	Vlastní tíha	51
5.3.2	Ostatní stálé zatížení	51
5.3.3	Doprava	51
5.3.4	Oteplení a ochlazení konstrukce	53
5.3.5	Poklesy podpor	54
5.4	Vnitřní síly	54
5.5	Kombinace	55

5.5.1	Mezní stav použitelnosti .....	55
5.5.2	Mezní stav únosnosti.....	62
5.6	Návrh .....	68
5.6.1	Příčel .....	68
5.6.2	Stojka .....	73
5.7	Posouzení.....	75
5.7.1	Příčel .....	75
5.7.1.1	Mezní stav použitelnosti.....	75
5.7.1.2	Mezní stav únosnosti.....	89
5.7.2	Stojka .....	91
5.7.2.1	Mezní stav použitelnosti.....	91
5.7.2.2	Mezní stav únosnosti.....	92
<b>6</b>	<b>Závěr .....</b>	<b>94</b>
	<b>Seznam použité literatury .....</b>	<b>95</b>
	<b>Seznam tabulek .....</b>	<b>96</b>
	<b>Seznam příloh .....</b>	<b>97</b>

# 1 Úvod

Hlavní náplní bakalářské práce byla analýza působení předpětí na rámové staticky neurčité konstrukci a návrh samotného mostu. Na začátku práce byly zpracovány návrhy možného řešení přemostění. Na základě dostupných informací byla následně vybrána varianta rámu s tuhými stojkami, inspirovaného železničním mostem v Pražských Holešovicích. V dalším kroku byla provedena parametrická studie odezvy rámu na zatížení. Parametrická studie pomohla pochopit, jak tuhost rámového rohu ovlivňuje rozdělení momentů na konstrukci. Po analýze výsledků z parametrické studie byla vybrána jedna z variant k podrobnějšímu návrhu. Bylo navrženo předpětí v příčli a betonářská výztuž ve stojce. Posouzení konstrukce bylo provedeno metodou mezních stavů.

## 2 Mostní konstrukce

### 2.1 Historie

Mosty se ve stavebnictví řadí mezi nejnáročnější konstrukce, neboť se zpravidla stavějí v obtížných podmínkách, jsou vystaveny povětrnostním vlivům a jsou nepříznivě namáhány velkým zatížením jak statickým tak dynamickým a dále jinými vlivy.

Ve starověku byl jediným materiálem pro stavbu masivních mostů kámen. Používat ho bylo možné až od doby, kdy člověk vynalezl nástroje a prostředky na jeho opracování a přepravu. Nejvýhodnější statickou soustavou, která umožňovala plné využití vlastností kamene, byla klenba. Největšího rozvoje ve starověku dosáhlo mostní stavitelství v římské říši. (*Janda a kol., 1988*) Římané stavěli mosty nejen ve své metropoli Římě a okolí, ale také v celém svém impériu. Ve středověku, po pádu římské říše, došlo k hlubokému úpadku.

Další mosty vznikaly v 10. a 11. století ve Španělsku, např. most v Cordobě nebo most sv. Martina v Toledu se třemi klenbami a největší světlostí 40 m. Naším nejstarším mostem, který je stále v provozu, je most přes Otavu v Písku (obr. 1.0), postavený v letech 1263 až 1265. Většina mostů ve středověku nedosahovala technické ani umělecké úrovně římských mostů. Mosty byly zakládány mělce, vozovka měly nízko nad hladinou, světlost otvorů byla malá a pilíře příliš tlusté, takže za povodní docházelo k poškození nebo dokonce ke zřícení mostu. Téměř do konce 17. století se mosty stavěly podle citu, bez výpočtů a podle zkušeností předávaných z generace na generaci. (*Klimeš a Žižda, 1968*) Pokrok nastal až s uplatňováním poznatků z teorie konstrukcí. Největší zásluhu mají velcí badatelé svými objevy v matematice, fyzice a mechanice: Leonardo da Vinci, Galileo Galilei, Bernoulli, Euler, Lagrange aj. K rozvoji novodobých kamenných mostů přispěli zejména J. R. Perronet (1708-1794) a později P. Séjourné (1851-1921). Konstrukce již dosahovaly rozpětí až 100 m a dokázaly přenášet značná proměnná zatížení. Mostovka byla často podporována malými klenbičkami.

Betonové mosty se ve stavitelství objevily v druhé polovině 19. století. Velmi brzy začaly vytlačovat kamenné mosty a dobře konkurovat mostům ocelovým. Prostý beton ale nepřinesl ve srovnání s kamenem zvláštní výhody. První most ze železobetonu postavil Monier v roce 1875. Jednalo se o klenbu s rozpětím 16 m. První místo mezi průkopníky železobetonu zaujímá F. Hennebique (1842-1921), který začal využívat žebrové oblouky a jako první vytváří nový nosný prvek – deskový trám. U nás se první železobetonové mosty začaly stavět

na začátku 20. století. Více než třetina mostů na silnicích a železnicích u nás je ze železobetonu. (Klimeš a Zůda, 1968) Některá díla se dokonce řadí mezi světová, např. most přes Lužnici v jižních Čechách jako trám s pružným obloukem (1935), Jiráskův most v Praze (1933), most přes Orlickou nádrž u Podolska, dlouhý 540 m, s rozpětím hlavního pole 150 m (1941).

Další rozvoj mostního stavitelství nastal při použití předpjatého betonu. S použitím předpjatého betonu došlo k podstatnému zmenšení tíhy a výšky nosné konstrukce. Byla umožněna montáž mostů z dílců a vytváření hospodárnějších statických systémů pro mosty velkých rozpětí. Největší zásluhu na rozvoji předpjatého betonu a jeho využití v mostním stavitelství má francouzský inženýr E. Freyssinet (1879-1962). (Klimeš a Zůda, 1968) V současné době se mosty staví výhradně z předpjatého betonu, železobetonu je využíváno pouze pro mosty malých rozpětí.



Obr. 1.0: Kamenný most přes Otavu v Písku, převzato z [14]

## 2.2 Rozdělení konstrukcí

Konstrukce mostů se dle [10] dají rozdělit dle několika hledisek a kategorií. Lze je dělit podle:

- převáděné komunikace:

mosty PK (dálniční, silniční), drážní (železniční, tramvajové), vodohospodářské (plavební kanály, akvadukty), průmyslové (dopravníkové, potrubní), sdružené

- hmotné podstaty hlavní nosné konstrukce:

nemasivní mosty (dřevo, ocel, lehké kovy a slitiny), masivní mosty (kamenné, cihelné, betonové a ocelobetonové)

- výškové polohy mostovky:

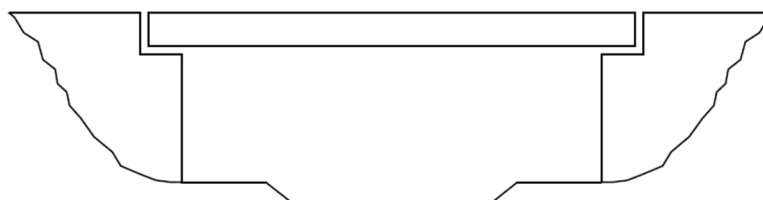
horní mostovka, dolní mostovka, mezilehlá mostovka, bez mostovky, přesypané

- statické funkce nosné konstrukce:

deskové, trémové, obloukové, rámové, visuté, zavěšené

### 2.1.1 Trémové konstrukce

Trémové konstrukce (obr. 1.1) lze charakterizovat statickým působením a tvarem příčného řezu. Jedná se o nejrozšířenější druh konstrukce pro mosty. Příčný řez je tvořen trámy tvaru T nebo I, které jsou příčně spojeny a na podpěry vyvozují pouze svislé tlaky. Oproti deskovým mostům zde dochází ke značné úspoře betonu a výztuže, mosty jsou proto i lehčí. Trémovými konstrukcemi lze překonat velká rozpětí, pro prosté nosníky od 10 do 50 m, spojitě nosníky pak až 100 m, největší spojitě mosty s komorovým průřezem dosahují rozpětí až 240 m. Trámy mohou být plné, duté, prolamované nebo příhradové. Ze statického hlediska lze trémové konstrukce vytvořit jako spojitě staticky určité (Gerberovy nosníky) nebo staticky neurčité.

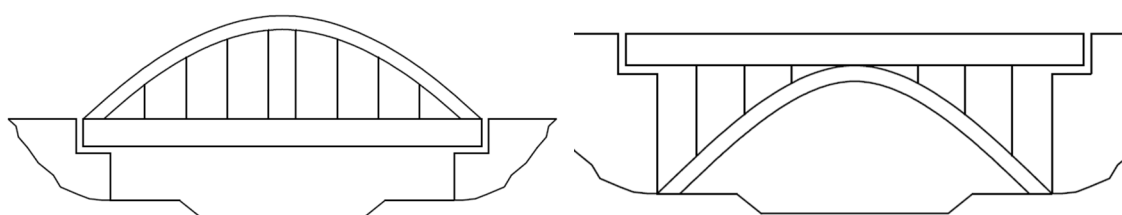


Obr. 1.1: Ukázka trémové konstrukce



### 2.1.2 Obloukové konstrukce

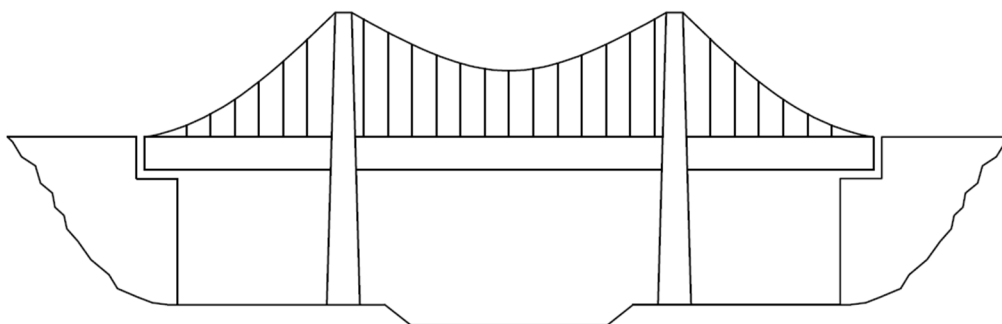
Hlavní nosnou konstrukci obloukových mostů (obr. 1.2) tvoří oblouk, který je nejvíce namáhán tlakem a ohybem a na opěry vyvozuje šikmé tlaky. Průřezy oblouku jsou převážně nebo zcela tlačeny. Z tohoto hlediska je používání betonu, vzhledem k jeho vlastnostem, velice výhodné a lze hospodárně překonat mimořádně velká rozpětí. Pro malá a střední rozpětí se obloukové konstrukce používají jen zřídka. Obloukové mosty se úspěšně stavějí pro rozpětí nad 200 m. Oblouk jako nosná konstrukce mostu vyžaduje tuhé podepření. Opěry se nesmí posunout ani vodorovně, ani svisle a nesmí dojít ani k pootočení, proto je kladen velký důraz na kvalitu spodní stavby.



Obr. 1.2: Ukázka obloukových konstrukcí

### 2.1.3 Visuté konstrukce

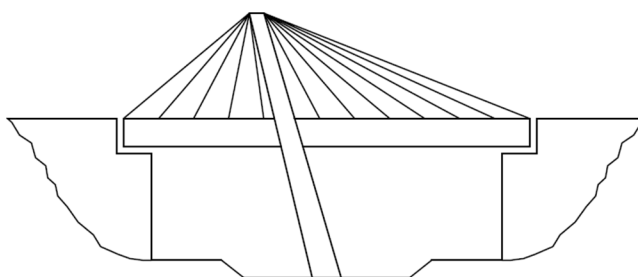
Hlavním konstrukčním prvkem visuté konstrukce je ocelové lano, které je na koncích zakotveno do zvláštních opěr (obr. 1.3). Visutými mosty se v současné době překonávají nejdelší rozpětí. Mostovka je na visuté lano zavěšena pomocí svislých závěsů. Lano je namáháno pouze tahem, železobetonová mostovka může být namáhána buď pouze ohybem, nebo ohybem a tlakem. Pokud je visuté lano spojeno s pilíři neposuvně, pilíře musejí být provedeny jako kyvné pruty, aby nebyly ohýbány. Vhodnější je ale provedení lana jako posuvného, v tom případě jsou pilíře namáhány pouze svislým tlakem.



Obr. 1.3: Ukázka visuté konstrukce

## 2.1.4 Zavěšené konstrukce

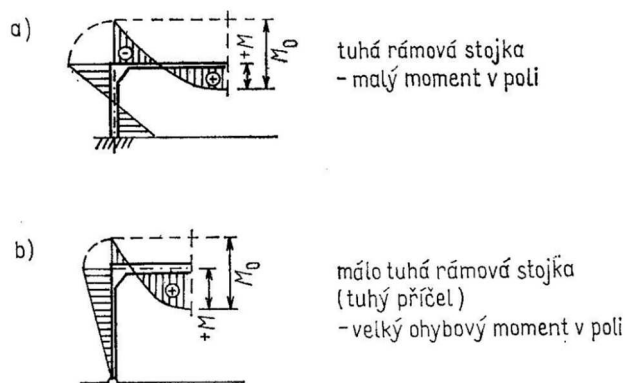
Nosný systém zavěšeného mostu je tvořen pylony, na kterých je mostovka zavěšena šikmými závěsy (obr. 1.4). Mostovka se chová jako spojitý nosník na poddajných podporách. Je namáhána nejen ohybem, ale také vodorovnými složkami sil od závěsů, které jsou tlakové a směrem k pylonu se jejich účinky sčítají. Čím jsou závěsy hustější a méně poddajné tahovému napětí, tím menší je ohybové namáhání mostovky. O výšce průřezu mostovky rozhoduje především stabilita pásu proti vybočení. Vzhledem k tomu, že část mostovky od pylonu k dolnímu závěsnému bodu tvoří vždy trojúhelník (obrazec tvarově určitý), lze dosáhnout požadované ohybové tuhosti i v případě, že jednotlivé části mají jen velmi malou ohybovou tuhost. Z tohoto důvodu je možné navrhovat lehkou subtilní mostovku a obvykle i štíhlé pylony.



Obr. 1.4: Ukázka zavěšené konstrukce

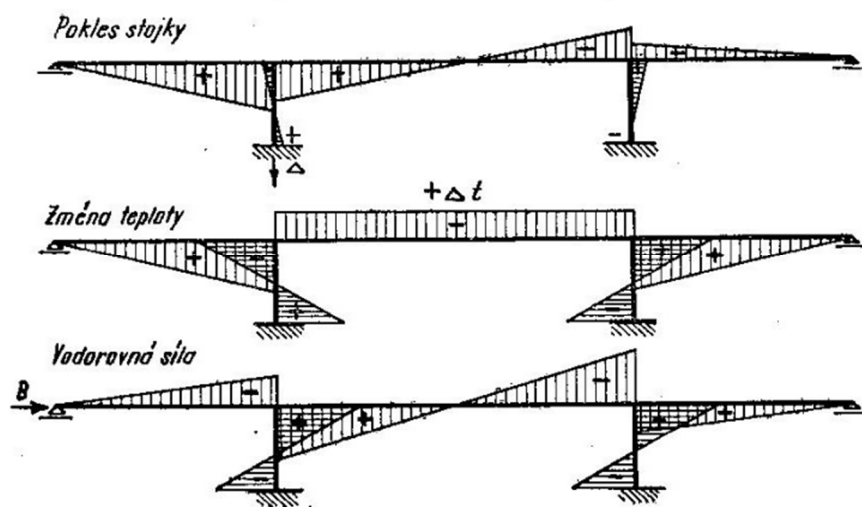
## 2.3 Rámové konstrukce

U rámové konstrukce se spojují pružné svislé stojky s vodorovnými příčlemi, a tím se výhodně využívá vlastností železobetonu. Patky musejí být neposuvně spojeny se základy. (Klimeš a Zůda, 1968) Ze statického hlediska příčel působí jako pružně vetknutá do stojek. To je zajištěno výztuží, která spojitě přechází z příčelí do stojek, a tím vzniká nové rozdělení vnitřních sil ve všech průřezech. Míru vzájemného spolupůsobení lze ovlivnit poměrem tuhostí příčle a stojek (např. změna délky, tloušťky nebo vyztužení).



Obr. 1.5: Úprava ohybového momentu v rámovém rohu, převzato z [7]

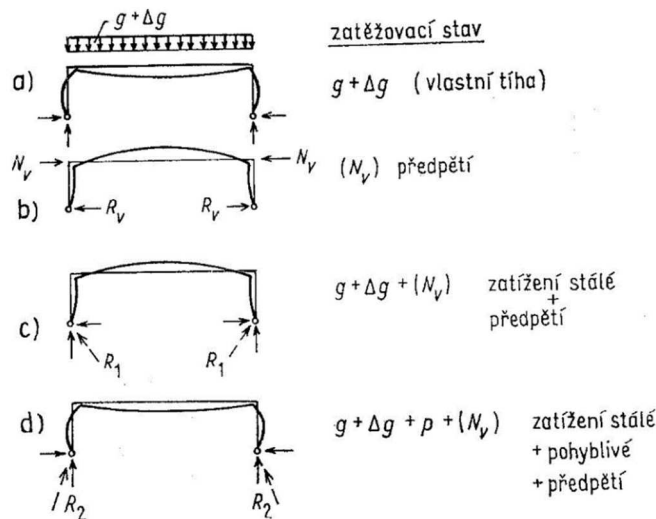
Rámové rohy se zpravidla zesilují náběhy, díky kterým dochází ke zmenšení kladných ohybových momentů a je možné zmenšit výšku průřezu uprostřed rozpětí příčle. Příčle jsou namáhány ohybem a tlakem (včetně smyku). Stojky jsou namáhány tlakem a ohybem (rovněž smykem). Základy rámových konstrukcí musí bezpečně přenést vodorovné složky šikmých tlaků, kterými jsou zatěžovány. Je-li základová půda málo stlačitelná a nenastává pootočení základů od mimostředního zatížení úložné plochy, lze patky stojek do základů vetknout. U stlačitelných základových půd se do stojek u patek vkládají klouby, čímž se vliv otáčení základů vyloučí. Jelikož jsou rámové konstrukce staticky neurčité, na průběhu statických veličin se v případě vetknutí do základů uplatní vliv zatlačení i pootočení základu. Tyto vlivy bývají zvláště podstatné u konstrukcí s velkým rozpětím a u konstrukcí s nízkými stojkami. Mezi výhody rámových konstrukcí patří zejména úspora konstrukční výšky, hmot, ložisek a vyloučení nebo alespoň zmenšení počtu dilatačních spár. Rámové konstrukce také lépe odolávají dynamickým účinkům, hlavně jejich vodorovným složkám. Rámy, jako konstrukce staticky neurčité, jsou namáhány účinky od změn teploty, smršťování betonu a poklesu podpor.



Obr. 1.6: Průběhy momentů od poklesu podpory, změny teploty a vodorovné síly, převzato z [8]

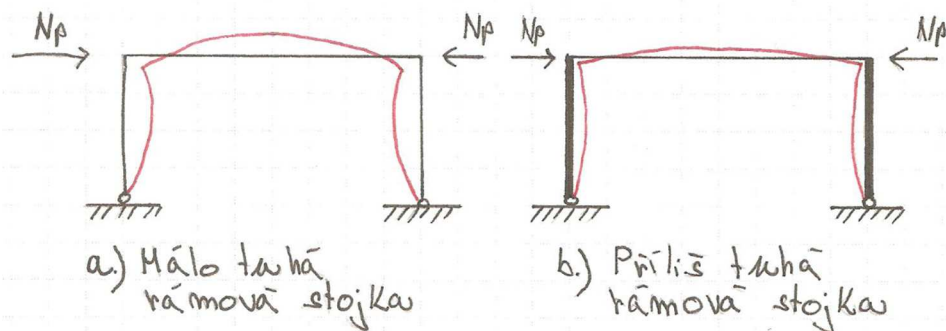
### Účinky předpětí

U rámových konstrukcí v důsledku předpětí dochází k velkému přeskupení vnitřních sil a jim odpovídajícím reakcím. Vzhledem k zakřivenému vedení kabelu radiální tlaky v příčli mostu o jednom poli působí směrem vzhůru (proti zatížení vlastní tíhou). Účinky od předpětí jsou větší než účinky od vlastní tíhy, takže průhyb v příčli vzniká směrem nahoru (obr. 1.7).



Obr. 1.7: Schéma účinků předpětí na rámový most o jednom poli, převzato z [7]

Při návrhu předepnutých rámových konstrukcí je nutno zohlednit tuhost jednotlivých částí, aby bylo předepnutí co nejefektivnější. Vhodnou volbou poměru tuhostí mezi stojkou a příčlí lze ovlivnit míru působení předpětí na konstrukci.

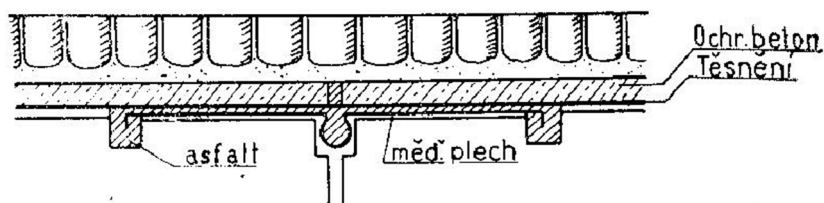
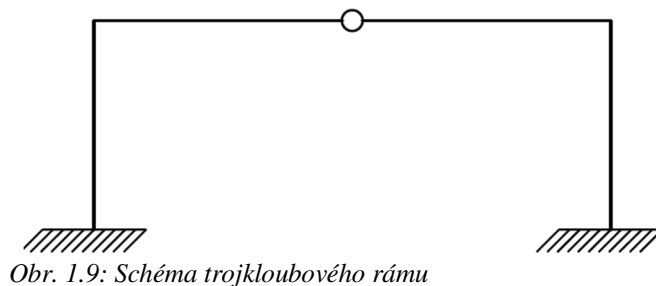


Obr. 1.8: Schéma účinků předpětí při rozdílných tuhostech stojek

### 2.3.1 Jednoduché rámy

#### Trojkloubový rám

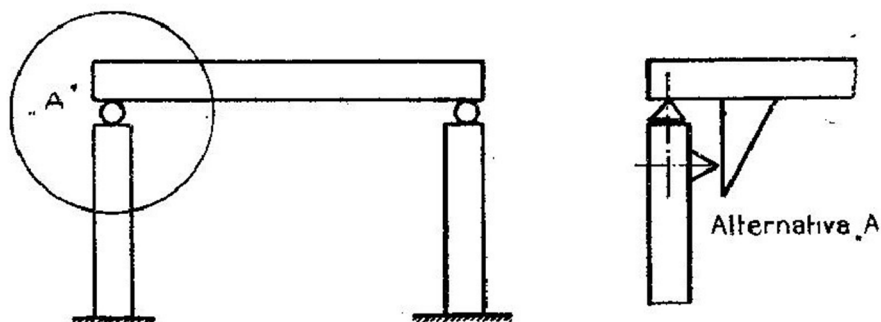
Trojkloubový rám (obr. 1.9) volíme zpravidla tam, kde je požadována malá konstrukční výška konstrukce. Jelikož se jedná o staticky určitou konstrukci, jsou vyloučeny účinky od změny teploty, smršťování betonu, pootočení a malého zatlačení podpěr. Na druhou stranu se vložением kloubu do středu příčle vzdáváme jejího hospodárného využití, neboť se zhoršuje rozdělení ohybových momentů. (Klimeš a Žižda, 1968) Tento typ rámu je pro mosty pozemních komunikací velmi nevhodný. S kloubem uprostřed rámové příčle vzniká ve vozovce nevhodná spára. Vrcholový kloub může být proveden jako pérový nebo vrubový. Spára nad kloubem musí být vždy vodotěsně kryta (obr. 2.0).



Obr. 2.0: Spára nad kloubem, převzato z [5]

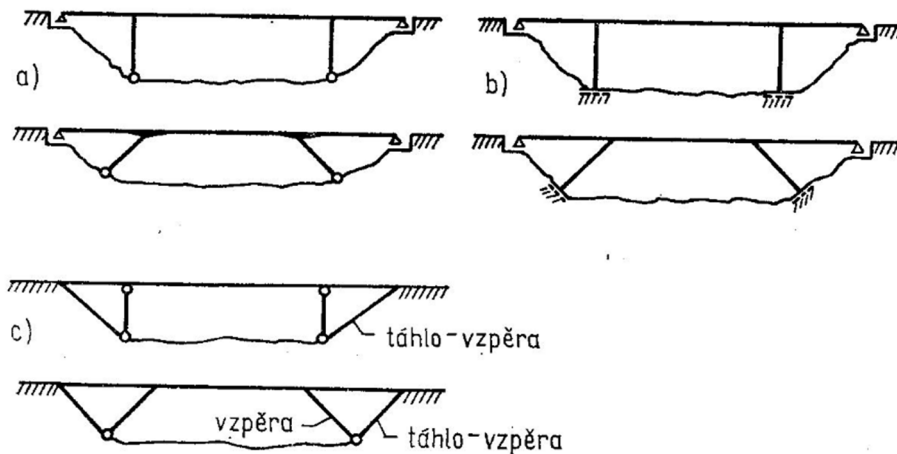
### Dvojklobový rám

Dvojklobový rám má většinou obdélníkový tvar a klouby ve stejné výšce těsně nad základy. Zvláštním případem jsou klouby v rozích, pod trámy. Pilíře pak musí být nutně v patkách vetknuty dokonale nebo pružně (obr. 2.1). Tato konstrukce je jedenkrát staticky neurčitá, proto méně citlivá na účinky teploty, smršťování betonu a pokles podpor. Je vhodná pro větší rozpětí a nižší stojky. V porovnání s trojkloubovým rámem jsou tyto konstrukce výhodnější, zvláště při křížení komunikací (nadjezdech).



Obr. 2.1: Ukázka umístění kloubů v rámových rozích, převzato z [5]

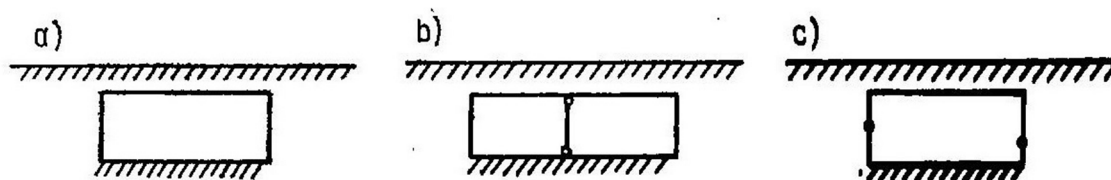
Pro zmírnění nepříznivých účinků od vodorovné síly, lze vytvořit krátké krajní pole se svislými nebo šikmými stojkami kloubově připojenými na základovou konstrukci. Pokud je krátké pole ještě připojeno šikmým táhlem-vzperou, vytvoří se tak trojúhelníkový opěrný systém (obr. 2.2). Tato statická schémata se u nás mnohdy navrhují při křížení dálnic a menších vodních toků.



Obr. 2.2: Statická schémata dvoukloubových ráků s vyložím krátkého krajního pole, převzato z [7]

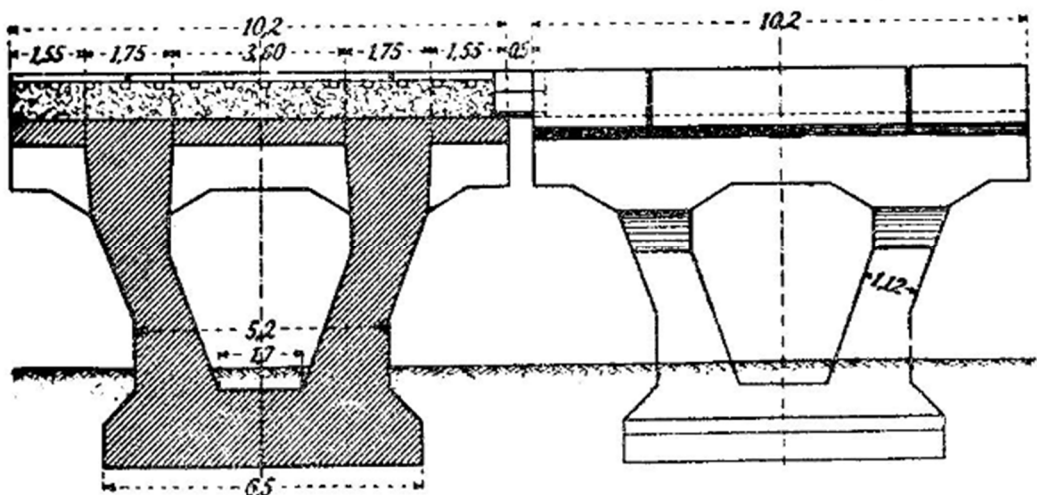
### Uzavřený rám

Uzavřený rám vznikne spojením stojek s horní příčlím a dolní základovou deskou (obr. 2.3). Ve všech koutech rámu jsou vhodné náběhy, které pomáhají vzájemnému spolupůsobení. Zatížení příčle a tlaky zeminy vyvozují na rám velké ohybové momenty, proto je nutná bohatá výztuž, která je zpravidla uspořádána oboustranně. Při menším rozpětí, cca 4 m, se uzavřené rámy využívají jako propustky. V podélném směru je lze rozdělit na jednotlivé části, a tím vyloučit vliv nestejnomyerného zatížení násypem. Lze je také provést z vodonepropustného betonu, případně po obvodu izolovat a užít je v zaplavovaných nebo trvale zaplavených prostorech.



Obr. 2.3: Uzavřené rámy; a, b) monolitické konstrukce betonované na místě, c) s vloženým kloubem u prefabrikovaných variant, převzato z [7]

Uzavřené rámy jsou velmi vhodné pro poddolovaná území, vylučují totiž vzájemné posuny patek základů a zajišťují celistvost stavby, i přes libovolné naklonění nebo zatlačení. (Klimeš a Zůda, 1968) Dále se uzavřené rámy s výhodou používají pro převedení komunikace pod vysokým náspem nebo při málo únosném podloží. Uzavřené rámy se jako mostní konstrukce využívají pouze pro malá rozpětí. Při užití tohoto typu konstrukce pro delší mostní stavby se seřazují menší uzavřené rámy za sebou (obr. 2.4). (Bechyně, 1954)



Obr. 2.4: Ukázka uzavřených rámu seřazených za sebou, převzato z [5]

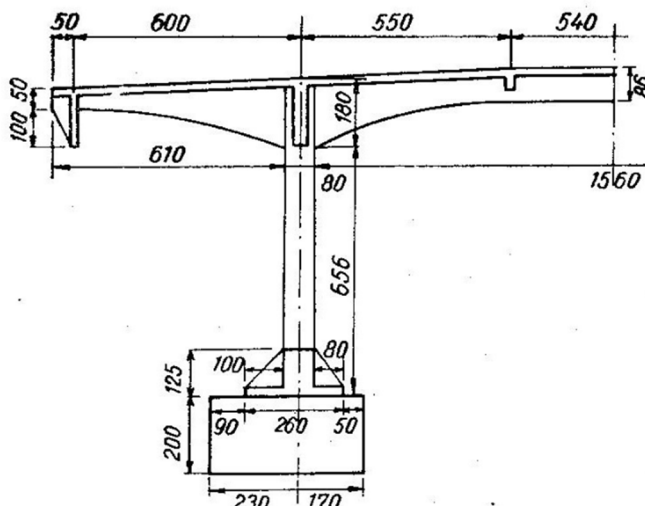
### Vetknutý rám

Vetknutý rám je nejčastěji používanou soustavou rámových mostů o jednom poli a to až do rozpětí 100 m (obr. 2.5). U tohoto typu konstrukce vznikají velké vodorovné síly, zejména u nízkých rámu, a jejich vhodné zachycení je náročné. Nejvíce se pro vetknuté rámy hodí skalní podloží, popř. pilotové rošty s velkopřůměrovými pilotami. Konstrukce je třikrát staticky neurčitá, zvětšují se proto účinky od změny teploty a smršťování betonu. (Klimeš a Zůda, 1968) Kromě vyloučení kloubů se nezískávají výhody ani zmenšením konstrukční výšky nebo zvětšením rozpětí. Stojky je nutno navrhovat ohebné, aby se nezvětšovaly výše zmíněné vlivy. Pokud se navrhnu jako velmi tuhé, uvažujeme možnost jejich pootočení v základové spáře (poddajná základová půda).



Obr. 2.5: Schéma vetknutého rámu

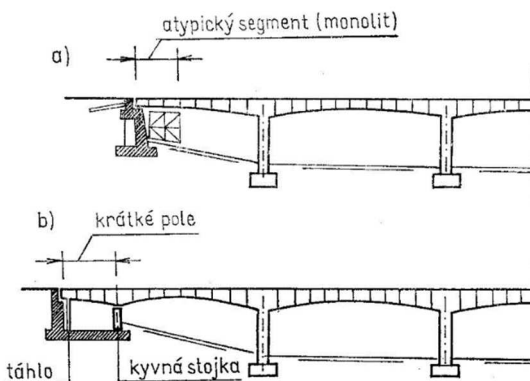
Pro malé konstrukční výšky se výhodně využívá přečnívajícího konce na příčli (obr. 2.6). Takový druh konstrukce se zpravidla hodí na dálniční a silniční nadjezdy, neboť je velmi úsporný tím, že odpadají krajní masivní opěry zachycující zemní tlaky. (Klimeš a Zůda, 1968)



Obr. 2.6: Ukázka přečnívajícího konce na příčli, převzato z [8]

### 2.3.2 Sdružené rámy

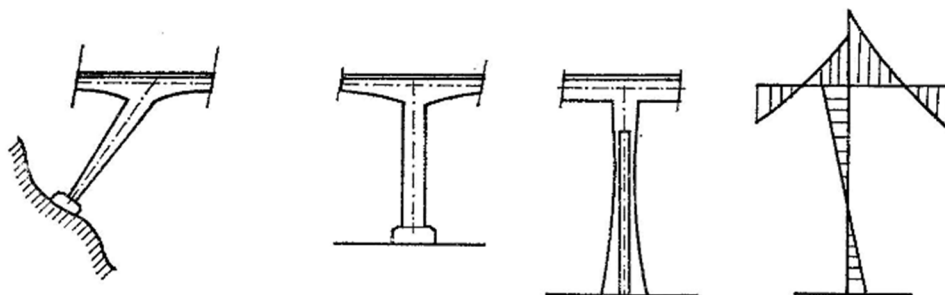
Jedná se o konstrukce mnohonásobně staticky neurčité. Stupeň neurčitosti se odvíjí od počtu polí a způsobu spojení patek a stojek se základy. Tuhost a vetknutí je možno zdůraznit dle potřeby buď ve středních, nebo v krajních polích a tím omezit vliv druhých. U nízkých a dlouhých rámu není účelné navrhovat vnitřní stojky příliš mohutné, jelikož to velmi nepříznivě ovlivňuje účinky od změny teploty a smršťování betonu, ale v rozdělení vnitřních sil od vlastní tíhy nedochází k žádné výhodě. (Klimeš a Zůda, 1968) Klouby v patkách krajních stojek naopak tyto vlivy zmenšují. U rámu o dvou polích se výhodně uplatňuje tuhá střední spojka a zároveň klouby v patkách krajních stojek.



Obr. 2.7: Příklad koncových polí rámové soustavy; a) přidáný atypický segment, b) přidáné krátké pole přikotveno do základů opěr, převzato z [7]



Zmonolitnění jednotlivých ráků do spojité soustavy je problém hlavně z důvodu dilatačních celků a jejich délek. Dilatační spára totiž vždy znamená nežádoucí zásah do plynulého postupu prací. Snaha je počet spár omezit na minimum a vhodným konstrukčním uspořádáním vytvořit co nejdelší dilatační celek, který často dosahuje stovek metrů. (Janda a kol., 1988) Nejvhodnější umístění dilatační spáry u dlouhých estakád je do nulového bodu v jedné pětině rozpětí, tím dochází k vyváženému průběhu momentů. Pilíře při rámovém působení přenášejí velké ohybové momenty, které jsou zpravidla se svislou reakcí rozhodujícím zatížením. U vysokých pilířů je zvláště výhodné pevné spojení do rámového působení (obr. 2.8).

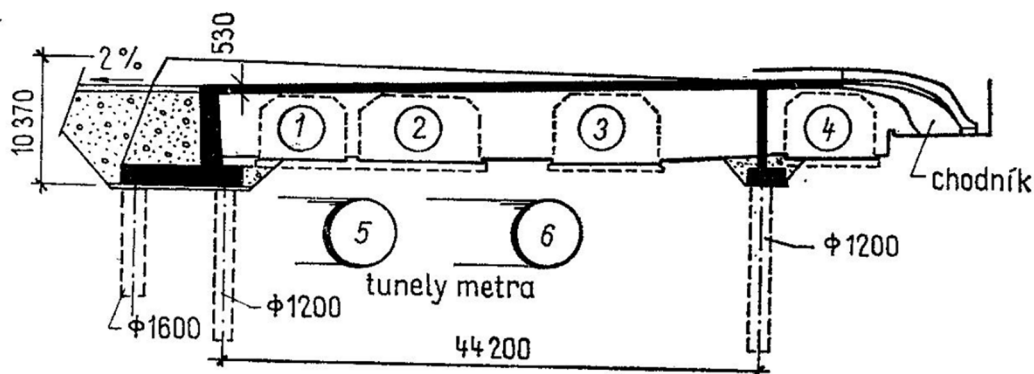


Obr. 2.8: Jednotlivé pilíře sruženého rámu zmonolitněné s příčlím, převzato z [7]

## 2.4 Příklady realizovaných rámových konstrukcí

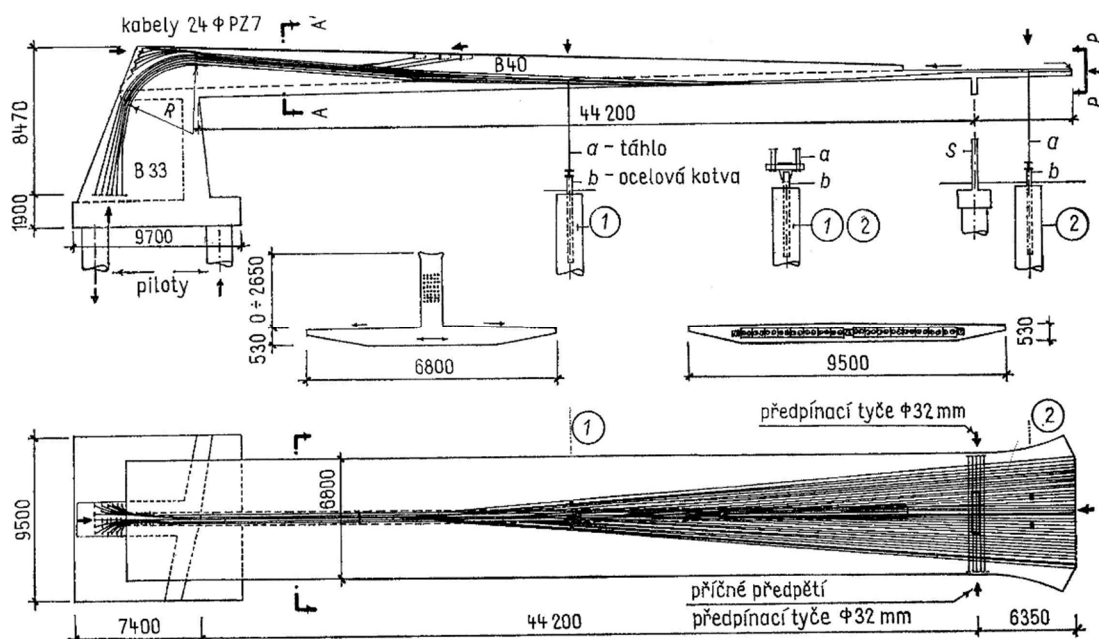
### Lávka pro pěší u Kongresového centra v Praze (obr. 2.9)

Vzhledem ke stísněným výškovým podmínkám, které ovlivnily tvar nosné konstrukce, bylo přistoupeno k neobvyklému řešení. Lávka, která kříží některé větve Chodovské radiály a linku metra C, proto byla jedním koncem vetknuta do mohutné opěrné zdi protihlukového valu (obr. 2.9). Pod lávkou bylo nutné zachovat průjezdný profil, potřebného zesílení konstrukce u vetknutí se tak dosáhlo umístěním žebra nad úroveň chodníku. Tím vznikla konstrukce s dolní mostovkou s tránem proměnné výšky. (Janda a kol., 1988)



Obr. 2.9: Lávka pro pěší u Kongresového centra v Praze, převzato z [7]

Ze statického hlediska lávka působí jako rám, který je na jedné straně vetknutý do mohutné stojky, opěrné zdi, a s příčlí proměnného průřezu. Druhá stojka je tvořena stěnovým pilířem. Mostovka zde přechází na desku a rozvětňuje se do ramp, které podporují ocelové stojky. Rozpětí hlavního pole je 44,2 m. Předpínací kabely byly svedeny do mohutné opěry nad základovou deskou, předkotveny a souhlasně s průběhem vnitřních sil vedeny zaoblením přes rámový roh do stěny příčle (obr. 3.0). (Janda a kol., 1988)



Obr. 3.0: Lávka pro pěší u Kongresového centra v Praze – konstrukční uspořádání, převzato z [7]

### Železniční most přes Vltavu v Holešovicích v Praze (obr. 3.1)

Jedná se o pátý železniční most v Praze přes Vltavu. Mezi železničními mosty svou polohou, rozlohou a stavebním materiálem reprezentuje zcela osobitý typ mostu. (Fischer, 1985) Jedná se o most přímý, délky 387,5 m v jednostranném spádu 0,55%. Niveleta mostu je přibližně 14 m nad hladinou Vltavy. Most je rozdělen na 5 stejných polí po 77,5 m. Každé pole je tvořeno dvojklobovým rámem z předpjatého betonu a klouby jsou umístěny nad základem. Příčný řez příčle je tvořen lichoběžníkovým průřezem o šířce 5 m

v dolní části a až 7 m v části horní a je téměř v celé své délce vylehčen dutinami. Další vylehčení průřezu se nachází nad pilíři u dilatačních spár a u přechodu na opěru (obr. 3.2).

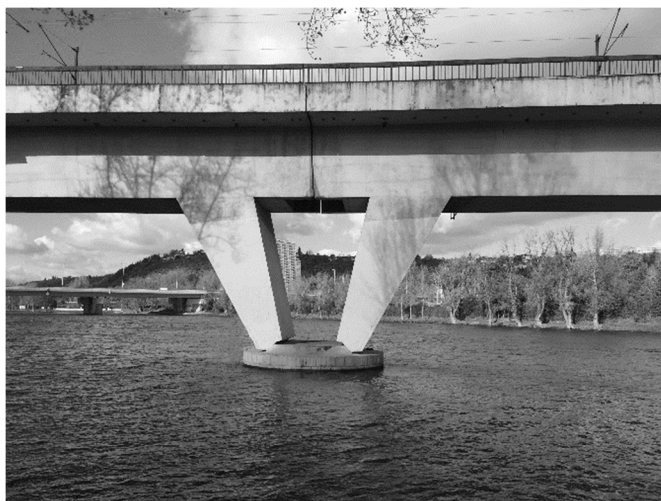


*Obr. 3.1: Pohled na Holešovický most z levého břehu*



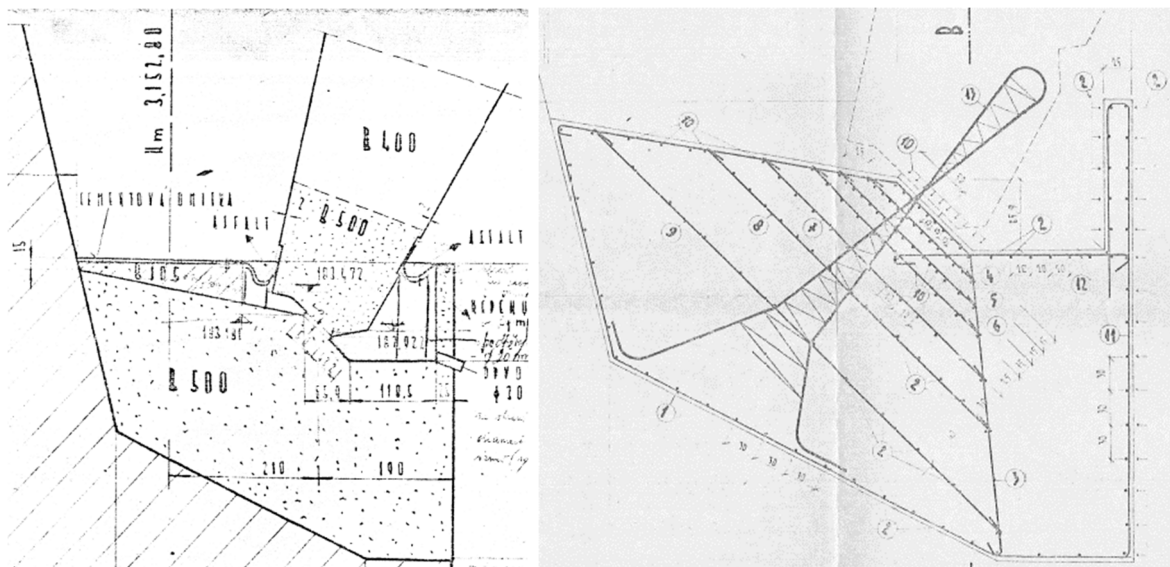
*Obr. 3.2: Vylehčení průřezu u opěry*

Zcela neobvyklá je šikmost mostu, která je  $45^\circ$ . Šikmost mostu byla vyřešena velice sofistikovaným způsobem, a to použitím kruhových pilířů umístěných v jedné řadě. Toto řešení minimálně omezuje průtok vody. (Fischer, 1985) Pilíře mají průměr ve vodě pouhých 8 m (obr. 4.0), v základech jejich průměr stoupá na 20 m.



Obr. 3.3: Pohled na rámové stojky a pilíř základu

Přenos sil z nosné konstrukce do pilířů je řešen vrubovými klouby s výztuží, které umožňují pootočení konstrukce při plastifikaci betonu (obr. 3.4).



Obr. 3.4: Vrubový kloub a výztuž vrubového kloubu

Při výstavbě práce probíhaly samostatně na každém ze 4 pilířů. Nejprve byly vybetonovány šikmé stojky, spojeny nad pilířem dočasnými kotvami. (Fischer, 1985) Tím byly dočasně zrušeny dilatační spáry, které má hotová konstrukce. Z pilířů se pak následně letmou betonáží budovala obě přilehlá pole, až se obě konzoly spojily uprostřed pole v zatímní dilatační spáře. Následně se konstrukce rozepřela lisy v této zatímní spáře, zrušily se vazby nad pilíři a došlo ke zmonolitnění konzol uprostřed polí. Obdobně se provedly i obě krajní poloviny polí u břehů, ty se však betonovaly na skruži.

### 3 Popis konstrukce a návrhy

#### 3.2 Popis konstrukce

Pro návrh mostní konstrukce byla vybrána lokalita v jižních Čechách, v obci Boršov nad Vltavou. V obci se nachází dva mosty přes Vltavu, jeden silniční a jeden železniční, pro návrh byl vybrán most železniční. Železniční most spojil v roce 1891 obce Boršov a Poříčí, jednalo se o příhradový obloukový most (obr. 3.5).



Obr. 3.5: Pohled na původní železniční most v Boršově nad Vltavou, převzato z [13]

V roce 2015 most prošel rekonstrukcí. Došlo k výměně stávající nosné konstrukce za novou ocelovou trémovou příhradovou bezvislicovou konstrukci s dolní ortotropní mostovkou s průběžným kolejovým ložem (obr. 3.6). Horní pás příhradové konstrukce byl navržen jako zakřivený. Staticky se jedná o spojitý nosník o dvou polích o rozpětích  $2 \times 52,08$  m s pevným ložiskem na středovém pilíři. Stávající středový kamenný pilíř byl zbourán a na jeho místě byl vybudován nový železobetonový pilíř založený na hlubinných velkopřůměrových pilotách.



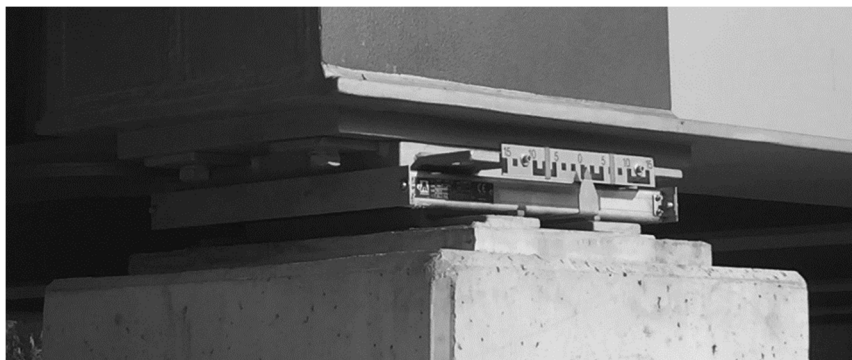
Obr. 3.6: Pohled na zrekonstruovaný železniční most v Boršově nad Vltavou

Krajní opěry zůstaly zachovány, musely ale projít rekonstrukcí. Bylo provedeno zesílení základů tryskovou injektáží pomocí sloupů jmenovitého průměru 800 mm, délky 12 m. Dále bylo nutné vybudování nových úložných prahů navazujících na tvar kamenného zdiva (obr. 3.7). Výška úložných prahů je 1,15 m a povrch je spádován ve sklonu 3% k lici spodní stavby.



*Obr. 3.7: Pohled na opěru železničního mostu v Boršově nad Vltavou*

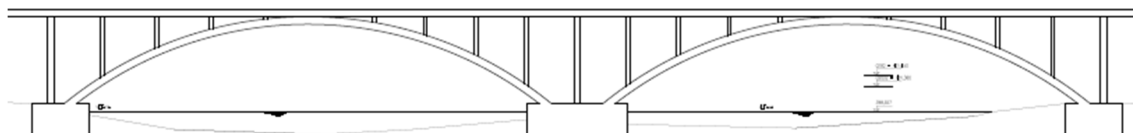
Nosná konstrukce je navržena jako spojitá trémová s dolní ortotropní mostovkou s průběžným šterkovým ložem. Trém je vyztužen příhradovinou se zakřiveným horním pásem. Zakřivení horního pásu bylo zvoleno jak ze statického hlediska tak z estetického. Příčné mostní závěry jsou na obou opěrách navrženy jako těsněné jednoduché lamelové. Pro uložení nosné konstrukce na spodní stavbu jsou použita kalotová ložiska se zdvojenou dolní deskou.



*Obr. 3.8: Kalotové ložisko na opěře*

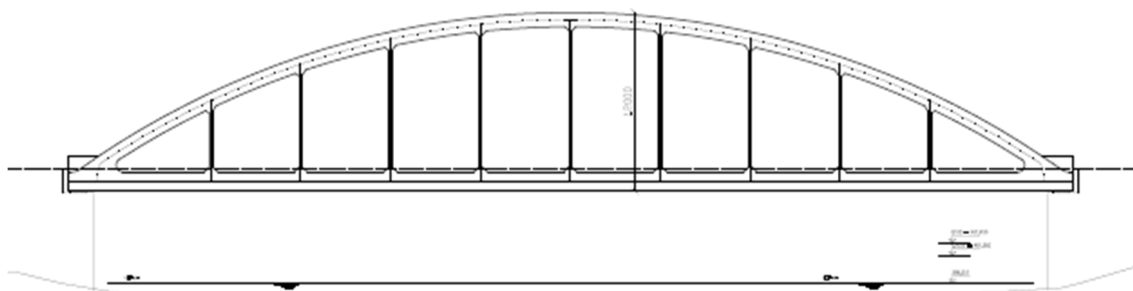
### 3.3 Návrhy a skici

V prvním návrhu byl uvažován most obloukového typu s horní mostovkou ze železobetonu (obr. 3.9). Pro tento typ konstrukce je výhodný poměr mezi převýšením a rozpětím cca 1 až 1/15. Tohoto poměru v dané lokalitě nebylo možné dosáhnout, vzhledem k nutnosti dodržení minimální vzdálenosti líce nosné konstrukce od hladiny stoleté vody. Obloukové konstrukce s horní mostovkou jsou vhodnější pro úzká hluboká údolí.



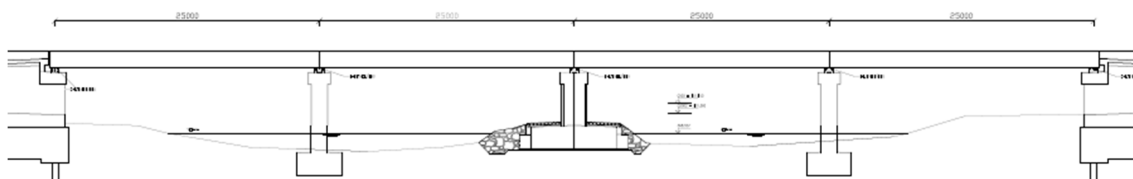
Obr. 3.9: Obloukový most s horní mostovkou

Další návrh také využívá oblouk, avšak zde je využita mostovka dolní a celé rozpětí je překlenuto jedním obloukem (obr. 4.0). V této variantě je rovněž odstraněn středový pilíř i s ostrůvkem, je tedy zvětšen průtočný profil. Pro tuto variantu byl uvažován ocelový nosný trám vyztužený bezsvislicovou příhradovinou. Oblouk ale nakonec jako vhodná varianta vybrán nebyl, především svou výškou se do krajiny nehodí.



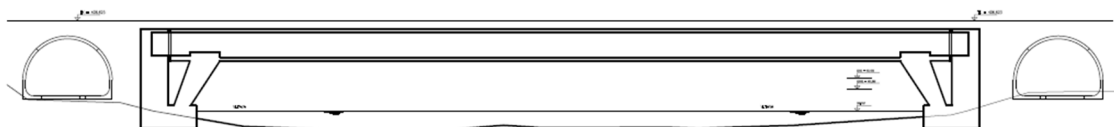
Obr. 4.0: Obloukový most s dolní mostovkou

U následujícího návrhu byla snaha co nejvíce usnadnit výstavbu. Byly tedy navrženy další dva pilíře a jako nosná konstrukce navrhnuty prefabrikované nosníky PETRA z předpjatého betonu v délce 25 m (obr. 4.1). Vznikl tak most o čtyřech stejných polích, kde každé pole bylo ze statického hlediska uvažováno jako prostý nosník. Toto řešení ovšem vyžaduje vybudování dalších dvou pilířů v průtočném profilu řeky a je tak velice nevhodné.



Obr. 4.1: Most z prefabrikátů PETRA

Poslední varianta je tvořena dvojklobovým rámem z předpjatého betonu (obr. 4.2). Zřejmě je inspirace železničním mostem z pražských Holešovic. Zde se ale jedná o rám pouze jeden o rozpětí 70 m. Z důvodu nutnosti zachování komunikací na obou březích řeky bylo nutné navrhnout další prefabrikované rámy. Vzhledem k požadavku zachování průběžného kolejového lože jsou rámy pro komunikace na krajních březích velice výhodné, nezasahují do obrysu kolejového lože. Tato varianta byla vyhodnocena jako nejvhodnější a podrobnějšímu návrhu rámu se práce věnuje v dalších kapitolách.



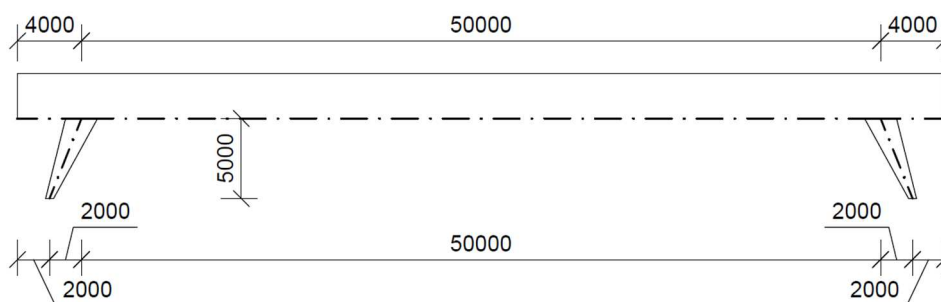
Obr. 4.2: Dvojklobový rám



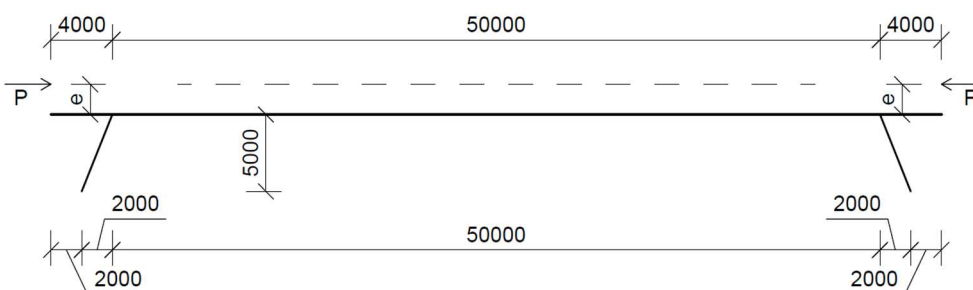
## 4 Parametrická studie

### 4.1 1. Fáze

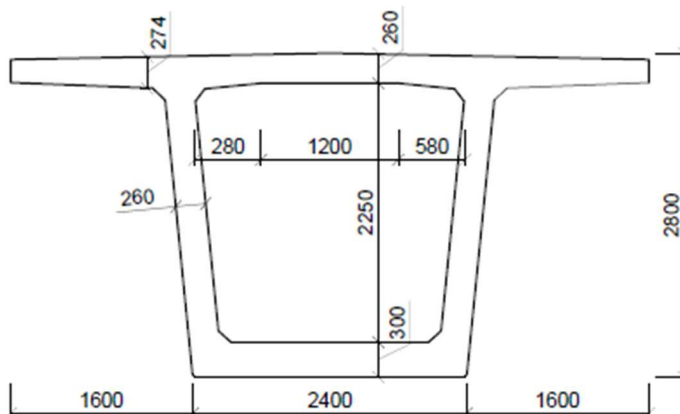
V první fázi byla parametrická studie prováděna na železobetonovém rámovém mostě o rozpětí 58 m, s délkou stojek 5 m s konstantním průřezem příčle (obr. 4.3). Rozměry stojky byly voleny od 0,5 do 5 m v patě, a od 0,5 do 3 m ve vrcholu. Konstrukce byla zatížena dvěma konstantními silami  $P$  o velikosti 1000 kN v ose příčle. Tyto síly reprezentují zjednodušené předpětí konstrukce. Konstrukce byla modelována z betonu pevnosti C50/60 s výztuží B500B. Pro model konstrukce a výpočet vnitřních sil byl použit výpočetní program SCIA Engineer 16. 1. 62. Jako systémová osa prvku byla pro stojky zvolena jejich těžišťová osa, pro příčel pak osa symetrie u dolních vláken (obr. 4.3).



Obr. 4.3: Geometrie konstrukce včetně vyznačení systémových os prvků v 1. fázi studie



Obr. 4.4: Schéma zatížení zjednodušeným předpětím příčle v 1. fázi studie



Obr. 4.5: Příčný řez příčle v 1. fázi studie

Tab. 1: Výsledky první fáze parametrické studie pro návrhy stojky I. až VI.

Ozn.	Schéma stojky	Průběh momentu od předpětí "P"	Průběh normálové síly od předpětí "P"
I.			
II.			
III.			
IV.			
V.			
VI.			

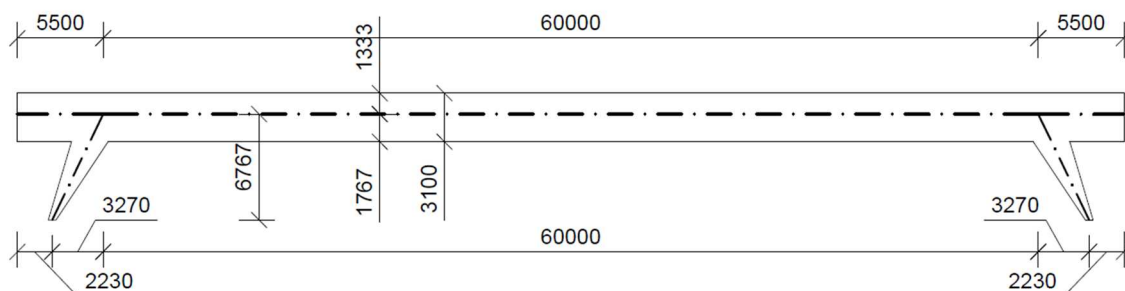
Tab. 2: Výsledky první fáze parametrické studie pro návrhy stojky VII. až XI.

Ozn.	Schéma stojky	Průběh momentu od předpětí "P"	Průběh normálové síly od předpětí "P"
VII.			
VII.			
IX.			
X.			
XI.			

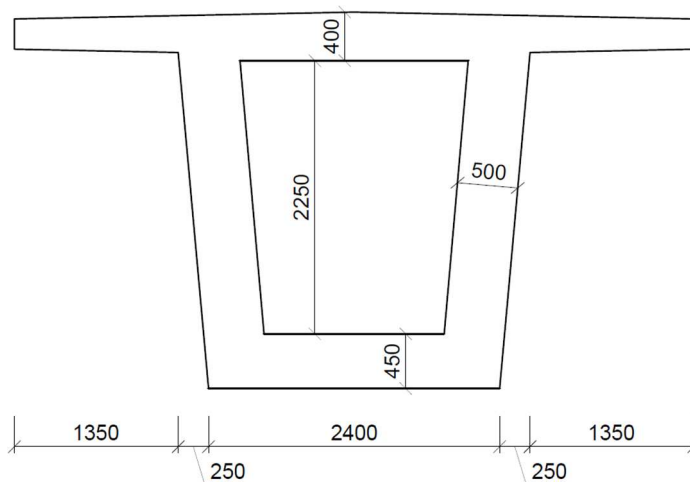
Z výsledků lze vyčíst, že se vzrůstající tuhostí rámového rohu vzrůstá i moment, který v rámovém rohu vzniká. Dále je z výsledků zřejmá nevhodnost volby systémových os prvků, a to zejména u příčle. V příčli jsou momenty vlastně vyčísleny ke spodním vláknům průřezu, nikoli k těžišťové ose, proto v rámových rozích nedochází v součtu momentů k rovnováze.

## 4.2 2. Fáze

V druhé fázi studie byly opraveny chyby v modelu z 1. fáze, především systémová osa příčle změněna na osu těžišťovou. Dále byly změněny rozměry konstrukce i příčného řezu na skutečné rozměry návrhu (obr. 4.6). Byly rozšířeny varianty *I.* a *II.* z první fáze. Došlo k vytvoření dalších dvanácti variant s plynulejší změnou horního rozměru stojky pro lepší pochopení a analýzu chování konstrukce. Konstrukce byla také zatížena dalšími zatěžovacími stavy pro detailnější analýzu. Pro každý zatěžovací stav byl zkoumán průběh momentů ( $M$ ), normálové síly ( $N$ ) a napětí v horních ( $\sigma^h$ ) a dolních ( $\sigma_d$ ) vláknech průřezu. V rozhodujících průřezech konstrukce (obr. 5.5) byly tyto hodnoty vyčísleny a následně vyneseny do přehledných grafů.



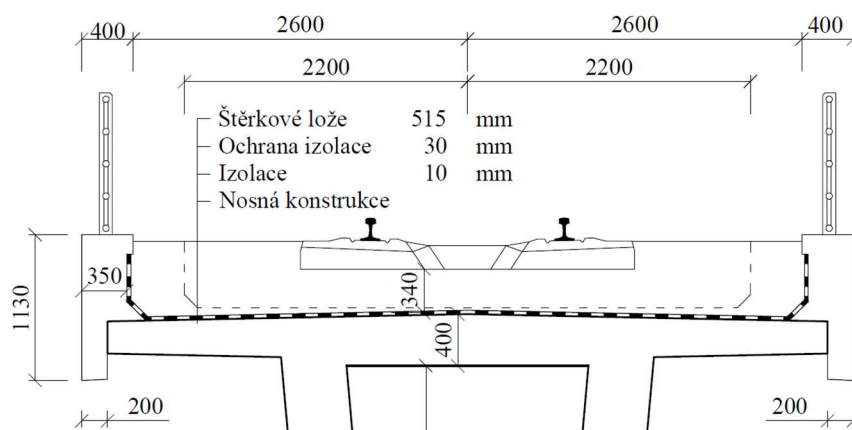
Obr. 4.6: Geometrie konstrukce v 2. fázi studie



Obr. 4.7: Příčný řez příčle v 2. fázi studie

Jako první zatěžovací stav byl definován stav zatížení vlastní tíhou konstrukce. Konstrukce byla uvažována z betonu C 50/60 s objemovou hmotností  $2500 \text{ kg/m}^3$  a oceli B500B.

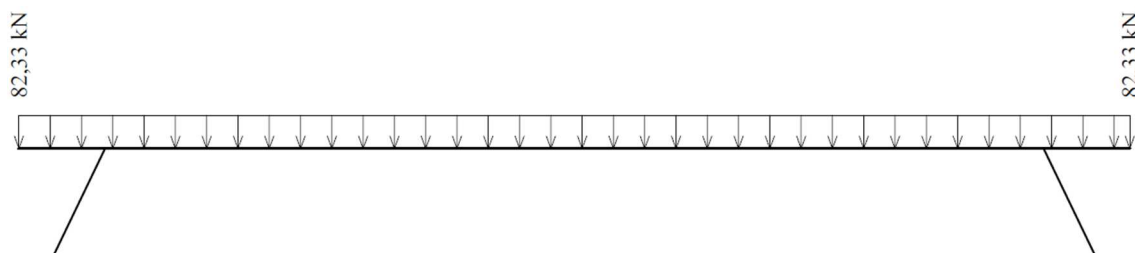
Dalším zatěžovacím stavem bylo ostatní stálé zatížení. Na konstrukci bylo předpokládáno průběžné kolejové lože, vodotěsná izolace nosné konstrukce z asfaltových pásů, ochrana izolace z litého asfaltu a dále železobetonové římsy (obr. 4.8).



Obr. 4.8: Příčný řez kolejovým ložem

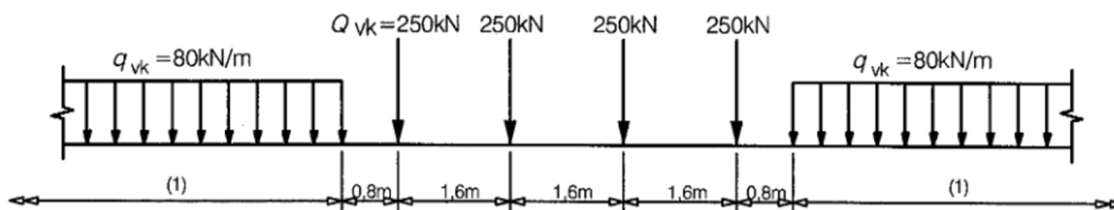
Tab. 3: Ostatní stálé zatížení

Římsy	$25 \text{ kN/m}^3 \times 0,4 \text{ m}^2 \times 2$	=	20	kN/m
Izolace	$14 \text{ kN/m}^3 \times 6,2 \text{ m} \times 0,01 \text{ m}$	=	0,868	kN/m
Ochrana Izolace	$24 \text{ kN/m}^3 \times 6,2 \text{ m} \times 0,03 \text{ m}$	=	4,464	kN/m
Štěrkové lože	$20 \text{ kN/m}^3 \times 2,5 \text{ m}^2$	=	50	kN/m
Kolejnice	$0,6 \text{ kN/m} \times 2$	=	1,2	kN/m
Pražce (á 0,6m)		=	4,8	kN/m
Zábradlí (odhad)		=	1	kN/m
		$\Sigma =$	82,332	kN/m

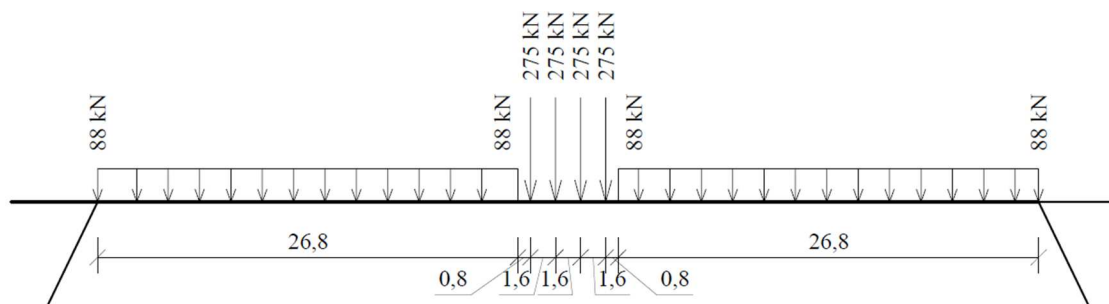


Obr. 4.9: Ostatní stálé zatížení schéma

Třetím zatěžovacím stavem byla doprava. Pro tento zatěžovací stav bylo ve studii počítáno pouze se svislým zatížením. Dle ČSN EN 1991-2 bylo použito zatížení železničních mostů tzv. Model zatížení 71 (*LM71*). Toto zatěžovací schéma se obvykle nepoužívá pouze se základními nominálními hodnotami sil, ale přenásobené součinitelem  $\alpha$  podle traťové třídy. Navrhovaný most se nachází na trati číslo 194 České Budějovice – Černý Kříž, která dle SŽDC patří do 3. a 4. třídy [7]. Pro železnice 3. třídy je součinitel  $\alpha$  roven 1,10.



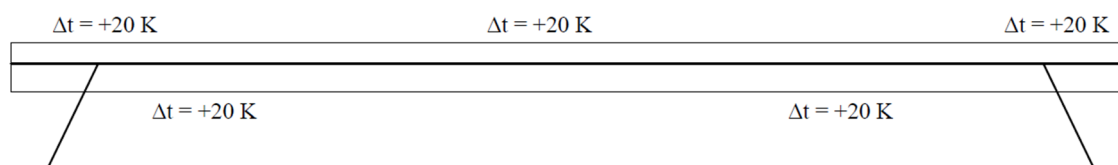
Obr. 5.0: Model zatížení 71 s charakteristickými hodnotami svislých zatížení



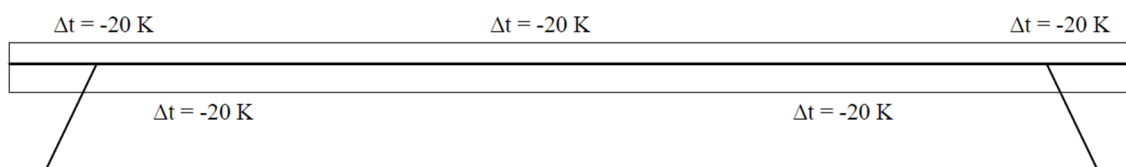
Obr. 5.1: Model zatížení 71 s návrhovými hodnotami svislých zatížení

Na schématu je uveden jeden ze zatěžovacích stavů, kdy koncové konzoly nebyly zatíženy rovnoměrným zatížením. Tento stav vyvozuje nejnejpříznivější momenty uprostřed příčle. Pro dosažení maximálních momentů v rámových rozích byl definován druhý zatěžovací stav s rovnoběžným zatížením po celé příčli. Ve výsledcích jsou zaznamenány nejnejpříznivější hodnoty v jednotlivých průřezech.

Čtvrtým a pátým zatěžovacím stavem jsou teplotní změny. V obou případech se jedná o rovnoměrnou změnu teploty. V prvním případě byla příčel konstrukce oteplena o +20 K (obr. 5.2), v případě druhém pak došlo k ochlazení příčle o -20 K (obr. 5.3).

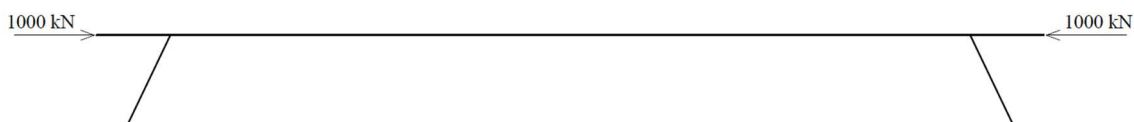


Obr. 5.2: Zatěžovací schéma 4. zatěžovacího stavu, oteplení +20 K



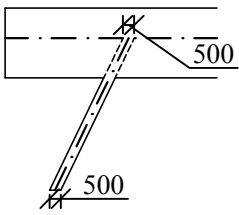
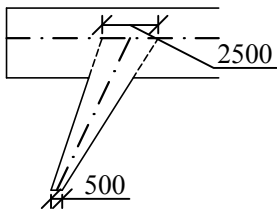
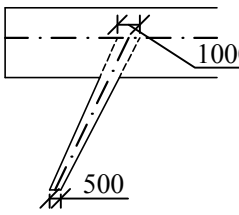
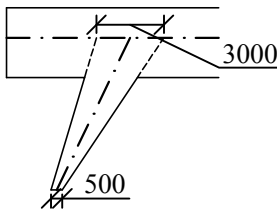
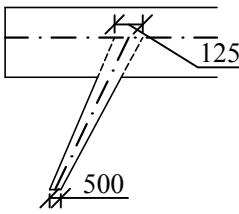
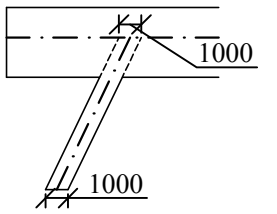
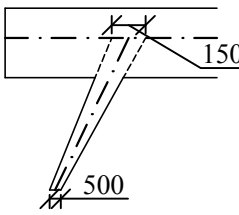
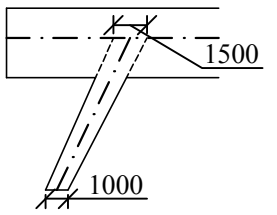
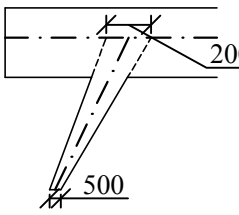
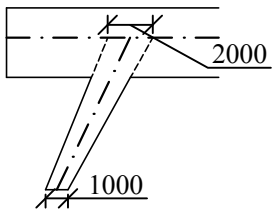
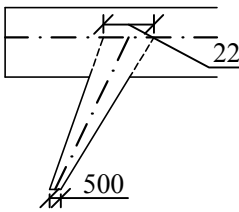
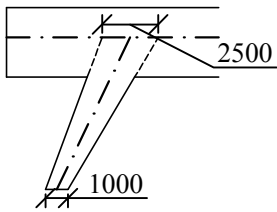
Obr. 5.3: Zatěžovací schéma 5. zatěžovacího stavu, ochlazení -20 K

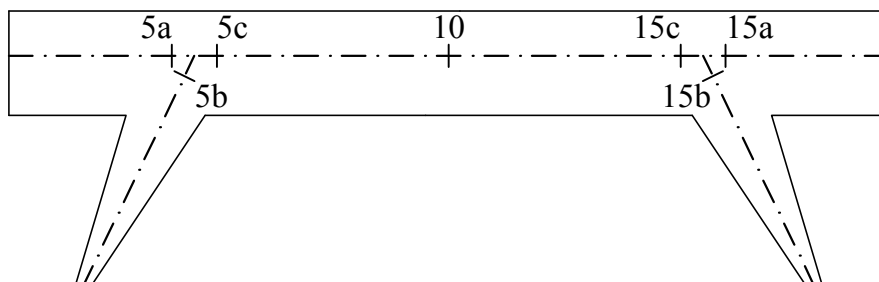
Posledním zatěžovacím stavem bylo předpětí příčle. Pro zjednodušení bylo i zde předpětí příčle zavedeno dvojicí sil v ose, jako v 1. fázi studie. Velikost sil byla stanovena na 1000 kN.



Obr. 5.4: Zatěžovací schéma 6. zatěžovacího stavu předpětí

Tab. 4: Přehled variant druhé fáze parametrické studie s rozměry stojek

I. A		I. G	
I. B		I. H	
I. C		II. A	
I. D		II. B	
I. E		II. C	
I. F		II. D	

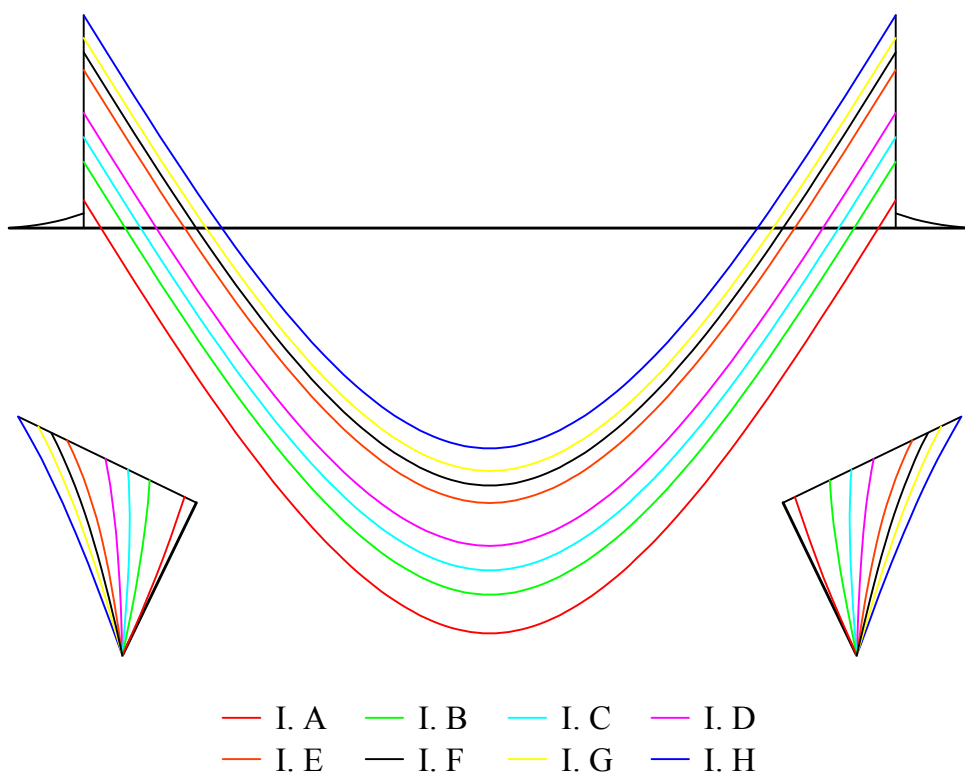


Obr. 5.5: Rozmístění rozhodujících průřezů na konstrukci

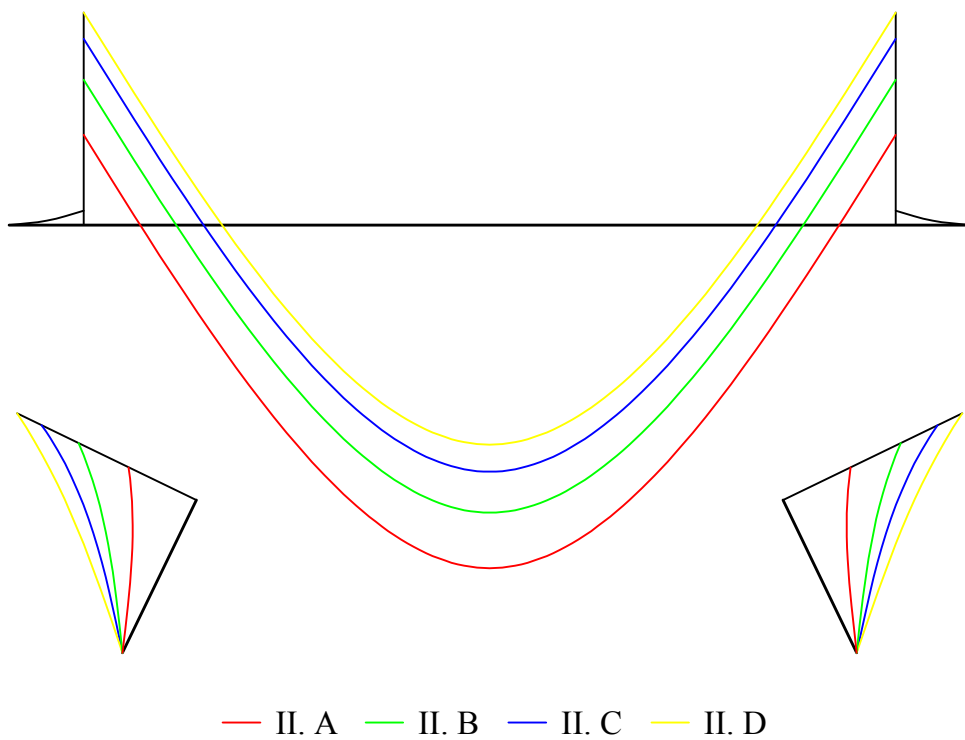


Tab. 5: Vnitřní síly v druhé fázi studie od zatížení vlastní tíhou

Var.	Veličina	Řez						
		5a	5b	5c	10	15c	15b	15a
I. A	N [kN]	0,00	-5379,09	-2506,63	-2506,63	-2506,63	-5379,09	0,00
	M [kNm]	-1935,04	-1749,23	-3684,27	53887,14	-3684,27	-1749,23	-1935,04
	$\sigma^h$ [MPa]	0,40	13,20	0,30	-12,30	0,30	13,20	0,40
	$\sigma_d$ [MPa]	-0,60	-21,80	-1,60	15,20	-1,60	-21,80	-0,60
I. B	N [kN]	0,00	-5525,73	-3301,38	-3301,38	-3301,38	-5525,73	0,00
	M [kNm]	-1935,04	-6888,61	-8823,65	48747,77	-8823,65	-6888,61	-1935,04
	$\sigma^h$ [MPa]	0,40	16,70	1,30	-11,30	1,30	16,70	0,40
	$\sigma_d$ [MPa]	-0,60	-21,50	-3,20	13,50	-3,20	-21,50	-0,60
I. C	N [kN]	0,00	-5742,01	-3798,49	-3798,49	-3798,49	-5742,01	0,00
	M [kNm]	-1935,04	-10133,20	-12068,24	45503,17	-12068,24	-10133,20	-1935,04
	$\sigma^h$ [MPa]	0,40	16,30	1,90	-10,70	1,90	16,30	0,40
	$\sigma_d$ [MPa]	-0,60	-20,40	-4,20	12,50	-4,20	-20,40	-0,60
I. D	N [kN]	0,00	-5958,67	-4296,45	-4296,45	-4296,45	-5958,67	0,00
	M [kNm]	-1935,04	-13383,57	-15318,61	42252,81	-15318,61	-13383,57	-1935,04
	$\sigma^h$ [MPa]	0,40	15,30	2,50	-10,10	2,50	15,30	0,40
	$\sigma_d$ [MPa]	-0,60	-18,80	-5,30	11,40	-5,30	-18,80	-0,60
I. E	N [kN]	0,00	-6341,23	-5175,71	-5175,71	-5175,71	-6341,23	0,00
	M [kNm]	-1935,04	-19094,82	-21029,86	36541,55	-21029,86	-19094,82	-1935,04
	$\sigma^h$ [MPa]	0,40	12,50	3,60	-9,00	3,60	12,50	0,40
	$\sigma_d$ [MPa]	-0,60	-15,40	-7,10	9,60	-7,10	-15,40	-0,60
I. F	N [kN]	0,00	-6497,33	-5534,47	-5534,47	-5534,47	-6497,33	0,00
	M [kNm]	-1935,04	-21403,25	-23338,29	34233,13	-23338,29	-21403,25	-1935,04
	$\sigma^h$ [MPa]	0,40	11,10	4,10	-8,60	4,10	11,10	0,40
	$\sigma_d$ [MPa]	-0,60	-7,80	-13,70	8,90	-13,70	-7,80	-0,60
I. G	N [kN]	0,00	-6630,30	-5840,09	-5840,09	-5840,09	-6630,30	0,00
	M [kNm]	-1935,04	-23352,01	-25287,05	32284,36	-25287,05	-23352,01	-1935,04
	$\sigma^h$ [MPa]	0,40	9,80	4,40	-8,20	4,40	9,80	0,40
	$\sigma_d$ [MPa]	-0,60	-12,20	-8,50	8,30	-8,50	-12,20	-0,60
I. H	N [kN]	0,00	-6837,62	-6316,60	-6316,60	-6316,60	-6837,62	0,00
	M [kNm]	-1935,04	-26337,88	-28272,92	29298,50	-28272,92	-26337,88	-1935,04
	$\sigma^h$ [MPa]	0,40	7,70	5,00	-7,60	5,00	7,70	0,40
	$\sigma_d$ [MPa]	-0,60	-9,70	-9,40	7,30	-9,40	-9,70	-0,60
II. A	N [kN]	0,00	-5738,65	-3790,75	-3790,75	-3790,75	-5738,65	0,00
	M [kNm]	-1935,04	-10077,20	-12012,24	45559,17	-12012,24	-10077,20	-1935,04
	$\sigma^h$ [MPa]	0,40	22,80	1,90	-10,70	1,90	22,80	0,40
	$\sigma_d$ [MPa]	-0,60	-27,60	-4,20	12,50	-4,20	-27,60	-0,60
II. B	N [kN]	0,00	-6225,83	-4910,48	-4910,48	-4910,48	-6225,83	0,00
	M [kNm]	-1935,04	-17415,75	-19350,79	38220,62	-19350,79	-17415,75	-1935,04
	$\sigma^h$ [MPa]	0,40	18,90	3,30	-9,30	3,30	18,90	0,40
	$\sigma_d$ [MPa]	-0,60	-22,50	-6,60	10,20	-6,60	-22,50	-0,60
II. C	N [kN]	0,00	-6591,21	-5750,24	-5750,24	-5750,24	-6591,21	0,00
	M [kNm]	-1935,04	-22859,76	-24794,80	32776,61	-24794,80	-22859,76	-1935,04
	$\sigma^h$ [MPa]	0,40	14,40	4,30	-8,30	4,30	14,40	0,40
	$\sigma_d$ [MPa]	-0,60	-17,30	-8,30	8,40	-8,30	-17,30	-0,60
II. D	N [kN]	0,00	-6838,29	-6318,13	-6318,13	-6318,13	-6838,29	0,00
	M [kNm]	-1935,04	-26463,99	-28399,03	29172,39	-28399,03	-26463,99	-1935,04
	$\sigma^h$ [MPa]	0,40	10,80	5,00	-7,60	5,00	10,80	0,40
	$\sigma_d$ [MPa]	-0,60	-13,20	-9,50	7,30	-9,50	-13,20	-0,60



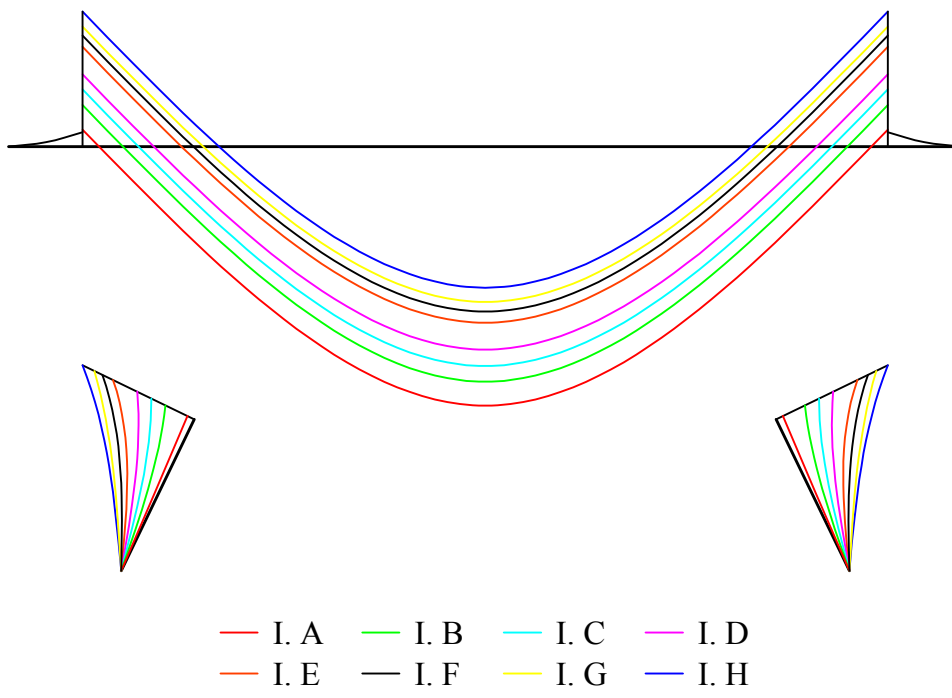
*Obr. 5.6: Průběh momentů od vlastní tíhy pro varianty I. A až I. H*



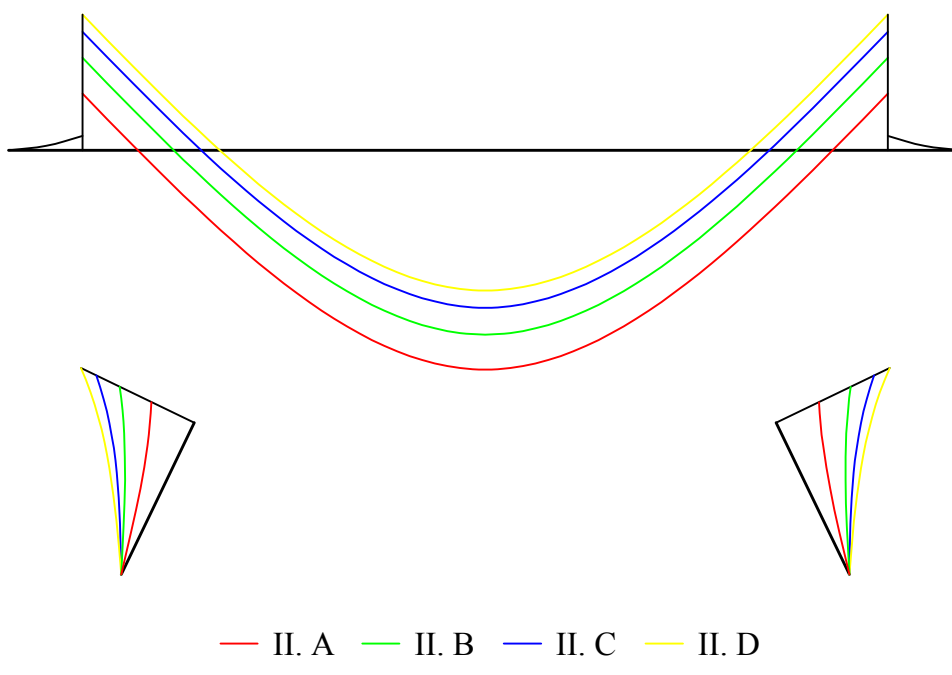
*Obr. 5.7: Průběh momentů od vlastní tíhy pro varianty II. A až II. D*

Tab. 6: Vnitřní síly v druhé fázi studie od zatížení ostatním stálým zatížením

Var.	Veličina	Řez						
		5a	5b	5c	10	15c	15b	15a
I. A	N [kN]	0,00	-3315,01	-1570,65	-1570,65	-1570,65	-3315,01	0,00
	M [kNm]	-1245,27	-1071,07	-2316,34	34733,06	-2316,34	-1071,07	-1245,27
	$\sigma^h$ [MPa]	0,30	7,90	0,20	-7,90	0,20	7,90	0,30
	$\sigma_d$ [MPa]	-0,40	-13,50	-1,00	9,80	-1,00	-13,50	-0,40
I. B	N [kN]	0,00	-3525,46	-2054,34	-2054,34	-2054,34	-3525,46	0,00
	M [kNm]	-1245,27	-4344,20	-5589,47	31459,93	-5589,47	-4344,20	-1245,27
	$\sigma^h$ [MPa]	0,30	10,50	0,80	-7,30	0,80	10,50	0,30
	$\sigma_d$ [MPa]	-0,40	-13,60	-2,00	8,70	-2,00	-13,60	-0,40
I. C	N [kN]	0,00	-3659,22	-2361,75	-2361,75	-2361,75	-3659,22	0,00
	M [kNm]	-1245,27	-6424,48	-7669,75	29379,65	-7669,75	-6424,48	-1245,27
	$\sigma^h$ [MPa]	0,30	10,30	1,20	-6,90	1,20	10,30	0,30
	$\sigma_d$ [MPa]	-0,40	-12,90	-2,70	8,10	-2,70	-12,90	-0,40
I. D	N [kN]	0,00	-3793,57	-2670,55	-2670,55	-2670,55	-3793,57	0,00
	M [kNm]	-1245,27	-8514,11	-9759,38	27290,02	-9759,38	-8514,11	-1245,27
	$\sigma^h$ [MPa]	0,30	9,70	1,60	-6,50	1,60	9,70	0,30
	$\sigma_d$ [MPa]	-0,40	-12,00	-3,30	7,40	-3,30	-12,00	-0,40
I. E	N [kN]	0,00	-4030,35	-3214,77	-3214,77	-3214,77	-4030,35	0,00
	M [kNm]	-1245,27	-12196,82	-13442,09	23607,31	-13442,09	-12196,82	-1245,27
	$\sigma^h$ [MPa]	0,30	8,00	2,60	-5,80	2,60	8,00	0,30
	$\sigma_d$ [MPa]	-0,40	-9,80	-4,50	6,20	-4,50	-9,80	-0,40
I. F	N [kN]	0,00	-4126,31	-3435,31	-3435,31	-3435,31	-4126,31	0,00
	M [kNm]	-1245,27	-13689,21	-14934,48	22114,92	-14934,48	-13689,21	-1245,27
	$\sigma^h$ [MPa]	0,30	7,10	2,60	-5,50	2,60	7,10	0,30
	$\sigma_d$ [MPa]	-0,40	-8,80	-5,00	5,80	-5,00	-8,80	-0,40
I. G	N [kN]	0,00	-4207,44	-3621,77	-3621,77	-3621,77	-4207,44	0,00
	M [kNm]	-1245,27	-14951,03	-16196,30	20853,10	-16196,30	-14951,03	-1245,27
	$\sigma^h$ [MPa]	0,30	6,30	2,90	-5,30	2,90	6,30	0,30
	$\sigma_d$ [MPa]	-0,40	-7,80	-5,40	5,40	-5,40	-7,80	-0,40
I. H	N [kN]	0,00	-4332,02	-3908,10	-3908,10	-3908,10	-4332,02	0,00
	M [kNm]	-1245,27	-16688,58	-18133,85	18915,55	-18133,85	-16688,58	-1245,27
	$\sigma^h$ [MPa]	0,30	4,90	3,20	-4,90	3,20	4,90	0,30
	$\sigma_d$ [MPa]	-0,40	-6,20	-6,00	4,70	-6,00	-6,20	-0,40
II. A	N [kN]	0,00	-3658,16	-2359,33	-2359,33	-2359,33	-3658,16	0,00
	M [kNm]	-1245,27	-6408,05	-7653,32	29396,08	-7653,32	-6408,05	-1245,27
	$\sigma^h$ [MPa]	0,30	14,50	1,20	-6,90	1,20	14,50	0,30
	$\sigma_d$ [MPa]	-0,40	-17,50	-2,70	8,10	-2,70	-17,50	-0,40
II. B	N [kN]	0,00	-3961,98	-3057,61	-3057,61	-3057,61	-3961,98	0,00
	M [kNm]	-1245,27	-11133,33	-12378,60	24670,80	-12378,60	-11133,33	-1245,27
	$\sigma^h$ [MPa]	0,30	12,10	2,10	-6,00	2,10	12,10	0,30
	$\sigma_d$ [MPa]	-0,40	-14,40	-4,20	6,60	-4,20	-14,40	-0,40
II. C	N [kN]	0,00	-4188,11	-3577,35	-3577,35	-3577,35	-4188,11	0,00
	M [kNm]	-1245,27	-14650,41	-15895,68	21153,72	-15895,68	-14650,41	-1245,27
	$\sigma^h$ [MPa]	0,30	9,20	2,80	-5,30	2,80	9,20	0,30
	$\sigma_d$ [MPa]	-0,40	-11,10	-5,30	5,50	-5,30	-11,10	-0,40
II. D	N [kN]	0,00	-4338,25	-3922,43	-3922,43	-3922,43	-4338,25	0,00
	M [kNm]	-1245,27	-16985,60	-18230,87	18818,53	-18230,87	-16985,60	-1245,27
	$\sigma^h$ [MPa]	0,30	6,90	3,20	-4,90	3,20	6,90	0,30
	$\sigma_d$ [MPa]	-0,40	-8,50	-6,00	4,70	-6,00	-8,50	-0,40



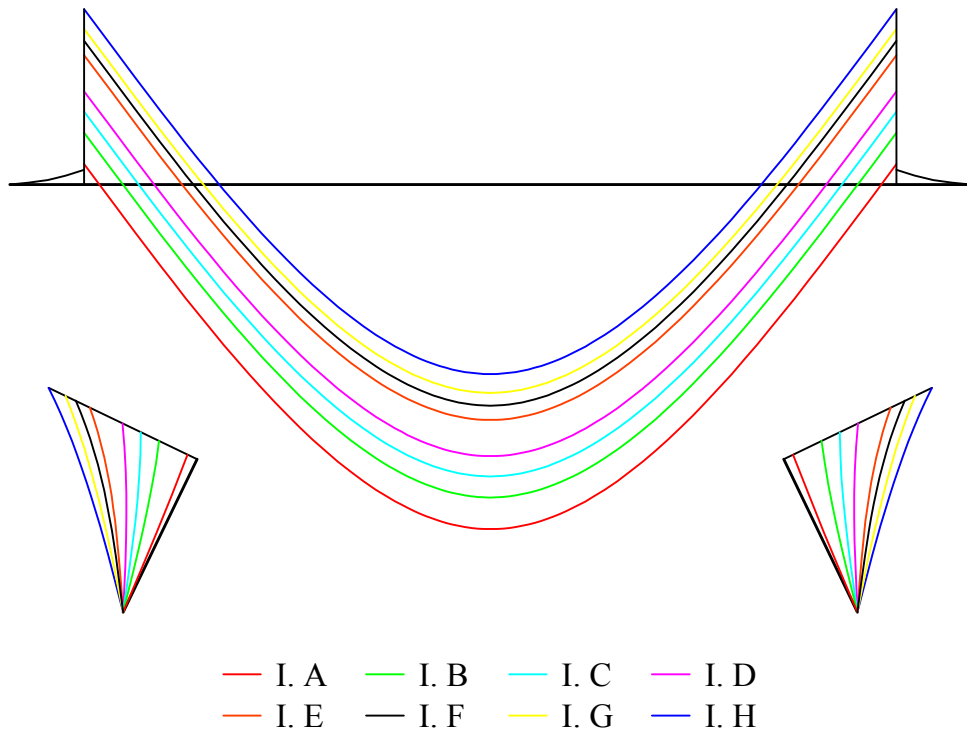
*Obr. 5.8: Průběh momentů od ostatního stálého zatížení pro varianty I. A až I. H*



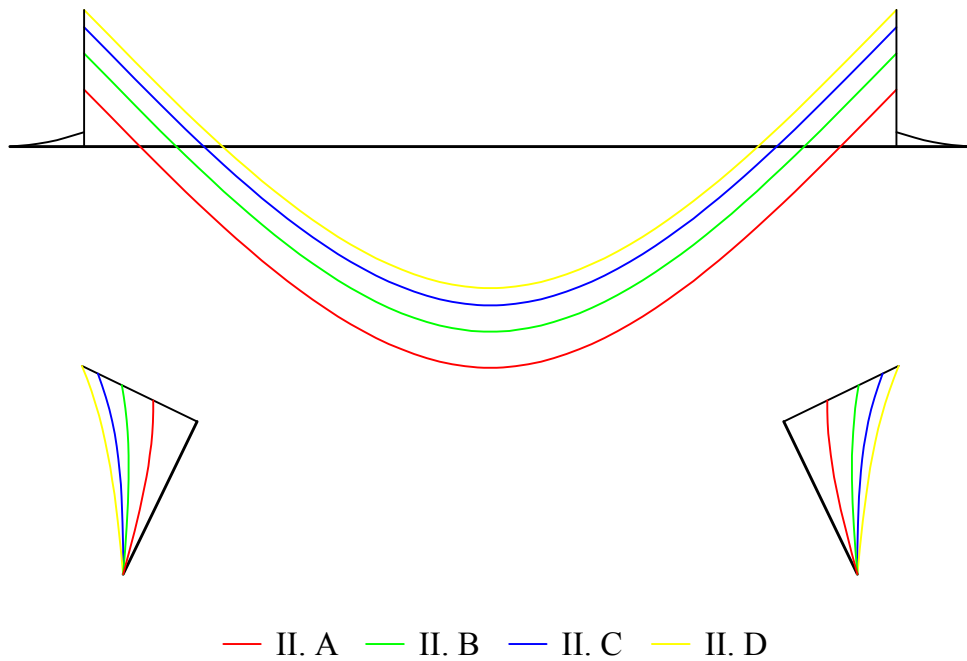
*Obr. 5.9: Průběh momentů od ostatního stálého zatížení pro varianty II. A až II. D*

Tab. 7: Vnitřní síly v druhé fázi studie od zatížení dopravou

Var.	Veličina	Řez						
		5a	5b	5c	10	15c	15b	15a
I. A	N [kN]	0,00	-3319,93	-1611,71	-1611,71	-1611,71	-3319,93	0,00
	M [kNm]	-1331,00	-1395,99	-2726,99	45826,57	-2726,99	-1395,99	-1331,00
	$\sigma^h$ [MPa]	0,00	-11,20	0,00	-10,30	0,00	-11,20	0,00
	$\sigma_d$ [MPa]	0,00	-16,70	-0,70	13,00	-0,70	-16,70	0,00
I. B	N [kN]	0,00	-3593,91	-2241,43	-2241,43	-2241,43	-3593,91	0,00
	M [kNm]	-1331,00	-5657,32	-6988,32	41565,24	-6988,32	-5657,32	-1331,00
	$\sigma^h$ [MPa]	0,00	14,10	0,80	-9,50	0,80	14,10	0,00
	$\sigma_d$ [MPa]	0,00	-17,20	-2,10	11,60	-2,10	-17,20	0,00
I. C	N [kN]	0,00	-3767,97	-2641,49	-2641,49	-2641,49	-3767,97	0,00
	M [kNm]	-1331,00	-8364,51	-9695,51	38858,05	-9695,51	-8364,51	-1331,00
	$\sigma^h$ [MPa]	0,00	13,80	1,30	-9,00	1,30	13,80	0,00
	$\sigma_d$ [MPa]	0,00	-16,50	-2,90	10,80	-2,90	-16,50	0,00
I. D	N [kN]	0,00	-3942,78	-3043,26	-3043,26	-3043,26	-3942,78	0,00
	M [kNm]	-1331,00	-11083,29	-12414,29	36139,27	-12414,29	-11083,29	-1331,00
	$\sigma^h$ [MPa]	0,00	13,00	1,80	-8,50	1,80	13,00	0,00
	$\sigma_d$ [MPa]	0,00	-15,30	-3,80	9,90	-3,80	-15,30	0,00
I. E	N [kN]	0,00	-4250,77	-3751,13	-3751,13	-3751,13	-4250,77	0,00
	M [kNm]	-1331,00	-15873,46	-17204,46	31349,10	-17204,46	-15873,46	-1331,00
	$\sigma^h$ [MPa]	0,00	10,60	2,80	-7,60	2,80	10,60	0,00
	$\sigma_d$ [MPa]	0,00	-12,60	-5,30	8,40	-5,30	-12,60	0,00
I. F	N [kN]	0,00	-4375,55	-4037,92	-4037,92	-4037,92	-4375,55	0,00
	M [kNm]	-1331,00	-17814,13	-19145,13	29408,44	-19145,13	-17814,13	-1331,00
	$\sigma^h$ [MPa]	0,00	9,50	3,10	-7,20	3,10	9,50	0,00
	$\sigma_d$ [MPa]	0,00	-11,20	-5,90	7,80	-5,90	-11,20	0,00
I. G	N [kN]	0,00	-4481,03	-4280,35	-4280,35	-4280,35	-4481,03	0,00
	M [kNm]	-1331,00	-19454,69	-20785,69	27767,88	-20785,69	-19454,69	-1331,00
	$\sigma^h$ [MPa]	0,00	8,40	3,40	-6,90	3,40	8,40	0,00
	$\sigma_d$ [MPa]	0,00	-10,00	-6,50	7,20	-6,50	-10,00	0,00
I. H	N [kN]	0,00	-4642,96	-4652,53	-4652,53	-4652,53	-4642,96	0,00
	M [kNm]	-1331,00	-21973,21	-23304,21	25249,35	-23304,21	-21973,21	-1331,00
	$\sigma^h$ [MPa]	0,00	6,60	3,90	-6,40	3,90	6,60	0,00
	$\sigma_d$ [MPa]	0,00	-8,00	-7,30	6,40	-7,30	-8,00	0,00
II. A	N [kN]	0,00	-3766,44	-2637,97	-2637,97	-2637,97	-3766,44	0,00
	M [kNm]	-1331,00	-8340,66	-9671,66	-38881,90	-9671,66	-8340,66	-1331,00
	$\sigma^h$ [MPa]	0,00	19,30	1,30	-9,00	1,30	19,30	0,00
	$\sigma_d$ [MPa]	0,00	-22,40	-2,90	10,80	-2,90	-22,40	0,00
II. B	N [kN]	0,00	-4161,65	-3546,30	-3546,30	-3546,30	-4161,65	0,00
	M [kNm]	-1331,00	-14487,34	-15818,34	32735,22	-15818,34	-14487,34	0,00
	$\sigma^h$ [MPa]	0,00	16,00	2,50	-7,90	2,50	16,00	0,00
	$\sigma_d$ [MPa]	0,00	-18,40	-4,90	8,80	-4,90	-18,40	0,00
II. C	N [kN]	0,00	-4455,71	-4222,16	-4222,16	-4222,16	-4455,71	0,00
	M [kNm]	-1331,00	-19060,91	-20391,91	28161,65	-20391,91	-19060,91	-1331,00
	$\sigma^h$ [MPa]	0,00	12,20	3,40	-7,00	3,40	12,20	0,00
	$\sigma_d$ [MPa]	0,00	-14,20	-6,30	7,40	-6,30	-14,20	0,00
II. D	N [kN]	0,00	-4650,90	-4670,77	-4670,77	-4670,77	-4650,90	0,00
	M [kNm]	-1331,00	-22096,64	-23427,64	25125,92	-23427,64	-22096,64	-1331,00
	$\sigma^h$ [MPa]	0,00	9,20	3,90	-6,40	3,90	9,20	0,00
	$\sigma_d$ [MPa]	0,00	-10,80	-7,30	6,40	-7,30	-10,80	0,00



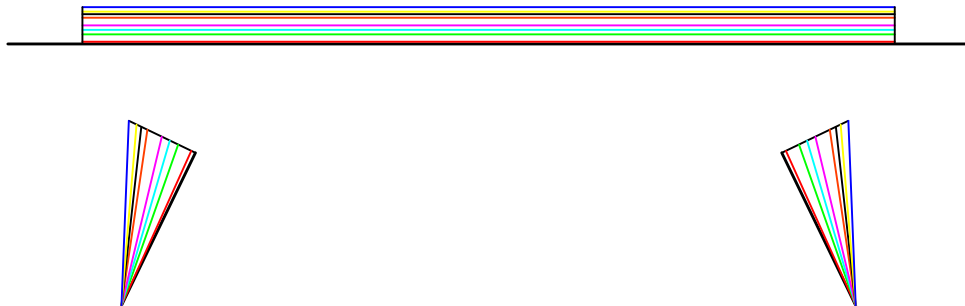
*Obr. 6.0: Průběh momentů od dopravy (LM71) pro varianty I. A až I. H*



*Obr. 6.1: Průběh momentů od dopravy (LM71) pro varianty II. A až II. D*

Tab. 8: Vnitřní síly v druhé fázi studie od zatížení rovnoměrným oteplením

Var.	Veličina	Řez						
		5a	5b	5c	10	15c	15b	15a
I. A	N [kN]	0,00	-20,13	-46,28	-46,28	-46,28	-20,13	0,00
	M [kNm]	0,00	-313,16	-313,16	-313,16	-313,16	-313,16	0,00
	$\sigma^h$ [MPa]	0,00	3,10	0,10	0,10	0,10	3,10	0,00
	$\sigma_d$ [MPa]	0,00	-3,10	-0,10	-0,10	-0,10	-3,10	0,00
I. B	N [kN]	0,00	-81,38	-187,03	-187,03	-187,03	-81,38	0,00
	M [kNm]	0,00	-1265,64	-1265,64	-1265,64	-1265,64	-1265,64	0,00
	$\sigma^h$ [MPa]	0,00	3,50	0,20	0,20	0,20	3,50	0,00
	$\sigma_d$ [MPa]	0,00	-3,50	-0,40	-0,40	-0,40	-3,50	0,00
I. C	N [kN]	0,00	-120,23	-276,33	-276,33	-276,33	-120,23	0,00
	M [kNm]	0,00	-1869,92	-1869,92	-1869,92	-1869,92	-1869,92	0,00
	$\sigma^h$ [MPa]	0,00	3,30	0,40	0,40	0,40	3,30	0,00
	$\sigma_d$ [MPa]	0,00	-3,40	-0,60	-0,60	-0,60	-3,40	0,00
I. D	N [kN]	0,00	-159,22	-365,95	-365,95	-365,95	-159,22	0,00
	M [kNm]	0,00	-2476,36	-2476,36	-2476,36	-2476,36	-2476,36	0,00
	$\sigma^h$ [MPa]	0,00	3,10	0,50	0,50	0,50	3,10	0,00
	$\sigma_d$ [MPa]	0,00	-3,20	-0,80	-0,80	-0,80	-3,20	0,00
I. E	N [kN]	0,00	-227,86	-523,70	-523,70	-523,70	-227,86	0,00
	M [kNm]	0,00	-3543,87	-3543,87	-3543,87	-3543,87	-3543,87	0,00
	$\sigma^h$ [MPa]	0,00	2,50	0,70	0,70	0,70	2,50	0,00
	$\sigma_d$ [MPa]	0,00	-2,60	-1,10	-1,10	-1,10	-2,60	0,00
I. F	N [kN]	0,00	-255,64	-587,55	-587,55	-587,55	-255,64	0,00
	M [kNm]	0,00	-3975,98	-3975,98	-3975,98	-3975,98	-3975,98	0,00
	$\sigma^h$ [MPa]	0,00	2,30	0,80	0,80	0,80	2,30	0,00
	$\sigma_d$ [MPa]	0,00	-2,40	-1,30	-1,30	-1,30	-2,40	0,00
I. G	N [kN]	0,00	-279,11	-641,51	-641,51	-641,51	-279,11	0,00
	M [kNm]	0,00	-4341,07	-4341,07	-4341,07	-4341,07	-4341,07	0,00
	$\sigma^h$ [MPa]	0,00	2,00	0,80	0,80	0,80	2,00	0,00
	$\sigma_d$ [MPa]	0,00	-2,10	-1,40	-1,40	-1,40	-2,10	0,00
I. H	N [kN]	0,00	-315,12	-724,26	-724,26	-724,26	-315,12	0,00
	M [kNm]	0,00	-4901,10	-4901,10	-4901,10	-4901,10	-4901,10	0,00
	$\sigma^h$ [MPa]	0,00	1,60	0,90	0,90	0,90	1,60	0,00
	$\sigma_d$ [MPa]	0,00	-1,70	-1,60	-1,60	-1,60	-1,70	0,00
II. A	N [kN]	0,00	-119,77	-275,28	-275,28	-275,28	-119,77	0,00
	M [kNm]	0,00	-1862,81	-1862,81	-1862,81	-1862,81	-1862,81	0,00
	$\sigma^h$ [MPa]	0,00	4,60	0,40	0,40	0,40	4,60	0,00
	$\sigma_d$ [MPa]	0,00	-4,70	-0,60	-0,60	-0,60	-4,70	0,00
II. B	N [kN]	0,00	-207,86	-477,75	-477,75	-477,75	-207,86	0,00
	M [kNm]	0,00	-3232,92	-3232,92	-3232,92	-3232,92	-3232,92	0,00
	$\sigma^h$ [MPa]	0,00	3,80	0,60	0,60	0,60	3,80	0,00
	$\sigma_d$ [MPa]	0,00	-3,90	-1,00	-1,00	-1,00	-3,90	0,00
II. C	N [kN]	0,00	-273,34	-628,24	-628,24	-628,24	-273,34	0,00
	M [kNm]	0,00	-4251,32	-4251,32	-4251,32	-4251,32	-4251,32	0,00
	$\sigma^h$ [MPa]	0,00	2,90	0,80	0,80	0,80	2,90	0,00
	$\sigma_d$ [MPa]	0,00	-3,00	-1,40	-1,40	-1,40	-3,00	0,00
II. D	N [kN]	0,00	-316,76	-728,03	-728,03	-728,03	-316,76	0,00
	M [kNm]	0,00	-4926,61	-4926,61	-4926,61	-4926,61	-4926,61	0,00
	$\sigma^h$ [MPa]	0,00	2,20	0,90	0,90	0,90	2,20	0,00
	$\sigma_d$ [MPa]	0,00	-2,30	-1,60	-1,60	-1,60	-2,30	0,00



— I. A    — I. B    — I. C    — I. D  
 — I. E    — I. F    — I. G    — I. H

Obr. 6.2: Průběh momentů od rovnoměrného oteplení pro varianty I. A až I. H



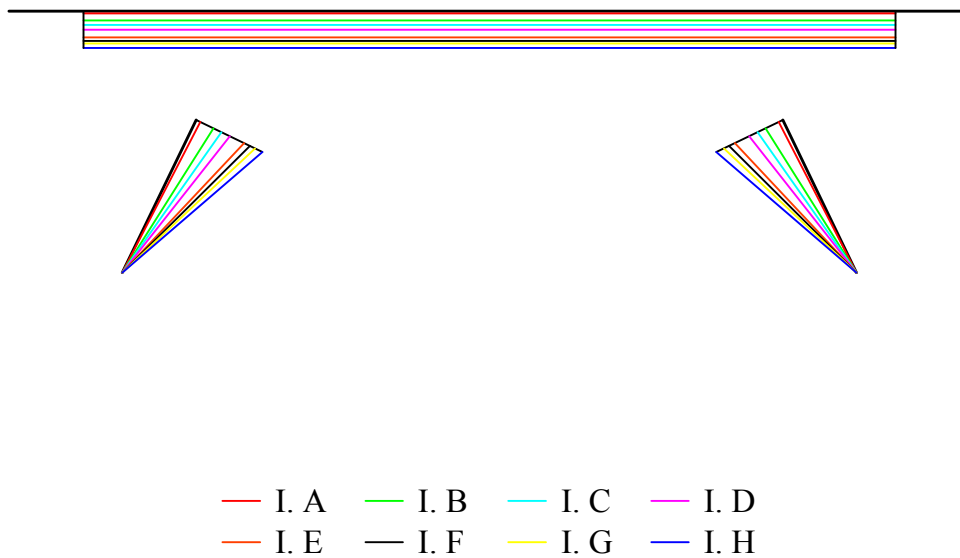
— II. A    — II. B    — II. C    — II. D

Obr. 6.3: Průběh momentů od rovnoměrného oteplení pro varianty II. A až II. D

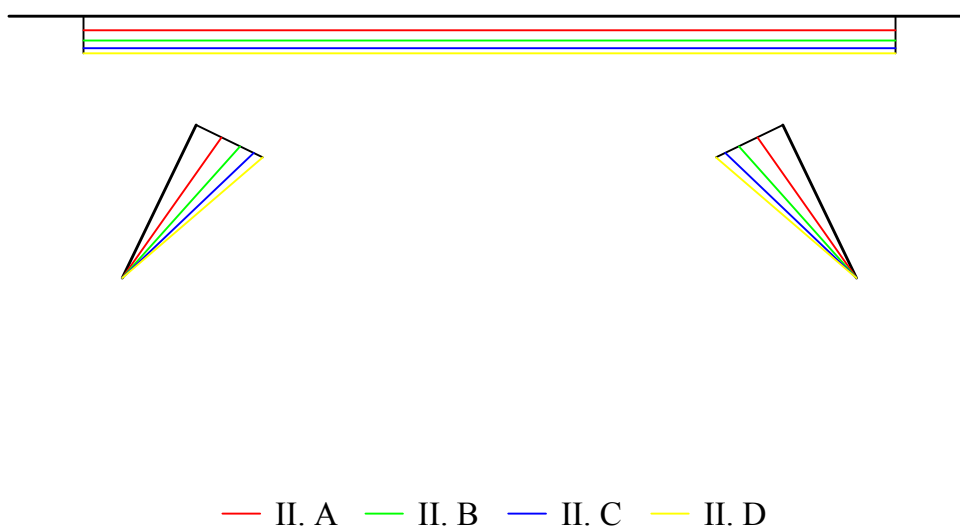


Tab. 9: Vnitřní síly v druhé fázi studie od zatížení rovnoměrným ochlazením

Var.	Veličina	Řez						
		5a	5b	5c	10	15c	15b	15a
I. A	N [kN]	0,00	20,13	46,28	46,28	46,28	20,13	0,00
	M [kNm]	0,00	313,16	313,16	313,16	313,16	313,16	0,00
	$\sigma^h$ [MPa]	0,00	-3,10	-0,10	-0,10	-0,10	-3,10	0,00
	$\sigma_d$ [MPa]	0,00	3,10	0,10	0,10	0,10	3,10	0,00
I. B	N [kN]	0,00	81,38	187,03	187,03	187,03	81,38	0,00
	M [kNm]	0,00	1265,64	1265,64	1265,64	1265,64	1265,64	0,00
	$\sigma^h$ [MPa]	0,00	-3,50	-0,20	-0,20	-0,20	-3,50	0,00
	$\sigma_d$ [MPa]	0,00	3,50	0,40	0,40	0,40	3,50	0,00
I. C	N [kN]	0,00	120,23	276,33	276,33	276,33	120,23	0,00
	M [kNm]	0,00	1869,92	1869,92	1869,92	1869,92	1869,92	0,00
	$\sigma^h$ [MPa]	0,00	-3,30	-0,40	-0,40	-0,40	-3,30	0,00
	$\sigma_d$ [MPa]	0,00	3,40	0,60	0,60	0,60	3,40	0,00
I. D	N [kN]	0,00	159,22	365,95	365,95	365,95	159,22	0,00
	M [kNm]	0,00	2476,36	2476,36	2476,36	2476,36	2476,36	0,00
	$\sigma^h$ [MPa]	0,00	-3,10	-0,50	-0,50	-0,50	-3,10	0,00
	$\sigma_d$ [MPa]	0,00	3,20	0,80	0,80	0,80	3,20	0,00
I. E	N [kN]	0,00	227,86	523,70	523,70	523,70	227,86	0,00
	M [kNm]	0,00	3543,87	3543,87	3543,87	3543,87	3543,87	0,00
	$\sigma^h$ [MPa]	0,00	-2,50	-0,70	-0,70	-0,70	-2,50	0,00
	$\sigma_d$ [MPa]	0,00	2,60	1,10	1,10	1,10	2,60	0,00
I. F	N [kN]	0,00	255,64	587,55	587,55	587,55	255,64	0,00
	M [kNm]	0,00	3975,98	3975,98	3975,98	3975,98	3975,98	0,00
	$\sigma^h$ [MPa]	0,00	-2,30	-0,80	-0,80	-0,80	-2,30	0,00
	$\sigma_d$ [MPa]	0,00	2,40	1,30	1,30	1,30	2,40	0,00
I. G	N [kN]	0,00	279,11	641,51	641,51	641,51	279,11	0,00
	M [kNm]	0,00	4341,07	4341,07	4341,07	4341,07	4341,07	0,00
	$\sigma^h$ [MPa]	0,00	-2,00	-0,80	-0,80	-0,80	-2,00	0,00
	$\sigma_d$ [MPa]	0,00	2,10	1,40	1,40	1,40	2,10	0,00
I. H	N [kN]	0,00	315,12	724,26	724,26	724,26	315,12	0,00
	M [kNm]	0,00	4901,10	4901,10	4901,10	4901,10	4901,10	0,00
	$\sigma^h$ [MPa]	0,00	-1,60	-0,90	-0,90	-0,90	-1,60	0,00
	$\sigma_d$ [MPa]	0,00	1,70	1,60	1,60	1,60	1,70	0,00
II. A	N [kN]	0,00	119,77	275,28	275,28	275,28	119,77	0,00
	M [kNm]	0,00	1862,81	1862,81	1862,81	1862,81	1862,81	0,00
	$\sigma^h$ [MPa]	0,00	-4,60	-0,40	-0,40	-0,40	-4,60	0,00
	$\sigma_d$ [MPa]	0,00	4,70	0,60	0,60	0,60	4,70	0,00
II. B	N [kN]	0,00	207,86	477,75	477,75	477,75	207,86	0,00
	M [kNm]	0,00	3232,92	3232,92	3232,92	3232,92	3232,92	0,00
	$\sigma^h$ [MPa]	0,00	-3,80	-0,60	-0,60	-0,60	-3,80	0,00
	$\sigma_d$ [MPa]	0,00	3,90	1,00	1,00	1,00	3,90	0,00
II. C	N [kN]	0,00	273,34	628,24	628,24	628,24	273,34	0,00
	M [kNm]	0,00	4251,32	4251,32	4251,32	4251,32	4251,32	0,00
	$\sigma^h$ [MPa]	0,00	-2,90	-0,80	-0,80	-0,80	-2,90	0,00
	$\sigma_d$ [MPa]	0,00	3,00	1,40	1,40	1,40	3,00	0,00
II. D	N [kN]	0,00	316,76	728,03	728,03	728,03	316,76	0,00
	M [kNm]	0,00	4926,61	4926,61	4926,61	4926,61	4926,61	0,00
	$\sigma^h$ [MPa]	0,00	-2,20	-0,90	-0,90	-0,90	-2,20	0,00
	$\sigma_d$ [MPa]	0,00	2,30	1,60	1,60	1,60	2,30	0,00



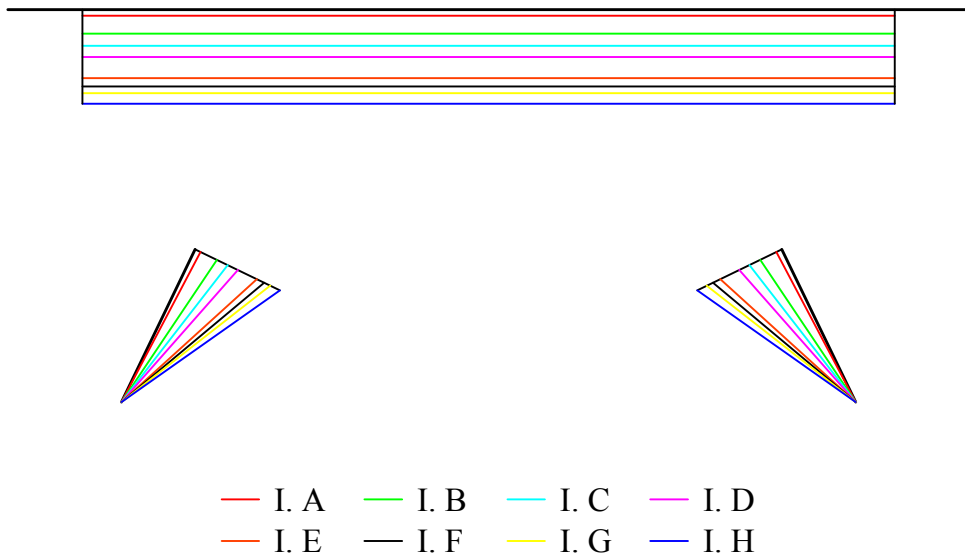
*Obr. 6.4: Průběh momentů od rovnoměrného ochlazení pro varianty I. A až I. H*



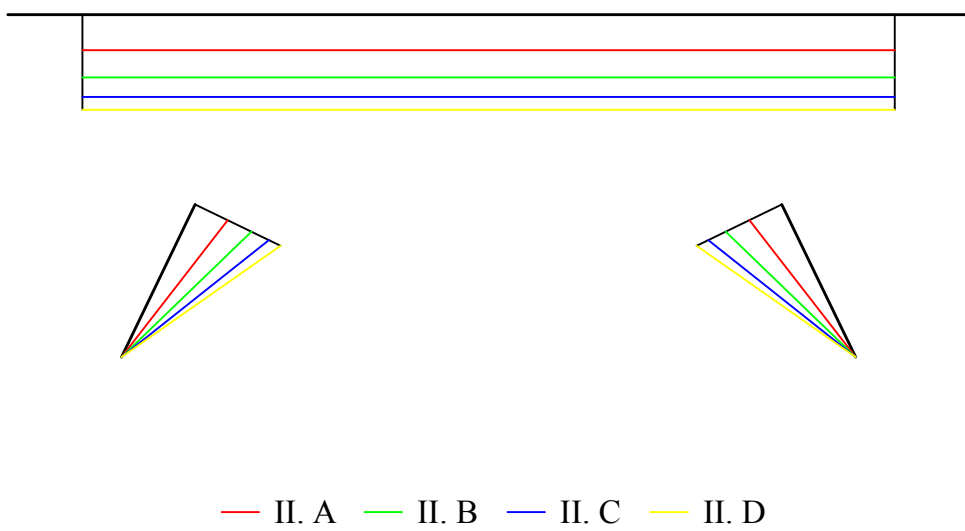
*Obr. 6.5: Průběh momentů od rovnoměrného ochlazení pro varianty II. A až II. D*

Tab. 10: Vnitřní síly v druhé fázi studie od předpětí dvojicí sil

Var.	Veličina	Řez						
		5a	5b	5c	10	15c	15b	15a
I. A	N [kN]	-1000,00	0,52	-999,81	-999,81	-999,81	0,52	-1000,00
	M [kNm]	0,00	8,05	8,05	8,05	8,05	8,05	0,00
	$\sigma^h$ [MPa]	-0,20	-0,10	-0,20	-0,20	-0,20	-0,10	-0,20
	$\sigma_d$ [MPa]	-0,20	0,10	-0,20	-0,20	-0,20	0,10	-0,20
I. B	N [kN]	-1000,00	2,09	-995,19	-995,19	-995,19	2,09	-1000,00
	M [kNm]	0,00	32,52	32,52	32,52	32,52	32,52	0,00
	$\sigma^h$ [MPa]	-0,20	-0,10	-0,20	-0,20	-0,20	-0,10	-0,20
	$\sigma_d$ [MPa]	-0,20	0,10	-0,20	-0,20	-0,20	0,10	-0,20
I. C	N [kN]	-1000,00	3,09	-992,90	-992,90	-992,90	3,09	-1000,00
	M [kNm]	0,00	48,05	48,05	48,05	48,05	48,05	0,00
	$\sigma^h$ [MPa]	-0,20	-0,10	-0,20	-0,20	-0,20	-0,10	-0,20
	$\sigma_d$ [MPa]	-0,20	0,10	-0,20	-0,20	-0,20	0,10	-0,20
I. D	N [kN]	-1000,00	4,89	-990,60	-990,60	-990,60	4,89	-1000,00
	M [kNm]	0,00	63,63	63,63	63,63	63,63	63,63	0,00
	$\sigma^h$ [MPa]	-0,20	-0,10	-0,20	-0,20	-0,20	-0,10	-0,20
	$\sigma_d$ [MPa]	-0,20	0,10	-0,20	-0,20	-0,20	0,10	-0,20
I. E	N [kN]	-1000,00	5,86	-986,54	-986,54	-986,54	5,86	-1000,00
	M [kNm]	0,00	91,07	91,07	91,07	91,07	91,07	0,00
	$\sigma^h$ [MPa]	-0,20	-0,10	-0,20	-0,20	-0,20	-0,10	-0,20
	$\sigma_d$ [MPa]	-0,20	0,10	-0,20	-0,20	-0,20	0,10	-0,20
I. F	N [kN]	-1000,00	6,87	-984,90	-984,90	-984,90	6,87	-1000,00
	M [kNm]	0,00	102,17	102,17	102,17	102,17	102,17	0,00
	$\sigma^h$ [MPa]	-0,20	-0,10	-0,20	-0,20	-0,20	-0,10	-0,20
	$\sigma_d$ [MPa]	-0,20	0,10	-0,20	-0,20	-0,20	0,10	-0,20
I. G	N [kN]	-1000,00	7,17	-983,52	-983,52	-983,52	7,17	-1000,00
	M [kNm]	0,00	111,55	111,55	111,55	111,55	111,55	0,00
	$\sigma^h$ [MPa]	-0,20	-0,10	-0,20	-0,20	-0,20	-0,10	-0,20
	$\sigma_d$ [MPa]	-0,20	0,10	-0,20	-0,20	-0,20	0,10	-0,20
I. H	N [kN]	-1000,00	8,10	-981,39	-981,39	-981,39	8,10	-1000,00
	M [kNm]	0,00	125,94	125,94	125,94	125,94	125,94	0,00
	$\sigma^h$ [MPa]	-0,20	-0,10	-0,20	-0,20	-0,20	-0,10	-0,20
	$\sigma_d$ [MPa]	-0,20	0,10	-0,20	-0,20	-0,20	0,10	-0,20
II. A	N [kN]	-1000,00	3,88	-992,93	-992,93	-992,93	3,88	-1000,00
	M [kNm]	0,00	47,87	47,87	47,87	47,87	47,87	0,00
	$\sigma^h$ [MPa]	-0,20	-0,10	-0,20	-0,20	-0,20	-0,10	-0,20
	$\sigma_d$ [MPa]	-0,20	0,10	-0,20	-0,20	-0,20	0,10	-0,20
II. B	N [kN]	-1000,00	5,34	-987,72	-987,72	-987,72	5,34	-1000,00
	M [kNm]	0,00	83,07	83,07	83,07	83,07	83,07	0,00
	$\sigma^h$ [MPa]	-0,20	-0,10	-0,20	-0,20	-0,20	-0,10	-0,20
	$\sigma_d$ [MPa]	-0,20	0,10	-0,20	-0,20	-0,20	0,10	-0,20
II. C	N [kN]	-1000,00	7,02	-983,86	-983,86	-983,86	7,02	-1000,00
	M [kNm]	0,00	109,24	109,24	109,24	109,24	109,24	0,00
	$\sigma^h$ [MPa]	-0,20	-0,10	-0,20	-0,20	-0,20	-0,10	-0,20
	$\sigma_d$ [MPa]	-0,20	0,10	-0,20	-0,20	-0,20	0,10	-0,20
II. D	N [kN]	-1000,00	8,14	-981,29	-981,29	-981,29	8,14	-1000,00
	M [kNm]	0,00	126,60	126,60	126,60	126,60	126,60	0,00
	$\sigma^h$ [MPa]	-0,20	-0,10	-0,20	-0,20	-0,20	-0,10	-0,20
	$\sigma_d$ [MPa]	-0,20	0,10	-0,20	-0,20	-0,20	0,10	-0,20



Obr. 6.6: Průběh momentů od předpětí pro varianty I. A až I. H



Obr. 6.7: Průběh momentů od předpětí pro varianty II. A až II. D

Pro přehlednost průběhů vnitřních sil byla konstrukce v grafech rozdělena na příčel a stojky. Vlastní tíha konstrukci nejvíce zatěžuje v polovině rozpětí příčle. Ve variantě *I. A*, která má velice subtilní stojky, moment v poli dosahuje několikanásobné hodnoty momentu v rámovém rohu. Se zvyšující se tuhostí stojky dochází k redistribuci momentů a částečnému vyrovnání, jak je vidět ve variantě *I. H* nebo *II. D*, kde jsou momenty téměř totožné.

Průběhy momentů od ostatního stálého zatížení a svislého zatížení dopravou kopírují tendenci momentů od vlastní tíhy, avšak s rozdílnými hodnotami. Způsob chování konstrukce je ale totožný.

Naopak u zatěžovacích stavů oteplení a ochlazení konstrukce, tuhost stojky ovlivňuje průběh momentů přesně naopak než u svislých silových zatížení. Příliš tuhé stojky totiž kladou velký odpor příčli, která vlivem nesilových zatížení mění svou délku. Vlivem tuhých stojek je tedy na konstrukci vyvolán maximální moment buď u dolních, nebo horních vláken, v závislosti na zatížení. U subtilních stojek je moment od tohoto zatížení menší.

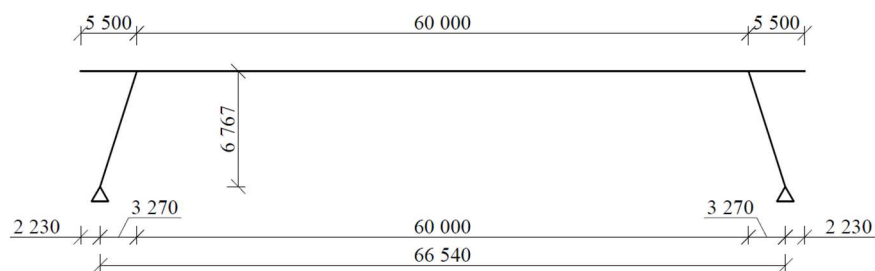
Odezva konstrukce na předpětí tvořené dvojicí sil je totožná s odezvou od ochlazení, pouze zde dosahuje větších hodnot.

Z provedených výpočtů a analýz lze závěrem říci, že od svislých silových zatížení i zatížení nesilových vzniká v rámovém rohu moment, který vzrůstá s tuhostí stojky. Neplatí zde tedy pravidlo zvětšování rozměru průřezu. S vzrůstajícím rozměrem stojky dochází k většímu odporu konstrukce a výrazně větším momentovým účinkům v rohu. Z grafů je zřejmé, že při návrhu je nutné hledat ideální poměr momentů v poli a v rámovém rohu. U příliš subtilních stojek vzniká v příčli uprostřed pole takový moment, na který může být obtížné navrhnout výztuž. U masivních stojek naopak dochází prakticky k vyrovnání momentů v poli a v rohu. Pro co nejefektivnější návrh je nutné najít vhodný poměr obou momentů.

## 5 Návrh konstrukce

### 5.1 Rozměry a statické schéma

Na základě parametrické studie v předchozí kapitole byla pro podrobný návrh a posouzení konstrukce vybrána varianta *II. D*, s rozměry stojky 1 m v patě a 2,5 m ve vrcholu. Rozměry příčného řezu byly zachovány stejné jako v případě 2. fáze parametrické studie (obr. 4.7). Konstrukce byla navržena jako dvojkolbový rám, s klouby umístěnými v patách stojek (obr. 6.8).



Obr. 6.8: Statické schéma konstrukce s rozměry

### 5.2 Materiály

#### 5.2.1. Beton

Pro konstrukci byl vybrán beton třídy C50/60 – XF2 + XD1 + XC4. Pevnost betonu v tlaku  $f_{ck} = 50$  MPa, v tahu pak  $f_{ctm} = 4,1$  MPa. Modul pružnosti betonu dané třídy je pak  $E_{cm} = 37$  GPa.

#### 5.2.2. Předpínací výztuž

Jako předpínací výztuž byla vybrána lana s označením Y 1860 S7 - 15,3, která mají charakteristickou pevnost  $f_{pk} = 1860$  MPa a smluvní mez kluzu  $f_{p0,1,k} = 1640$  MPa. Plocha jednoho lana je  $A_{p,l} = 140$  mm<sup>2</sup>. Modul pružnosti předpínací oceli je pak stanoven na hodnotu  $E = 195$  GPa.

#### 5.2.3. Betonářská výztuž

Pro vyztužení příčného směru konstrukce byla navržena betonářská výztuž B500 s tažností B a mezí kluzu  $f_{yk} = 500$  MPa a modulem pružnosti  $E = 200$  GPa.

### 5.3 Zatěžovací stavy

V této kapitole jsou podrobně rozebrány všechny zatěžovací stavy konstrukce. Oproti parametrické studii zde byl uvažován ještě stav poklesu podpory. V bakalářské práci nebylo uvažováno zatížení větrem.

#### 5.3.1 Vlastní tíha

Konstrukce byla navržena z betonu C 50/60 s objemovou hmotností  $2500 \text{ kg/m}^3$  a oceli B500 s tažností B. Vlastní tíha byla generována automaticky v programu SCIA Engineer 16. 1. 62.

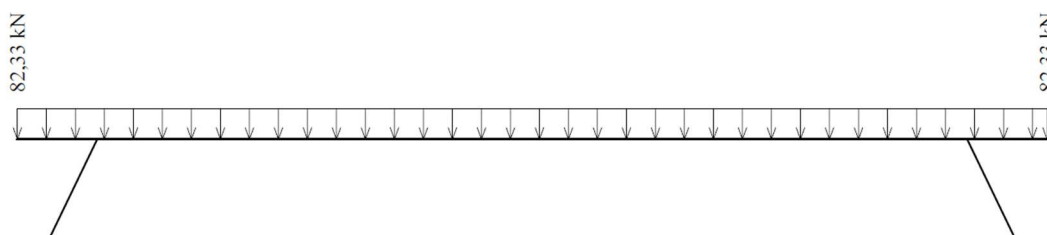
#### 5.3.2 Ostatní stálé zatížení

Na konstrukci bylo navrženo průběžné kolejové lože, vodotěsná izolace nosné konstrukce z asfaltových pásů, ochrana izolace z litého asfaltu a dále železobetonové římsy (obr. 4.8).

Tab. 11: Ostatní stálé zatížení

Římsy	$25 \text{ kN/m}^3 \times 0,4 \text{ m}^2 \times 2$	=	20	kN/m
Izolace	$14 \text{ kN/m}^3 \times 6,2 \text{ m} \times 0,01 \text{ m}$	=	0,868	kN/m
Ochrana Izolace	$24 \text{ kN/m}^3 \times 6,2 \text{ m} \times 0,03 \text{ m}$	=	4,464	kN/m
Štěrkové lože	$20 \text{ kN/m}^3 \times 2,5 \text{ m}^2$	=	50	kN/m
Kolejnice	$0,6 \text{ kN/m} \times 2$	=	1,2	kN/m
Pražce (á 0,6m)		=	4,8	kN/m
Zábradlí (odhad)		=	1	kN/m
		$\Sigma =$	82,332	kN/m

Konstrukce byla zatížena rovnoměrným spojitým zatížením na příčli o velikosti  $82,33 \text{ kN/m}$ .



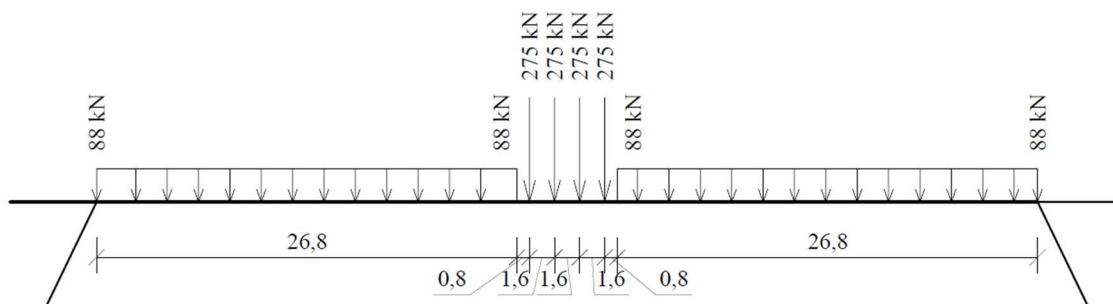
Obr. 6.9: Ostatní stálé zatížení schéma

#### 5.3.3 Doprava

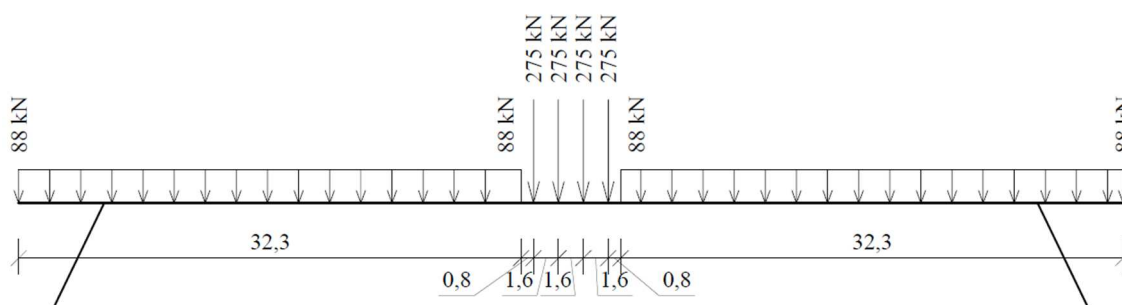
ČSN EN 1991-2 rozlišuje celkově pět svislých zatížení na železničních mostech. Při návrhu tohoto mostu byl použit pouze Model zatížení 71 přenásobený součinitelem  $\alpha$ , který je pro tratě 3. třídy roven 1,10. Model SW/0 se používá pouze pro spojitě mosty, příčel mostu

byla při návrhu uvažována jako nosník s převislými konci. Model SW/2 se používá pro tratě 1. třídy, tudíž se v návrhu také neuplatní. Další svislé zatížení je model HSLM, který se používá pro osobní vlaky jedoucí rychlostí vyšší než 200 km/hod. Poslední svislé zatížení pro železniční mosty je pak model nezatížený vlak. Tento model se využívá pro některá specifická ověření a je charakterizován rovnoměrným zatížením s charakteristickou hodnotou 10kN/m. Při návrhu tohoto mostu nerozhoduje.

Svislé zatížení od dopravy bylo pro dosažení nejnepříznivějších výsledků rozděleno do tří kroků. V prvním kroku byla příčel zatížena rovnoměrným spojitým zatížením pouze mezi rámovými rohy. Toto uspořádání vyvolává maximální moment na příčli v bodě 10 a v rámové stojce v bodě 5B. V druhém kroku bylo spojitě rovnoměrné zatížení umístěno i na převislé konce, toto uspořádání vyvolává maximální moment na příčli v bodě 5C. Pro dosažení maximálního momentu na příčli v bodě 5A byl zvolen zatěžovací stav, ve kterém jsou všechny osamělé síly umístěny na krátké konzole.



Obr. 7.0: Model zatížení 71 v prvním kroku



Obr. 7.1: Model zatížení 71 v druhém kroku

Další zatížení od dopravy ovlivňující návrh mostu je boční ráz, který se již řadí mezi vodorovná zatížení. V normě je jeho hodnota stanovena charakteristickou hodnotou  $Q_{sk} = 100$  kN a uvažuje se jako osamělá síla působící vodorovně v úrovni temene kolejnic. Hodnota se násobí součinitelem  $\alpha$ . Zatížení od bočního rázu nebylo v návrhu uvažováno.

Při návrhu mostu je přirozeně nutné zohlednit možnost, že vlak na mostě akceleruje a deceleruje. Z toho plyne další vodorovné zatížení a to sice rozjezdové a brzdné síly.



Ty působí v úrovni temene kolejnic v podélném směru koleje. Charakteristické hodnoty uvedeny v normě jsou:

Rozjezdová síla:

$$Q_{lak} = a \times 33 \times L \leq 1000 \text{ kN}$$

$$Q_{lak} = 1,10 \times 33 \times 71,0 = 2577 \text{ kN} \rightarrow Q_{lak} = 1000 \text{ kN}$$

Brzdná síla:

$$Q_{lbk} = a \times 20 \times L \leq 6000 \text{ kN}$$

$$Q_{lbk} = 1,10 \times 20 \times 71,0 = 1562 \text{ kN} \rightarrow Q_{lbk} = 1562 \text{ kN}$$

Rozhoduje brzdná síla:  $Q_{lbk} = 1562 \text{ kN}$

Dále by na konstrukci měly být zkoumány dynamické účinky. Dynamická analýza je obecně dle normy požadována u mostů s předpokládanou traťovou rychlostí vyšší než 200 km/hod. Zde uvádíme pro úplnost pouze výpočet dynamického součinitele  $\Phi$ , dynamické účinky nejsou v bakalářské práci uvažovány.

Náhradní délka:

$$L_{\Phi} = k \times L_m = 1,3 \times \frac{1}{3} \times (5,5 + 5,5 + 5 + 5 + 60) = 35,1 \text{ m}$$

Pro standardně udržovanou kolej:

$$\Phi = \frac{2,16}{\sqrt{L_{\Phi}} - 0,2} + 0,73 = \frac{2,16}{\sqrt{35,1} - 0,2} + 0,73 = 1,107$$

### 5.3.4 Oteplení a ochlazení konstrukce

Při návrhu je také nutné zohlednit chování konstrukce při teplotních změnách. Jelikož se jedná o rámovou konstrukci s tuhými stojkami, je nutné uvažovat rovnoměrnou změnu teploty konstrukce, ale i změnu teploty nerovnoměrnou. Dle ČSN EN 1991-1-5 lze pro 3. typ: betonová nosná konstrukce použít lineární průběh změny teploty.

Teploty vzduchu jsou rovny hodnotám  $T_{\min} = -40 \text{ °C}$  a  $T_{\max} = 40 \text{ °C}$ . Teploty mostu se pak vypočítají ze vztahů  $T_{e,\min} = T_{\min} + 8 \text{ °C}$  a  $T_{e,\max} = T_{\max} + 1,5 \text{ °C}$ . Teploty mostu vychází  $T_{e,\min} = -32 \text{ °C}$  a  $T_{e,\max} = 41,5 \text{ °C}$ .

Charakteristická hodnota maximálního rozsahu rovnoměrné složky teploty pro výpočet zkrácení mostu  $\Delta T_{N,\text{con}}$  se určí ze vztahu:

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min} = 10 - (-32) = -42 \text{ °C}$$

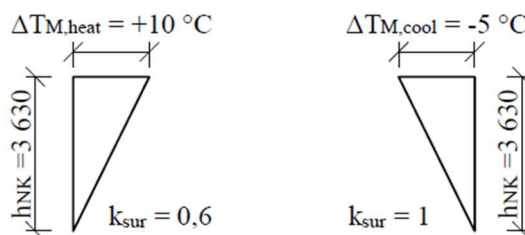
Charakteristická hodnota maximálního rozsahu rovnoměrné složky teploty pro výpočet prodloužení mostu  $\Delta T_{N,exp}$  se určí ze vztahu:

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 41,5 - 10 = 31,5 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Celkový rozsah rovnoměrné složky teploty mostu je:

$$\Delta T_N = T_{e,max} - T_{e,min} = 41,5 - (-32) = 73,5 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Účinky svislých rozdílů teplot mezi dolním a horním povrchem nosné konstrukce se uvažují pomocí ekvivalentních složek teploty  $\Delta T_{M,heat}$  a  $\Delta T_{M,cool}$ .



Obr. 7.2: Schéma lineárního průběhu teploty

### 5.3.5. Pokles podpor

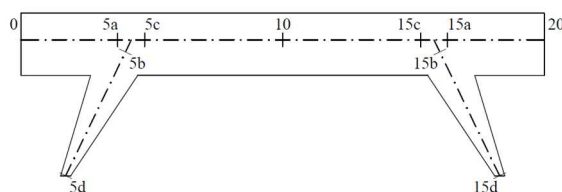
Posledním zatěžovacím stavem při návrhu mostu byl pokles podpor. Byly uvažovány dva oddělené zatěžovací stavy. V každém poklesla jedna z podpor o 50 mm ve svislém směru. Vzhledem ke statickému uložení ale pokles podpor nevyvolal na konstrukci žádné momentové síly.

## 5.4 Vnitřní síly

Vnitřní síly byly vypočítány pomocí výpočetního programu SCIA Engineer 16. 1. 62. Zde uvádíme výsledné hodnoty v rozhodujících průřezech konstrukce v přehledné tabulce.

Tab. 12: Vnitřní síly na příčli

Zatížení	$M_{5A,k}$ [MNm]		$M_{5C,k}$ [MNm]		$M_{10,k}$ [MNm]		$M_{15C,k}$ [MNm]		$M_{15A,k}$ [MNm]	
	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max
$g_0$	-1,935		-28,399		29,172		-28,399		-1,935	
$(g-g_0)$	-1,245		-18,231		18,818		-18,213		-1,245	
LM71	-3,410		-22,410		25,123		-22,410		-3,410	
Brzdění	0	0,000	-4,766	4,766	0,000	0,000	-4,766	4,766	0,000	0,000
Teplotní účinky	-7,759	10,345	-7,759	10,345	-7,759	10,345	-7,759	10,345	-7,759	10,345



Obr. 7.3: Schéma konstrukce s řezy pro tabulku vnitřních sil

Tab. 13: Vnitřní síly na stojce

Zatížení	M <sub>5B,k</sub> [MNm]		M <sub>5D,k</sub> [MNm]		N <sub>5B,k</sub> [MN]		N <sub>5D,k</sub> [MN]	
	min	max	min	max	min	max	min	max
g <sub>0</sub>	-27,106		0,000		-7,003		-7,699	
(g-g <sub>0</sub> )	-16,985		0,000		-4,338		-4,338	
LM71	-22,096		0,000		-5,198		-5,198	
Brždění	-4,766	4,766	0,000	0,000	-0,483	0,483	-0,483	0,483
Teplotní účinky	-7,759	10,345	0	0,000	-0,499	0,665	-0,499	0,665

## 5.5 Kombinace

### 5.5.1 Mezní stav použitelnosti

Při ověření konstrukce v mezních stavech použitelnosti se musí ověřit podmínka:

$$E_d \leq C_d \quad , \quad \text{kde:}$$

$E_d$  je návrhová hodnota účinku zatížení stanovená v kritériu použitelnosti a určena na základě příslušné kombinace

$C_d$  je návrhová hodnota příslušného kritéria použitelnosti

V mezním stavu použitelnosti použijeme následující kombinace:

Charakteristická kombinace zatížení (pro nevratné mezní stavy):

$$\Sigma G_{k,j} + P + Q_{k,j} + \Sigma \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Častá kombinace zatížení (pro vratné mezní stavy):

$$\Sigma G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \Sigma \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Kvazistálá kombinace zatížení (pro dlouhodobé účinky a deformace):

$$\Sigma G_{k,j} + P + \Sigma \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Sestavíme kombinace s využitím sestav *gr11* a *gr12*. Sestavy *gr13* a *gr14* jsou v našem případě totožné, jelikož neuvažujeme vliv bočního rázu a trať je v přímém úseku, tudíž se neuplatní ani odstředivá síla.

### **Ohybový moment $M_{5A,max}$**

#### ***Kombinace se sestavou zatížení gr11:***

##### *Charakteristická kombinace*

$$\Sigma G_{k,j} + P + Q_{k,j} + \Sigma \Psi_{0,i} Q_{k,i} = -1,935 - 1,245 + (1 \times -3,410 + 1 \times 0) + 0,6 \times 10,345 = -0,383 \text{ MNm}$$

##### *Častá kombinace*

$$\Sigma G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \Sigma \Psi_{2,i} Q_{k,i} = -1,935 - 1,245 + 0,8 \times (1 \times -3,410 + 1 \times 0) + 0,5 \times 10,345 = -0,736 \text{ MNm}$$

##### *Kvazistálá kombinace*

$$\Sigma G_{k,j} + P + \Sigma \Psi_{2,i} Q_{k,i} = -1,935 - 1,245 + 0 \times (1 \times -3,410 + 1 \times 0) + 0,5 \times 10,345 = 1,993 \text{ MNm}$$

#### ***Kombinace se sestavou zatížení gr12:***

$$\text{Charakteristická kombinace: } M_{5A,max,k} = -1,935 - 1,245 + (1 \times -3,410 + 0,5 \times 0) + 0,6 \times 10,345 = -0,383 \text{ MNm}$$

$$\text{Častá kombinace: } M_{5A,max,k} = -1,935 - 1,245 + 0,8 \times (1 \times -3,410 + 0,5 \times 0) + 0,5 \times 10,345 = -0,736 \text{ MNm}$$

$$\text{Kvazistálá kombinace: } M_{5A,max,k} = -1,935 - 1,245 + 0 \times (1 \times -3,410 + 0,5 \times 0) + 0,5 \times 10,345 = 1,993 \text{ MNm}$$

### **Ohybový moment $M_{5A,min}$**

#### ***Kombinace se sestavou zatížení gr11:***

$$\text{Charakteristická kombinace: } M_{5A,min,k} = -1,935 - 1,245 + (1 \times -3,410 + 1 \times 0) - 0,6 \times 7,759 = -11,245 \text{ MNm}$$

$$\text{Častá kombinace: } M_{5A,min,k} = -1,935 - 1,245 + 0,8 \times (1 \times -3,410 + 1 \times 0) - 0,5 \times 7,759 = -9,788 \text{ MNm}$$

$$\text{Kvazistálá kombinace: } M_{5A,min,k} = -1,935 - 1,245 + 0 \times (1 \times -3,410 + 1 \times 0) - 0,5 \times 7,759 = -7,060 \text{ MNm}$$

***Kombinace se sestavou zatížení gr12:***

*Charakteristická kombinace:*  $M_{5A,min,k} = -1,935 - 1,245 + (1 \times -3,410 + 0,5 \times 0) - 0,6 \times 7,759 = -11,245 \text{ MNm}$

*Častá kombinace:*  $M_{5A,min,k} = -1,935 - 1,245 + 0,8 \times (1 \times -3,410 + 0,5 \times 0) - 0,5 \times 7,759 = -9,788 \text{ MNm}$

*Kvazistálá kombinace:*  $M_{5A,min,k} = -1,935 - 1,245 + 0 \times (1 \times -3,410 + 0,5 \times 0) - 0,5 \times 7,759 = -7,060 \text{ MNm}$

**Ohybový moment  $M_{5C,max}$**

***Kombinace se sestavou zatížení gr11:***

*Charakteristická kombinace:*  $M_{5C,max,k} = -28,399 - 18,231 + (1 \times -22,410 + 1 \times +4,766) + 0,6 \times 10,345 = -58,067 \text{ MNm}$

*Častá kombinace:*  $M_{5C,max,k} = -28,399 - 18,231 + 0,8 \times (1 \times -22,410 + 1 \times +4,766) + 0,5 \times 10,345 = -55,573 \text{ MNm}$

*Kvazistálá kombinace:*  $M_{5C,max,k} = -28,399 - 18,231 + 0 \times (1 \times -22,410 + 1 \times +4,766) + 0,5 \times 10,345 = -41,458 \text{ MNm}$

***Kombinace se sestavou zatížení gr12:***

*Charakteristická kombinace:*  $M_{5C,max,k} = -28,399 - 18,231 + (1 \times -22,410 + 0,5 \times +4,766) + 0,6 \times 10,345 = -60,450 \text{ MNm}$

*Častá kombinace:*  $M_{5C,max,k} = -28,399 - 18,231 + 0,8 \times (1 \times -22,410 + 0,5 \times +4,766) + 0,5 \times 10,345 = -57,479 \text{ MNm}$

*Kvazistálá kombinace:*  $M_{5C,max,k} = -28,399 - 18,231 + 0 \times (1 \times -22,410 + 0,5 \times +4,766) + 0,5 \times 10,345 = -41,458 \text{ MNm}$

**Ohybový moment  $M_{5C,min}$**

***Kombinace se sestavou zatížení gr11:***

*Charakteristická kombinace:*  $M_{5C,min,k} = -28,399 - 18,231 + (1 \times -22,410 + 1 \times -4,766) - 0,6 \times 7,759 = -78,461 \text{ MNm}$

Častá kombinace:  $M_{5C,min,k} = -28,399 - 18,231 + 0,8 \times (1 \times -22,410 + 1 \times -4,766) - 0,5 \times 7,759 = -72,250 \text{ MNm}$

Kvazistálá kombinace:  $M_{5C,min,k} = -28,399 - 18,231 + 0 \times (1 \times -22,410 + 1 \times -4,766) - 0,5 \times 7,759 = -50,510 \text{ MNm}$

**Kombinace se sestavou zatížení gr12:**

Charakteristická kombinace:  $M_{5C,min,k} = -28,399 - 18,231 + (1 \times -22,410 + 0,5 \times -4,766) - 0,6 \times 7,759 = -76,078 \text{ MNm}$

Častá kombinace:  $M_{5C,min,k} = -28,399 - 18,231 + 0,8 \times (1 \times -22,410 + 0,5 \times -4,766) - 0,5 \times 7,759 = -70,344 \text{ MNm}$

Kvazistálá kombinace:  $M_{5C,min,k} = -28,399 - 18,231 + 0 \times (1 \times -22,410 + 0,5 \times -4,766) - 0,5 \times 7,759 = -50,510 \text{ MNm}$

**Ohybový moment  $M_{10,max}$**

**Kombinace se sestavou zatížení gr11:**

Charakteristická kombinace:  $M_{10,max,k} = 29,172 + 18,818 \times (1 \times 25,123 + 1 \times 0) + 0,6 \times 10,345 = 79,320 \text{ MNm}$

Častá kombinace:  $M_{10,max,k} = 29,172 + 18,818 + 0,8 \times (1 \times 25,123 + 1 \times 0) + 0,5 \times 10,345 = 73,261 \text{ MNm}$

Kvazistálá kombinace:  $M_{10,max,k} = 29,172 + 18,818 + 0 \times (1 \times 25,123 + 1 \times 0) + 0,5 \times 10,345 = 53,163 \text{ MNm}$

**Kombinace se sestavou zatížení gr12:**

Charakteristická kombinace:  $M_{10,max,k} = 29,172 + 18,818 \times (1 \times 25,123 + 0,5 \times 0) + 0,6 \times 10,345 = 79,320 \text{ MNm}$

Častá kombinace:  $M_{10,max,k} = 29,172 + 18,818 + 0,8 \times (1 \times 25,123 + 0,5 \times 0) + 0,5 \times 10,345 = 73,261 \text{ MNm}$

Kvazistálá kombinace:  $M_{10,max,k} = 29,172 + 18,818 + 0 \times (1 \times 25,123 + 0,5 \times 0) + 0,5 \times 10,345 = 53,163 \text{ MNm}$

### **Ohybový moment $M_{10,min}$**

#### ***Kombinace se sestavou zatížení gr11:***

$$\text{Charakteristická kombinace: } M_{10,min,k} = 29,172 + 18,818 \times (1 \times 25,123 + 1 \times 0) - 0,6 \times 7,759 = \mathbf{68,458 \text{ MNm}}$$

$$\text{Častá kombinace: } M_{10,min,k} = 29,172 + 18,818 + 0,8 \times (1 \times 25,123 + 1 \times 0) - 0,5 \times 7,759 = \mathbf{64,209 \text{ MNm}}$$

$$\text{Kvazistálá kombinace: } M_{10,min,k} = 29,172 + 18,818 + 0 \times (1 \times 25,123 + 1 \times 0) - 0,5 \times 7,759 = \mathbf{44,111 \text{ MNm}}$$

#### ***Kombinace se sestavou zatížení gr12:***

$$\text{Charakteristická kombinace: } M_{10,min,k} = 29,172 + 18,818 \times (1 \times 25,123 + 0,5 \times 0) - 0,6 \times 7,759 = \mathbf{68,458 \text{ MNm}}$$

$$\text{Častá kombinace: } M_{10,min,k} = 29,172 + 18,818 + 0,8 \times (1 \times 25,123 + 0,5 \times 0) - 0,5 \times 7,759 = \mathbf{64,209 \text{ MNm}}$$

$$\text{Kvazistálá kombinace: } M_{10,min,k} = 29,172 + 18,818 + 0 \times (1 \times 25,123 + 0,5 \times 0) - 0,5 \times 7,759 = \mathbf{44,111 \text{ MNm}}$$

### **Ohybový moment $M_{5B,max}$**

#### ***Kombinace se sestavou zatížení gr11:***

$$\text{Charakteristická kombinace: } M_{5B,max,k} = -27,106 - 16,985 + (-1 \times 22,096 + 1 \times 4,766) + 0,6 \times 10,345 = \mathbf{-55,214 \text{ MNm}}$$

$$\text{Častá kombinace: } M_{5B,max,k} = -27,106 - 16,985 + 0,8 \times (-1 \times 22,096 + 1 \times 4,766) + 0,5 \times 10,345 = \mathbf{-52,783 \text{ MNm}}$$

$$\text{Kvazistálá kombinace: } M_{5B,max,k} = -27,106 - 16,985 + 0 \times (-1 \times 22,096 + 1 \times 4,766) + 0,5 \times 10,345 = \mathbf{-38,919 \text{ MNm}}$$

#### ***Kombinace se sestavou zatížení gr12:***

$$\text{Charakteristická kombinace: } M_{5B,max,k} = -27,106 - 16,985 + (-1 \times 22,096 + 0,5 \times 4,766) + 0,6 \times 10,345 = \mathbf{-57,597 \text{ MNm}}$$

Častá kombinace:  $M_{5B,max,k} = -27,106 - 16,985 + 0,8 \times (-1 \times 22,096 + 0,5 \times 4,766) + 0,5 \times 10,345 = -54,689 \text{ MNm}$

Kvazistálá kombinace:  $M_{5B,max,k} = -27,106 - 16,985 + 0 \times (-1 \times 22,096 + 0,5 \times 4,766) + 0,5 \times 10,345 = -38,919 \text{ MNm}$

### Ohybový moment $M_{5B,min}$

#### **Kombinace se sestavou zatížení gr11:**

Charakteristická kombinace:  $M_{5B,min,k} = -27,106 - 16,985 + (-1 \times 22,096 - 1 \times 4,766) - 0,6 \times 7,759 = -75,608 \text{ MNm}$

Častá kombinace:  $M_{5B,min,k} = -27,106 - 16,985 + 0,8 \times (-1 \times 22,096 - 1 \times 4,766) - 0,5 \times 7,759 = -69,460 \text{ MNm}$

Kvazistálá kombinace:  $M_{5B,min,k} = -27,106 - 16,985 + 0 \times (-1 \times 22,096 - 1 \times 4,766) - 0,5 \times 7,759 = -47,971 \text{ MNm}$

#### **Kombinace se sestavou zatížení gr12:**

Charakteristická kombinace:  $M_{5B,min,k} = -27,106 - 16,985 + (-1 \times 22,096 - 0,5 \times 4,766) - 0,6 \times 7,759 = -73,225 \text{ MNm}$

Častá kombinace:  $M_{5B,min,k} = -27,106 - 16,985 + 0,8 \times (-1 \times 22,096 - 0,5 \times 4,766) - 0,5 \times 7,759 = -67,554 \text{ MNm}$

Kvazistálá kombinace:  $M_{5B,min,k} = -27,106 - 16,985 + 0 \times (-1 \times 22,096 - 0,5 \times 4,766) - 0,5 \times 7,759 = -47,971 \text{ MNm}$

### Normálová síla $N_{5B,max}$

#### **Kombinace se sestavou zatížení gr11:**

Charakteristická kombinace:  $N_{5B,max,k} = -7,003 - 4,338 + (-1 \times 5,198 + 1 \times 0,483) + 0,6 \times 0,665 = -15,657 \text{ MN}$

Častá kombinace:  $N_{5B,max,k} = -7,003 - 4,338 + 0,8 \times (-1 \times 5,198 + 1 \times 0,483) + 0,5 \times 0,665 = -14,781 \text{ MN}$

Kvazistálá kombinace:  $N_{5B,max,k} = -7,003 - 4,338 + 0 \times (-1 \times 5,198 + 1 \times 0,483) + 0,5 \times 0,665 = -11,009 \text{ MN}$



***Kombinace se sestavou zatížení gr12:***

*Charakteristická kombinace:*  $N_{5B,max,k} = -7,003 - 4,338 + (-1 \times 5,198 + 0,5 \times 0,483) + 0,6 \times 0,665 = -15,899 \text{ MN}$

*Častá kombinace:*  $N_{5B,max,k} = -7,003 - 4,338 + 0,8 \times (-1 \times 5,198 + 0,5 \times 0,483) + 0,5 \times 0,665 = -14,974 \text{ MN}$

*Kvazistálá kombinace:*  $N_{5B,max,k} = -7,003 - 4,338 + 0 \times (-1 \times 5,198 + 0,5 \times 0,483) + 0,5 \times 0,665 = -11,009 \text{ MN}$

**Normálová síla  $N_{5B,min}$**

***Kombinace se sestavou zatížení gr11:***

*Charakteristická kombinace:*  $N_{5B,min,k} = -7,003 - 4,338 + (-1 \times 5,198 - 1 \times 0,483) - 0,6 \times 0,499 = -17,321 \text{ MN}$

*Častá kombinace:*  $N_{5B,min,k} = -7,003 - 4,338 + 0,8 \times (-1 \times 5,198 - 1 \times 0,483) - 0,5 \times 0,499 = -16,135 \text{ MN}$

*Kvazistálá kombinace:*  $N_{5B,min,k} = -7,003 - 4,338 + 0 \times (-1 \times 5,198 + 1 \times 0,483) - 0,5 \times 0,499 = -11,591 \text{ MN}$

***Kombinace se sestavou zatížení gr12:***

*Charakteristická kombinace:*  $N_{5B,min,k} = -7,003 - 4,338 + (-1 \times 5,198 - 0,5 \times 0,483) - 0,6 \times 0,499 = -17,080 \text{ MN}$

*Častá kombinace:*  $N_{5B,min,k} = -7,003 - 4,338 + 0,8 \times (-1 \times 5,198 - 0,5 \times 0,483) - 0,5 \times 0,499 = -15,942 \text{ MN}$

*Kvazistálá kombinace:*  $N_{5B,min,k} = -7,003 - 4,338 + 0 \times (-1 \times 5,198 + 0,5 \times 0,483) - 0,5 \times 0,499 = -11,591 \text{ MN}$

Tab. 14: Přehled vnitřních sil příčle – kombinace zatížení pro MSP

Ses. Zat.	Komb.	M <sub>5A,k</sub>		M <sub>5C,k</sub>		M <sub>10,k</sub>		M <sub>15C,k</sub>		M <sub>15A,k</sub>	
		max. [MNm]	min. [MNm]	max. [MNm]	min. [MNm]	max. [MNm]	min. [MNm]	max. [MNm]	min. [MNm]	max. [MNm]	min. [MNm]
gr11	Charakt.	-0,383	-11,245	-58,067	-78,461	79,320	68,458	-58,067	-78,461	-0,383	-11,245
	Častá	-0,736	-9,788	-55,573	-72,250	73,261	64,209	-55,573	-72,250	-0,736	-9,788
	Kvazist.	1,993	-7,060	-41,458	-50,510	53,163	44,111	-41,458	-50,510	1,993	-7,060
gr12	Charakt.	-0,383	-11,245	-60,450	-76,078	79,320	68,458	-60,450	-76,078	-0,383	-11,245
	Častá	-0,736	-9,788	-57,479	-70,344	73,261	64,209	-57,479	-70,344	-0,736	-9,788
	Kvazist.	1,993	-7,060	-41,458	-50,510	53,163	44,111	-41,458	-50,510	1,993	-7,060

Tab. 15: Přehled vnitřních sil stojky – kombinace zatížení pro MSP

Sestava zatížení	Komb.	M <sub>5B,k</sub>		N <sub>5B,k</sub>	
		max. [MNm]	min. [MNm]	max. [MN]	min. [MN]
gr11	Charakt.	-55,214	-75,608	-15,657	-17,321
	Častá	-52,783	-69,460	-14,781	-16,135
	Kvazist.	-38,919	-47,971	-11,009	-11,591
gr12	Charakt.	-57,597	-73,225	-15,899	-17,080
	Častá	-54,689	-67,554	-14,974	-15,942
	Kvazist.	-38,919	-47,971	-11,009	-11,591

### 5.5.2 Mezní stav únosnosti

V našem případě bylo uvažováno s mezním stavem pevnosti nebo nadměrných deformací průřezu nebo prvku. V tomto mezním stavu musí být splněna podmínka:

$$E_d \leq R_d \quad , \quad \text{kde:}$$

$E_d$  je návrhová hodnota účinku zatížení

$R_d$  je návrhová hodnota příslušné únosnosti

V mezním stavu únosnosti použijeme následující kombinace:

Vztah 6.10a dle ČSN EN 1990

$$\Sigma \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} \Psi_{0,1} Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Vztah 6.10b dle ČSN EN 1990

$$\Sigma \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

### Ohybový moment $M_{5A,max}$

#### *Kombinace se sestavou zatížení gr11:*

$$6.10a: \quad \Sigma \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} \Psi_{0,1} Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} = 1,35 \times (-1,935) - 1,35 \times 1,245 + 1,45 \times 0,8 \times (-1 \times 3,410 - 1 \times 0) + 1,5 \times 0,6 \times 10,345 = \mathbf{1,062 \text{ MNm}}$$

$$6.10b: \quad \Sigma \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} = 0,85 \times 1,35 \times (-1,935) - 0,85 \times 1,35 \times 1,245 + 1,45 \times (-1 \times 3,410 - 1 \times 0) + 1,5 \times 0,6 \times 10,345 = \mathbf{0,717 \text{ MNm}}$$

#### *Kombinace se sestavou zatížení gr12:*

$$6.10a: \quad M_{5A,max,d} = 1,35 \times (-1,935) - 1,35 \times 1,245 + 1,45 \times 0,8 \times (-1 \times 3,410 - 0,5 \times 0) + 1,5 \times 0,6 \times 10,345 = \mathbf{1,062 \text{ MNm}}$$

$$6.10b: \quad M_{5A,max,d} = 0,85 \times 1,35 \times (-1,935) - 0,85 \times 1,35 \times 1,245 + 1,45 \times (-1 \times 3,410 - 0,5 \times 0) + 1,5 \times 0,6 \times 10,345 = \mathbf{0,717 \text{ MNm}}$$

### Ohybový moment $M_{5A,min}$

#### *Kombinace se sestavou zatížení gr11:*

$$6.10a: \quad M_{5A,min,d} = 1,35 \times (-1,935) - 1,35 \times 1,245 + 1,45 \times 0,8 \times (-1 \times 3,410 - 0,5 \times 0) - 1,5 \times 0,6 \times 7,759 = \mathbf{-15,232 \text{ MNm}}$$

$$6.10b: \quad M_{5A,min,k} = 0,85 \times 1,35 \times (-1,935) - 0,85 \times 1,35 \times 1,245 + 1,45 \times (-1 \times 3,410 - 0,5 \times 0) - 1,5 \times 0,6 \times 7,759 = \mathbf{-15,577 \text{ MNm}}$$

#### *Kombinace se sestavou zatížení gr12:*

$$6.10a: \quad M_{5A,min,d} = 1,35 \times (-1,935) - 1,35 \times 1,245 + 1,45 \times 0,8 \times (-1 \times 3,410 - 0,5 \times 0) - 1,5 \times 0,6 \times 7,759 = \mathbf{-15,232 \text{ MNm}}$$

$$6.10b: \quad M_{5A,min,k} = 0,85 \times 1,35 \times (-1,935) - 0,85 \times 1,35 \times 1,245 + 1,45 \times (-1 \times 3,410 - 0,5 \times 0) - 1,5 \times 0,6 \times 7,759 = \mathbf{-15,577 \text{ MNm}}$$

### Ohybový moment $M_{5C,max}$

#### *Kombinace se sestavou zatížení gr11:*

$$6.10a: \quad M_{5C,max,d} = 1,35 \times (-28,399) - 1,35 \times 18,231 + 1,45 \times 0,8 \times (-1 \times 22,410 + 1 \times 4,766) + 1,5 \times 0,6 \times 10,345 = \mathbf{-74,107 \text{ MNm}}$$

$$6.10b : M_{5C,max,d} = 0,85 \times 1,35 \times (-28,399) - 0,85 \times 1,35 \times 18,231 + 1,45 \times (-1 \times 22,410 + 1 \times 4,766) + 1,5 \times 0,6 \times 10,345 = -69,781 \text{ MNm}$$

***Kombinace se sestavou zatížení gr12:***

$$6.10a: M_{5C,max,d} = 1,35 \times (-28,399) - 1,35 \times 18,231 + 1,45 \times 0,8 \times (-1 \times 22,410 + 0,5 \times 4,766) + 1,5 \times 0,6 \times 10,345 = -76,871 \text{ MNm}$$

$$6.10b: M_{5C,max,d} = 0,85 \times 1,35 \times (-28,399) - 0,85 \times 1,35 \times 18,231 + 1,45 \times (-1 \times 22,410 + 0,5 \times 4,766) + 1,5 \times 0,6 \times 10,345 = -73,237 \text{ MNm}$$

**Ohybový moment  $M_{5C,min}$**

***Kombinace se sestavou zatížení gr11:***

$$6.10a: M_{5C,min,d} = 1,35 \times (-28,399) - 1,35 \times 18,231 + 1,45 \times 0,8 \times (-1 \times 22,410 - 1 \times 4,766) - 1,5 \times 0,6 \times 7,759 = -101,458 \text{ MNm}$$

$$6.10b: M_{5C,min,d} = 0,85 \times 1,35 \times (-28,399) - 0,85 \times 1,35 \times 18,231 + 1,45 \times (-1 \times 22,410 - 1 \times 4,766) - 1,5 \times 0,6 \times 7,759 = -99,896 \text{ MNm}$$

***Kombinace se sestavou zatížení gr12:***

$$6.10a: M_{5C,min,d} = 1,35 \times (-28,399) - 1,35 \times 18,231 + 1,45 \times 0,8 \times (-1 \times 22,410 - 0,5 \times 4,766) - 1,5 \times 0,6 \times 7,759 = -98,694 \text{ MNm}$$

$$6.10b: M_{5C,min,d} = 0,85 \times 1,35 \times (-28,399) - 0,85 \times 1,35 \times 18,231 + 1,45 \times (-1 \times 22,410 - 0,5 \times 4,766) - 1,5 \times 0,6 \times 7,759 = -96,441 \text{ MNm}$$

**Ohybový moment  $M_{10,max}$**

***Kombinace se sestavou zatížení gr11:***

$$6.10a: M_{10,max,d} = 1,35 \times (29,172) + 1,35 \times 18,818 + 1,45 \times 0,8 \times (1 \times 25,123 + 1 \times 0) + 1,5 \times 0,6 \times 10,345 = 103,240 \text{ MNm}$$

$$6.10b: M_{10,max,d} = 0,85 \times 1,35 \times (29,172) + 0,85 \times 1,35 \times 18,818 + 1,45 \times (1 \times 25,123 + 1 \times 0) + 1,5 \times 0,6 \times 10,345 = 100,807 \text{ MNm}$$

***Kombinace se sestavou zatížení gr12:***

$$6.10a: M_{10,max,d} = 1,35 \times (29,172) + 1,35 \times 18,818 + 1,45 \times 0,8 \times (1 \times 25,123 + 0,5 \times 0) + 1,5 \times 0,6 \times 10,345 = 103,240 \text{ MNm}$$

$$6.10b: \quad M_{10,max,d} = 0,85 \times 1,35 \times (29,172) + 0,85 \times 1,35 \times 18,818 + 1,45 \times (1 \times 25,123 + 0,5 \times 0) + 1,5 \times 0,6 \times 10,345 = \mathbf{100,807 \text{ MNm}}$$

**Ohybový moment  $M_{10,min}$**

**Kombinace se sestavou zatížení gr11:**

$$6.10a: \quad M_{10,min,d} = 1,35 \times (29,172) + 1,35 \times 18,818 + 1,45 \times 0,8 \times (1 \times 25,123 + 1 \times 0) - 1,5 \times 0,6 \times 7,759 = \mathbf{86,946 \text{ MNm}}$$

$$6.10b: \quad M_{10,min,d} = 0,85 \times 1,35 \times (29,172) + 0,85 \times 1,35 \times 18,818 + 1,45 \times (1 \times 25,123 + 1 \times 0) - 1,5 \times 0,6 \times 7,759 = \mathbf{84,514 \text{ MNm}}$$

**Kombinace se sestavou zatížení gr12:**

$$6.10a: \quad M_{10,min,d} = 1,35 \times (29,172) + 1,35 \times 18,818 + 1,45 \times 0,8 \times (1 \times 25,123 + 0,5 \times 0) - 1,5 \times 0,6 \times 7,759 = \mathbf{86,946 \text{ MNm}}$$

$$6.10b: \quad M_{10,min,d} = 0,85 \times 1,35 \times (29,172) + 0,85 \times 1,35 \times 18,818 + 1,45 \times (1 \times 25,123 + 0,5 \times 0) - 1,5 \times 0,6 \times 7,759 = \mathbf{84,514 \text{ MNm}}$$

**Ohybový moment  $M_{5B,max}$**

**Kombinace se sestavou zatížení gr11:**

$$6.10a: \quad M_{5B,max,d} = 1,35 \times (-27,106) - 1,35 \times 16,985 + 1,45 \times 0,8 \times (-1 \times 22,096 + 1 \times 4,766) + 1,5 \times 0,6 \times 10,345 = \mathbf{-70,315 \text{ MNm}}$$

$$6.10b: \quad M_{5B,max,d} = 0,85 \times 1,35 \times (-27,106) - 0,85 \times 1,35 \times 16,985 + 1,45 \times (-1 \times 22,096 + 1 \times 4,766) + 1,5 \times 0,6 \times 10,345 = \mathbf{-66,412 \text{ MNm}}$$

**Kombinace se sestavou zatížení gr12:**

$$6.10a: \quad M_{5B,max,d} = 1,35 \times (-27,106) - 1,35 \times 16,985 + 1,45 \times 0,8 \times (-1 \times 22,096 + 0,5 \times 4,766) + 1,5 \times 0,6 \times 10,345 = \mathbf{-73,079 \text{ MNm}}$$

$$6.10b: \quad M_{5B,max,d} = 0,85 \times 1,35 \times (-27,106) - 0,85 \times 1,35 \times 16,985 + 1,45 \times (-1 \times 22,096 + 0,5 \times 4,766) + 1,5 \times 0,6 \times 10,345 = \mathbf{-69,867 \text{ MNm}}$$

### **Ohybový moment $M_{5B,min}$**

#### ***Kombinace se sestavou zatížení gr11:***

$$6.10a: M_{5B,min,d} = 1,35 \times (-27,106) - 1,35 \times 16,985 + 1,45 \times 0,8 \times (-1 \times 22,096 - 1 \times 4,766) - 1,5 \times 0,6 \times 7,759 = \mathbf{-97,666 \text{ MNm}}$$

$$6.10b: M_{5B,min,k} = 0,85 \times 1,35 \times (-27,106) - 0,85 \times 1,35 \times 16,985 + 1,45 \times (-1 \times 22,096 - 1 \times 4,766) - 1,5 \times 0,6 \times 7,759 = \mathbf{-96,527 \text{ MNm}}$$

#### ***Kombinace se sestavou zatížení gr12:***

$$6.10a: M_{5B,min,d} = 1,35 \times (-27,106) - 1,35 \times 16,985 + 1,45 \times 0,8 \times (-1 \times 22,096 - 0,5 \times 4,766) - 1,5 \times 0,6 \times 7,759 = \mathbf{-94,902 \text{ MNm}}$$

$$6.10b: M_{5B,min,k} = 0,85 \times 1,35 \times (-27,106) - 0,85 \times 1,35 \times 16,985 + 1,45 \times (-1 \times 22,096 - 0,5 \times 4,766) - 1,5 \times 0,6 \times 7,759 = \mathbf{-93,072 \text{ MNm}}$$

### **Normálové síla $N_{5B,max}$**

#### ***Kombinace se sestavou zatížení gr11:***

$$6.10a: N_{5B,max,d} = 1,35 \times (-7,003) - 1,35 \times 4,338 + 1,45 \times 0,8 \times (-1 \times 5,198 + 1 \times 0,483) + 1,5 \times 0,6 \times 0,665 = \mathbf{-20,181 \text{ MN}}$$

$$6.10b: N_{5B,max,d} = 0,85 \times 1,35 \times (-7,003) - 0,85 \times 1,35 \times 4,338 + 1,45 \times (-1 \times 5,198 + 1 \times 0,483) + 1,5 \times 0,6 \times 0,665 = \mathbf{-19,252 \text{ MN}}$$

#### ***Kombinace se sestavou zatížení gr12:***

$$6.10a: N_{5B,max,d} = 1,35 \times (-7,003) - 1,35 \times 4,338 + 1,45 \times 0,8 \times (-1 \times 5,198 + 0,5 \times 0,483) + 1,5 \times 0,6 \times 0,665 = \mathbf{-20,461 \text{ MN}}$$

$$6.10b: N_{5B,max,d} = 0,85 \times 1,35 \times (-7,003) - 0,85 \times 1,35 \times 4,338 + 1,45 \times (-1 \times 5,198 + 0,5 \times 0,483) + 1,5 \times 0,6 \times 0,665 = \mathbf{-19,602 \text{ MN}}$$

### **Normálová síla $N_{5B,min}$**

#### ***Kombinace se sestavou zatížení gr11:***

$$6.10a: N_{5B,min,d} = 1,35 \times (-7,003) - 1,35 \times 4,338 + 1,45 \times 0,8 \times (-1 \times 5,198 - 1 \times 0,483) - 1,5 \times 0,6 \times 0,499 = \mathbf{-22,349 \text{ MN}}$$

$$6.10b: \quad N_{5B,min,d} = 0,85 \times 1,35 \times (-7,003) - 0,85 \times 1,35 \times 4,338 + 1,45 \times (-1 \times 5,198 - 1 \times 0,483) - 1,5 \times 0,6 \times 0,499 = -21,700 \text{ MN}$$

**Kombinace se sestavou zatížení gr12:**

$$6.10a: \quad N_{5B,min,d} = 1,35 \times (-7,003) - 1,35 \times 4,338 + 1,45 \times 0,8 \times (-1 \times 5,198 - 0,5 \times 0,483) - 1,5 \times 0,6 \times 0,499 = -22,069 \text{ MN}$$

$$6.10b: \quad N_{5B,min,d} = 0,85 \times 1,35 \times (-7,003) - 0,85 \times 1,35 \times 4,338 + 1,45 \times (-1 \times 5,198 - 0,5 \times 0,483) - 1,5 \times 0,6 \times 0,499 = -21,350 \text{ MN}$$

Tab. 16: Přehled vnitřních sil příčle – kombinace zatížení pro MSÚ

Ses. zat.	Komb.	M <sub>5A,k</sub>		M <sub>5C,k</sub>		M <sub>10,k</sub>		M <sub>15C,k</sub>		M <sub>15A,k</sub>	
		max. [MNm]	min. [MNm]	max. [MNm]	min. [MNm]	max. [MNm]	min. [MNm]	max. [MNm]	min. [MNm]	max. [MNm]	min. [MNm]
gr11	6.10a	1,062	-15,232	-74,107	-101,458	103,240	86,946	-74,107	-101,458	1,062	-15,232
	6.10b	0,717	-15,577	-69,781	-99,896	100,807	84,514	-69,781	-99,896	0,717	-15,577
gr12	6.10a	1,062	-15,232	-76,871	-98,694	103,240	86,946	-76,871	-98,694	1,062	-15,232
	6.10b	0,717	-15,577	-73,237	-96,441	100,807	84,514	-73,237	-96,441	0,717	-15,577

Tab. 17: Přehled vnitřních sil stojky – kombinace zatížení pro MSÚ

Sestava zatížení	Komb.	M <sub>5B,k</sub>		N <sub>5B,k</sub>	
		max. [MNm]	min. [MNm]	max. [MN]	min. [MN]
gr11	6.10a	-70,315	-97,666	-20,181	-22,349
	6.10b	-66,412	-96,527	-19,252	-21,700
gr12	6.10a	-73,079	-94,902	-20,461	-22,069
	6.10b	-69,867	-93,072	-19,602	-21,350

## 5.6 Návrh

### 5.6.1 Příčel

#### Konstrukční zásady

##### *Krytí předpínací výztuže*

Krycí vrstva se obecně stanoví ze vztahu:  $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$

$$c_{min} = \max \{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\} = \max \{80 \text{ mm}; 50 + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm}\} = 80 \text{ mm}$$

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

$$c_{nom} = 80 + 10 = 90 \text{ mm}$$

##### *Mezery mezi kabelovými kanálky*

Mezi jednotlivými kabelovými kanálky je nutné dodržet následující minimální vzdálenosti:

Vodorovně  $\geq$  průměr kanálku (90 mm)

$\geq 50 \text{ mm}$

- minimálně jedna mezera šířky cca 100 – 150 mm pro uložení a zpracování betonu

Svisle  $\geq$  průměr kanálku (90 mm)

$\geq 50 \text{ mm}$

##### *Předběžný návrh předpětí*

Předběžný návrh provedeme tak, abychom splnili požadavky mezního stavu použitelnosti, konkrétně stavu mezní stav omezení trhlin. Využijeme podmínky, že při časté kombinaci zatížení musí být dodržena dekomprese, tzn., nevznikne v průřezu tah. Tento požadavek musíme splnit pro hodnoty ohybových momentů:

$$M_{5A,min,k,\text{čast}} = - 9,788 \text{ MNm}$$

$$M_{5C,min,k,\text{čast}} = - 72,250 \text{ MNm}$$



$$M_{10,max,k,část} = + 73,261 \text{ MNm}$$

$$M_{15A,min,k,část} = - 9,788 \text{ MNm}$$

$$M_{15C,min,k,část} = - 72,250 \text{ MNm}$$

Obvykle bývá rozhodující tahové napětí v betonu, namáhání v tlačných vláknech se v rámci předběžného návrhu nebudeme věnovat.

Jedná se o staticky neurčitou konstrukci, na tu působí staticky určitý i staticky neurčitý moment od předpětí. Staticky neurčitý moment v předběžném návrhu odhadneme dle vztahu:  $\Delta M_p = cca (0,10 \div 0,15) \times M_{10,max,k} = (0,10 \div 0,15) \times 73,261 = 7,326 \div 10,989 \text{ MNm} \Rightarrow$  **předpokládám  $\Delta M_p = 9,000 \text{ MNm}$**

Po připočtení staticky neurčitého momentu se návrhové momenty v předběžném návrhu změní na hodnoty:

$$M_{5A,min,k,část} = - 9,788 + 9,000 = - 0,788 \text{ MNm}$$

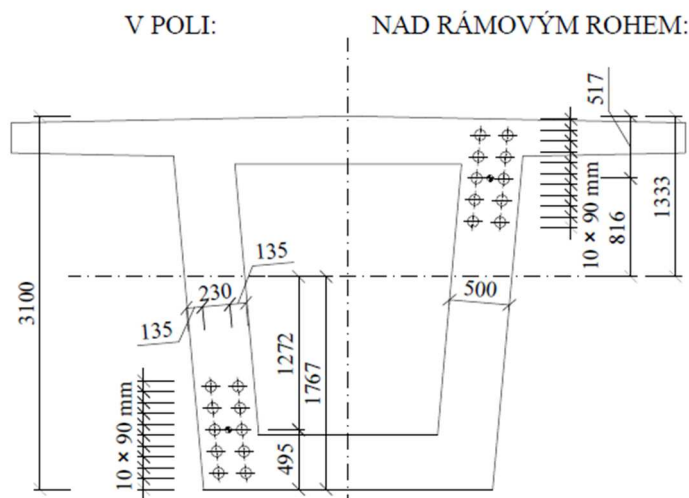
$$M_{5C,min,k,část} = - 72,250 + 9,000 = - 63,250 \text{ MNm}$$

$$M_{10,max,k,část} = + 73,261 + 9,000 = 82,261 \text{ MNm}$$

$$M_{15A,min,k,část} = - 9,788 + 9,000 = - 0,788 \text{ MNm}$$

$$M_{15C,min,k,část} = - 72,250 + 9,000 = - 63,250 \text{ MNm}$$

Dále potřebujeme znát excentricitu předpínací síly vůči těžišti nosné konstrukce. Excentricitu  $e_p$  v předběžném návrhu rovněž odhadneme (obr. 7.4).



Obr. 7.4: Odhad excentricity předpětí

$$e_{p,5} = 3,1 - 1,767 - 0,517 = 0,816 \text{ m}$$

$$e_{p,10} = 1,767 - 0,495 = 1,272 \text{ m}$$

$$e_{p,15} = 3,1 - 1,767 - 0,517 = 0,816 \text{ m}$$

Nutnou předpínací sílu stanovíme z následujících vztahů pro výpočet napětí v dolních, respektive v horních vláknech:

řez 5C – horní vlákna

$$\sigma_{c,5C,k,\check{c}ast}^h = -\frac{N_p}{A_{c,5}} + \frac{M_{5,k}}{W^{h,5}} - \frac{N_p \times e_p}{W^{h,5}} = 0,0 \text{ MPa (dekomprese)}$$

$$\sigma_{c,5C,k,\check{c}ast}^h = -\frac{N_p}{5,220} + \frac{63,250}{4,566} - \frac{N_p \times 0,816}{4,566} = 0,0 \text{ MPa}$$

$$N_p \times \left( \frac{1}{5,22} + \frac{0,816}{4,566} \right) = \frac{63,250}{4,566} \rightarrow N_{p,nut,5} = \frac{63,250}{4,566 \times 0,370} = \mathbf{37,439 \text{ MN}}$$

řez 10 – dolní vlákna

$$\sigma_{c,10,k,\check{c}ast}^d = -\frac{N_p}{A_{c,10}} + \frac{M_{10,k}}{W_{d,10}} - \frac{N_p \times e_p}{W_{d,10}} = 0,0 \text{ MPa (dekomprese)}$$

$$\sigma_{c,10,k,\check{c}ast}^d = -\frac{N_p}{5,220} + \frac{82,261}{3,445} - \frac{N_p \times 1,272}{3,445} = 0,0 \text{ MPa}$$

$$N_p \times \left( \frac{1}{5,22} + \frac{1,272}{3,445} \right) = \frac{82,261}{3,445} \rightarrow N_{p,nut,5} = \frac{82,261}{3,445 \times 0,561} = \mathbf{42,564 \text{ MN}}$$

Maximální napětí v předpínací výztuži:  $\sigma_{p,max} = \min\{0,8 \times f_{pk}; 0,9 \times f_{p0,1k}\} = \min\{0,8 \times 1860,0; 0,9 \times 1640\} = \min\{1488; 1476\} = \mathbf{1476 \text{ MPa}}$

Předpokládáme, že dlouhodobé ztráty dosáhnou výše 25% počáteční předpínací síly:

$$\sigma_p(100let) = (1,00 - 0,25) \times 1476 = 1107 \text{ MPa}$$

Nutná plocha předpínací výztuže:

$$A_{p,nut,5} = A_{p,nut,15} = \frac{37,439 \times 10^6}{1107} = 33\,820 \text{ mm}^2$$

$$A_{p,nut,10} = \frac{42,564 \times 10^6}{1107} = 38\,449 \text{ mm}^2$$

Předpínací výztuž je navržena z lan  $\varnothing 15,3$  mm, průřezová plocha jednoho lana je  $140 \text{ mm}^2$ . Nutný počet lan v jednotlivých průřezech:

$$n_{p,nut,5} = n_{p,nut,15} = \frac{33\,820}{140} = 241,6 \text{ ks}$$

$$n_{p,nut,10} = \frac{38\,449}{140} = 274,6 \text{ ks}$$

#### Návrh: 16 průběžných kabelů z 18 lan

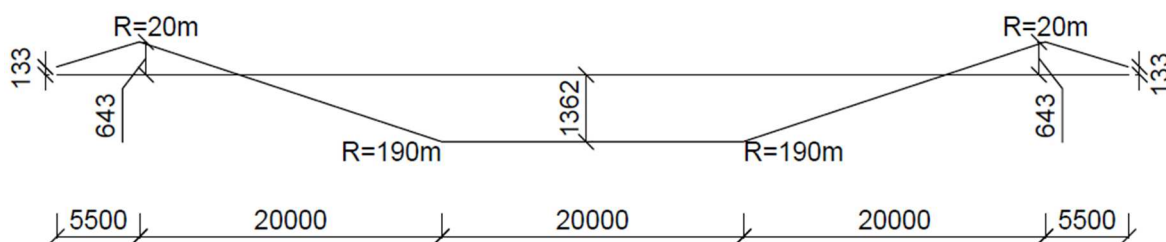
- V řezu 10 budou kabely vedeny s maximální excentricitou
- V řezu 5 a 15 bude excentricita snížena (mohlo by docházet k přemáhání vlivem předpětí). Počáteční hodnota snížení:  $e_5 = e_{15} = e_{5,max} \times \left(\frac{241,6}{16 \times 18}\right) = e_{5,max} \times 0,838$

Staticky neurčitý moment od průběžných kabelů značně snižuje účinnost předpětí uprostřed příčle. Vzhledem k této skutečnosti navrheme do řezu 10 příložky, které pomohou předpětí vyrovnat momenty v poli.

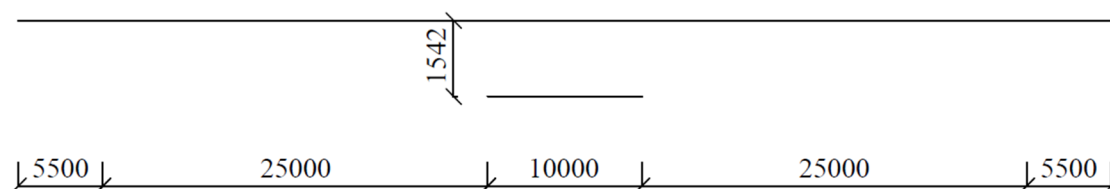
#### Návrh: 4 příložky z 18 lan délky 10 m

- Příložky budou vedeny středem dolní desky komory s excentricitou 1,542 m

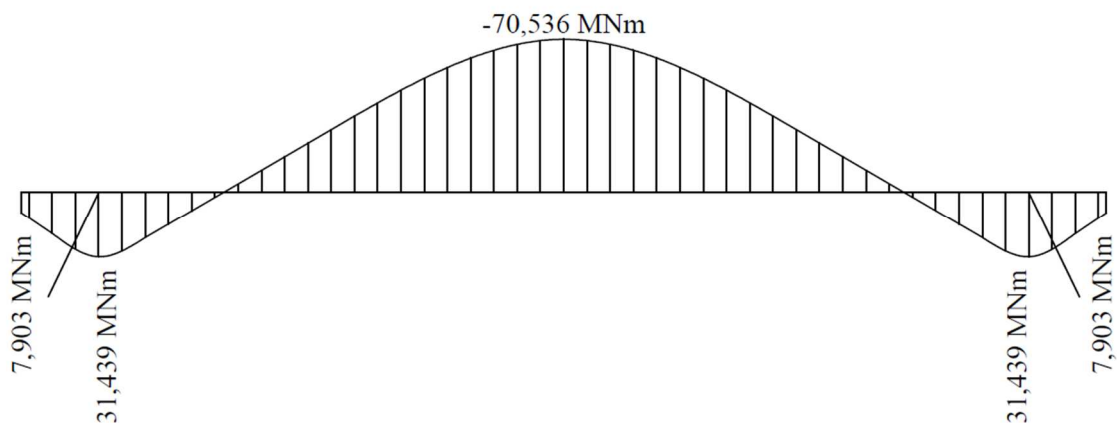
Při výpočtu bylo uvažováno s napínáním kabelů z obou stran s počátečním napětím 1476 MPa. Krátkodobé ztráty předpětí byly spočítány automaticky výpočetním programem, ztráty na konci životnosti byly uvažovány jako 25% počátečního napětí.



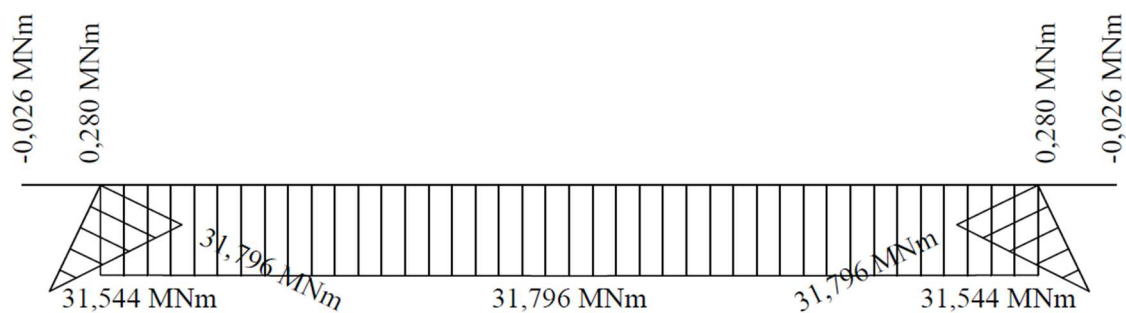
Obr. 7.5: Tečnový polygon ideálního průběžného kabelu



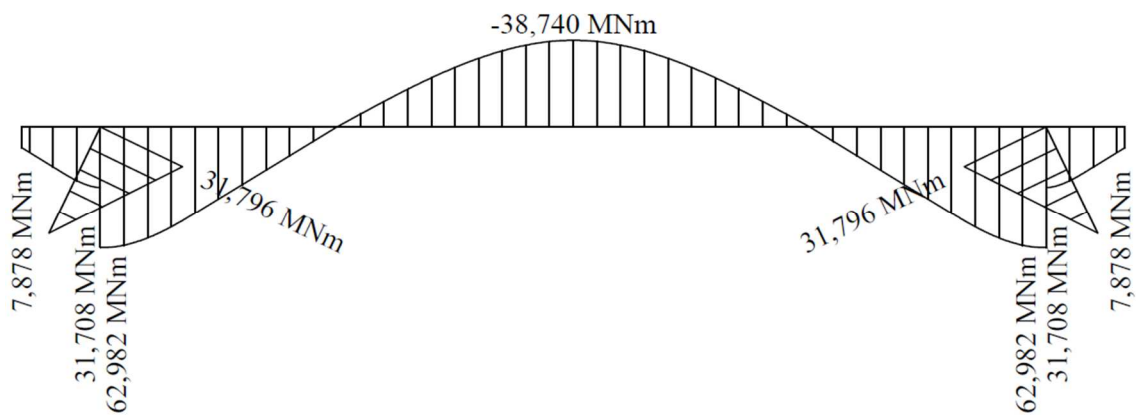
Obr. 7.6: Schéma příložek



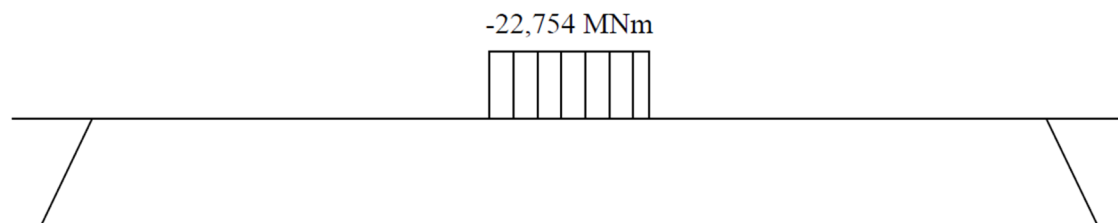
Obr. 7.7: Staticky určitý ohybový moment od předpětí průběžnými kabely



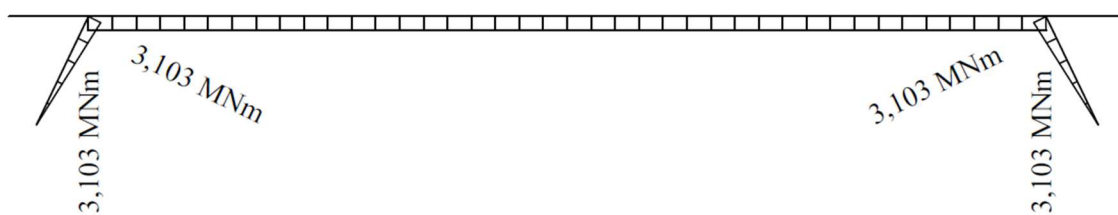
Obr. 7.8: Staticky neurčitý ohybový moment od předpětí průběžnými kabely



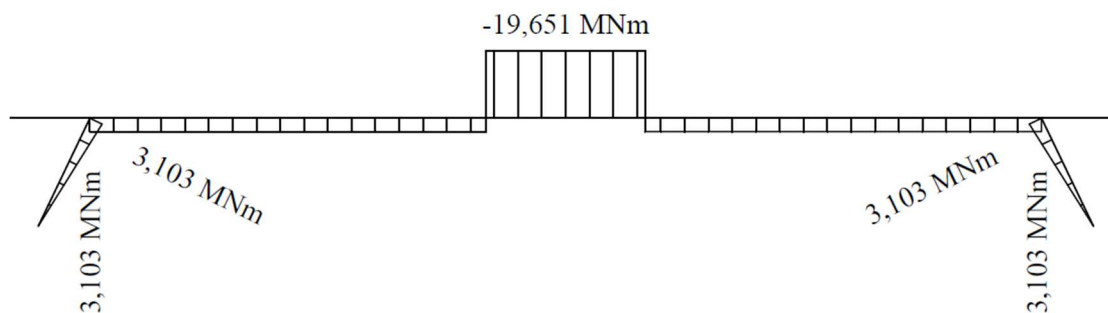
Obr. 7.9: Celkový ohybový moment od předpětí průběžnými kabely



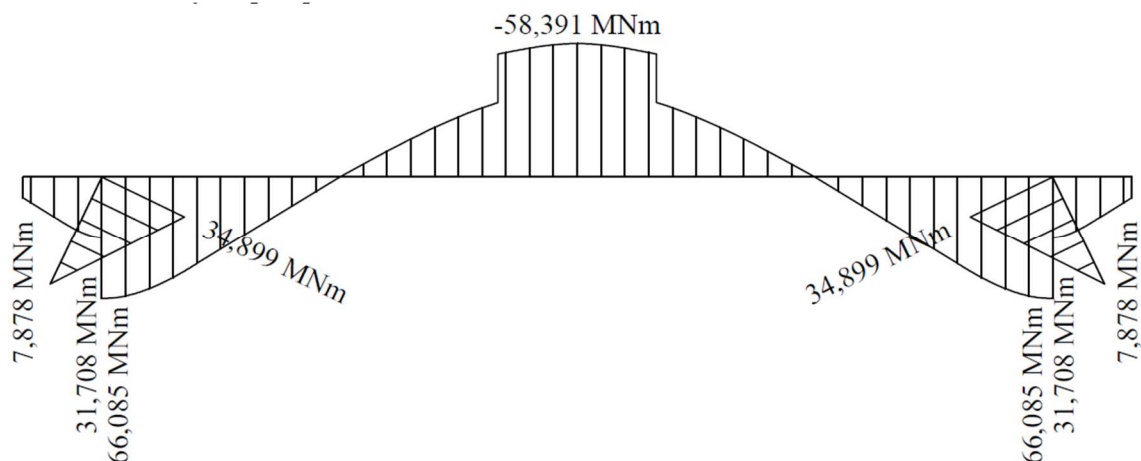
Obr. 8.0: Staticky určitý ohybový moment od předpětí příložkami



Obr. 8.1: Staticky neurčitý moment od předpětí příložkami



Obr. 8.2: Celkový ohybový moment od předpětí příložkami



Obr. 8.3: Celkový ohybový moment od předpětí

Tab. 18: Přehled vnitřních sil od předpětí

Řez	Vnesení předpětí		Konec životnosti (25% ztráty)	
	$M_{p,m,0}$ [MNm]	$N_{p,m,0}$ [MN]	$M_{p,m,0}$ [MNm]	$N_{p,m,0}$ [MN]
0	7,878	-59,233	5,909	-44,425
5A	31,708	-57,668	23,781	-43,251
5C	66,085	-51,693	49,564	-38,770
10	-58,390	-61,436	-43,793	-46,077
15A	31,708	-57,668	23,781	-43,251
15C	66,085	-51,693	49,564	-38,770
20	0,000	-59,233	0,000	-44,425

## 5.6.2 Stojka

Rámovou stojku budeme navrhovat na maximální vnitřní síly v bodě 5B (tab. 17). Při návrhu stojky nebyly započítány vnitřní síly od předpětí příčle.

### Krycí vrstva výztuže

Krycí vrstva se obecně stanoví ze vztahu:  $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$

$$c_{min} = \max \{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\} = \max \{32 \text{ mm}; 40 + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm}\} = 40 \text{ mm}$$

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

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

### Návrh výztuže

Rozměry sloupu v bodě 5B:  $b \times h = 2400 \text{ mm} \times 2500 \text{ mm}$

Výška sloupu:  $l = 7,516 \text{ m}$

Předpokládaný profil výztuže:  $\Phi_{výz} = 32 \text{ mm}$

Předpokládaný profil třmínků:  $\Phi_{tř} = 14 \text{ mm}$

Návrhové síly pro MSÚ v průřezu 5B:

$$\text{Normálová síla: } N_{5b} = 22,349 \text{ MN}; \text{ Moment: } M_{5b} = 97,666 \text{ MNm}$$

Návrh výztuže provedeme pomocí nomogramů pro souměrně vyztužené sloupy. Konkrétně použijeme nomogram pro obdélníkový průřez s výztuží rozmístěnou podél všech stran: Nomogram 12.4.

Poměrné hodnoty:

$$\text{Normálová síla: } \nu = \frac{N_{Ed}}{b \times h \times f_{cd}} = \frac{22,349 \times 10^6}{2400 \times 2500 \times 33,3} = 0,112$$

$$\text{Ohybový moment: } \mu = \frac{M_{Ed}}{b \times h^2 \times f_{ck}} = \frac{97,666 \times 10^9}{2400 \times 2500^2 \times 50} = 0,130$$

Po odečtení z grafu získáme hodnotu  $\omega = 0,2$ , kterou dosadíme do vztahu pro plochu veškeré výztuže v průřezu:  $A_{s,req} = \frac{\omega \times b \times h \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,2 \times 2500 \times 2400 \times 33,3}{434,783} = 91907,917 \text{ mm}^2$

Kontrola konstrukčních zásad:

$$\text{Minimální plocha výztuže: } A_{s,min} = \frac{0,10 \times N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,1 \times 22,349 \times 10^6}{434,7} = 5141 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} \geq 0,002 \times A_c = 0,002 \times (2400 \times 2500) = 12000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Maximální plocha výztuže: } A_{s,max} \leq 0,04 \times A_c = 0,04 \times (2400 \times 2500) = 240\,000 \text{ mm}^2$$

Konstrukční zásady pro minimální a maximální plochu výztuže budou splněny.

$$\text{Návrh: } 136 \times \emptyset 32 \text{ mm} \rightarrow A_s = 109377,690 \text{ mm}^2$$

## 5.7 Posouzení

### 5.7.1 Příčel

#### 5.7.1.1 Mezní stav použitelnosti

##### *Mezní stav omezení napětí*

Napětí v betonu v provozním stavu konstrukce je nutné omezit na takovou hodnotu, aby se zabránilo například vzniku podélných trhlin. Při charakteristické kombinaci se tlakové napětí v betonu omezí na  $0,6 \times f_{ck} = 0,6 \times 50 = \mathbf{30,0 MPa}$

Při kvazistálé kombinaci zatížení je hodnota omezení napětí rovna  $0,45 \times f_{ck} = 0,45 \times 50 = \mathbf{22,5 MPa}$

Dále potřebujeme napětí v betonu v tlaku v době vnesení předpětí. Vnesení předpětí budeme uvažovat v čase 7dní. Pevnost betonu  $f_{ck}(t) = \beta_{cc}(7) \times f_{cm} - 8,0 = 0,819 \times 58 - 8,0 = \mathbf{39,502 MPa}$

$$0,6 \times f_{ck}(7) = 0,6 \times 39,502 = \mathbf{23,701 MPa}$$

$$0,45 \times f_{ck}(7) = 0,45 \times 39,502 = \mathbf{17,776 MPa}$$

**Posouzení normálových napětí v betonu v čase vnesení předpětí, Charakteristická kombinace,  $M_{max}$ :**

Normálová napětí budou spočítána podle vztahů:

$$\sigma_{c,i,tr}^h = -\frac{N_{p,tr}}{A_c} + \frac{M_{char,max}}{W^h} - \frac{M_{p,tr}}{W^h} \qquad \sigma_{c,i,tr}^d = -\frac{N_{p,tr}}{A_c} + \frac{M_{char,max}}{W_d} - \frac{M_{p,tr}}{W_d}$$

Tab. 19: Normálová napětí v čase vnesení předpětí při charakteristické kombinaci,  $M_{max}$

Vnesení předpětí, Charakteristická kombinace, MAX	
0	Horní $\frac{-59,233}{5,220} + \frac{0,000}{4,566} + \frac{7,878}{4,566} = -9,622$ MPa
	Dolní $\frac{-59,233}{5,220} + \frac{0,000}{3,445} + \frac{7,878}{3,445} = -9,061$ MPa
5A	Horní $\frac{-57,668}{5,220} + \frac{0,383}{4,566} - \frac{31,708}{4,566} = -17,908$ MPa
	Dolní $\frac{-57,668}{5,220} - \frac{0,383}{3,445} + \frac{31,708}{3,445} = -1,955$ MPa
5C	Horní $\frac{-51,693}{5,220} + \frac{60,450}{4,566} - \frac{66,085}{4,566} = -11,137$ MPa
	Dolní $\frac{-51,693}{5,220} - \frac{60,450}{3,445} + \frac{66,085}{3,445} = -8,267$ MPa
10	Horní $\frac{-61,436}{5,220} - \frac{79,320}{4,566} - \frac{58,390}{4,566} = -16,353$ MPa
	Dolní $\frac{-61,436}{5,220} + \frac{79,320}{3,445} + \frac{58,390}{3,445} = -5,694$ MPa
15A	Horní $\frac{-57,668}{5,220} + \frac{0,383}{4,566} - \frac{31,708}{4,566} = -17,908$ MPa
	Dolní $\frac{-57,668}{5,220} - \frac{0,383}{3,445} + \frac{31,708}{3,445} = -1,955$ MPa
15C	Horní $\frac{-51,693}{5,220} + \frac{60,450}{4,566} - \frac{66,085}{4,566} = -11,137$ MPa
	Dolní $\frac{-51,693}{5,220} - \frac{60,450}{3,445} + \frac{66,085}{3,445} = -8,267$ MPa
20	Horní $\frac{-59,233}{5,220} + \frac{0,000}{4,566} + \frac{7,878}{4,566} = -9,622$ MPa
	Dolní $\frac{-59,233}{5,220} + \frac{0,000}{3,445} + \frac{7,878}{3,445} = -9,061$ MPa



**Posouzení normálových napětí v betonu v čase vnesení předpětí, Charakteristická kombinace,  $M_{min}$ :**

Normálová napětí budou spočítána podle vztahů:

$$\sigma_{c,i,tr}^h = -\frac{N_{p,tr}}{A_c} + \frac{M_{char,min}}{W^h} - \frac{M_{p,tr}}{W^h} \qquad \sigma_{c,i,tr}^d = -\frac{N_{p,tr}}{A_c} + \frac{M_{char,min}}{W_d} - \frac{M_{p,tr}}{W_d}$$

Tab. 20: Normálová napětí v čase vnesení předpětí při charakteristické kombinaci,  $M_{min}$

Vnesení předpětí, Charakteristická kombinace, MIN	
0	Horní $\frac{-59,233}{5,220} + \frac{0,000}{4,566} + \frac{7,878}{4,566} = -9,622$ MPa
	Dolní $\frac{-59,233}{5,220} + \frac{0,000}{3,445} + \frac{7,878}{3,445} = -9,061$ MPa
5A	Horní $\frac{-57,668}{5,220} + \frac{11,245}{4,566} - \frac{31,708}{4,566} = -15,529$ MPa
	Dolní $\frac{-57,668}{5,220} - \frac{11,245}{3,445} + \frac{31,708}{3,445} = -5,108$ MPa
5C	Horní $\frac{-51,693}{5,220} + \frac{78,461}{4,566} - \frac{66,085}{4,566} = -7,192$ MPa
	Dolní $\frac{-51,693}{5,220} + \frac{78,461}{3,445} + \frac{66,085}{3,445} = -13,495$ MPa
10	Horní $\frac{-61,436}{5,220} - \frac{68,458}{4,566} - \frac{58,390}{4,566} = -13,974$ MPa
	Dolní $\frac{-61,436}{5,220} + \frac{68,458}{3,445} + \frac{58,390}{3,445} = -8,847$ MPa
15A	Horní $\frac{-57,668}{5,220} + \frac{11,245}{4,566} - \frac{31,708}{4,566} = -15,529$ MPa
	Dolní $\frac{-57,668}{5,220} - \frac{11,245}{3,445} + \frac{31,708}{3,445} = -5,108$ MPa
15C	Horní $\frac{-51,693}{5,220} + \frac{78,461}{4,566} - \frac{66,085}{4,566} = -7,192$ MPa
	Dolní $\frac{-51,693}{5,220} - \frac{78,461}{3,445} + \frac{66,085}{3,445} = -13,495$ MPa
20	Horní $\frac{-59,233}{5,220} + \frac{0,000}{4,566} + \frac{7,878}{4,566} = -9,622$ MPa
	Dolní $\frac{-59,233}{5,220} + \frac{0,000}{3,445} + \frac{7,878}{3,445} = -9,061$ MPa

**Posouzení normálových napětí v betonu v čase vnesení předpětí, Kvazistálá kombinace,**

$M_{max}$ :

Normálová napětí budou spočítána podle vztahů:

$$\sigma_{c,i,tr}^h = -\frac{N_{p,tr}}{A_c} + \frac{M_{kv,max}}{W^h} - \frac{M_{p,tr}}{W^h} \qquad \sigma_{c,i,tr}^d = -\frac{N_{p,tr}}{A_c} + \frac{M_{kv,max}}{W_d} - \frac{M_{p,tr}}{W_d}$$

Tab. 21: Normálová napětí v čase vnesení předpětí při kvazistálé kombinaci,  $M_{max}$

Vnesení předpětí, Kvazistálá kombinace, MAX	
0	Horní $\frac{-59,233}{5,220} + \frac{0,000}{4,566} + \frac{7,878}{4,566} = -9,622$ MPa
	Dolní $\frac{-59,233}{5,220} + \frac{0,000}{3,445} + \frac{7,878}{3,445} = -9,061$ MPa
5A	Horní $\frac{-57,668}{5,220} + \frac{1,993}{4,566} - \frac{31,708}{4,566} = -17,555$ MPa
	Dolní $\frac{-57,668}{5,220} - \frac{1,993}{3,445} + \frac{31,708}{3,445} = -2,422$ MPa
5C	Horní $\frac{-51,693}{5,220} + \frac{41,458}{4,566} - \frac{66,085}{4,566} = -15,296$ MPa
	Dolní $\frac{-51,693}{5,220} + \frac{41,458}{3,445} + \frac{66,085}{3,445} = -2,754$ MPa
10	Horní $\frac{-61,436}{5,220} - \frac{53,163}{4,566} - \frac{58,390}{4,566} = -10,625$ MPa
	Dolní $\frac{-61,436}{5,220} + \frac{53,163}{3,445} + \frac{58,390}{3,445} = -13,287$ MPa
15A	Horní $\frac{-57,668}{5,220} + \frac{1,993}{4,566} - \frac{31,708}{4,566} = -17,555$ MPa
	Dolní $\frac{-57,668}{5,220} - \frac{1,993}{3,445} + \frac{31,708}{3,445} = -2,422$ MPa
15C	Horní $\frac{-51,693}{5,220} + \frac{41,458}{4,566} - \frac{66,085}{4,566} = -15,296$ MPa
	Dolní $\frac{-51,693}{5,220} - \frac{41,458}{3,445} + \frac{66,085}{3,445} = -2,754$ MPa
20	Horní $\frac{-59,233}{5,220} + \frac{0,000}{4,566} + \frac{7,878}{4,566} = -9,622$ MPa
	Dolní $\frac{-59,233}{5,220} + \frac{0,000}{3,445} + \frac{7,878}{3,445} = -9,061$ MPa

**Posouzení normálových napětí v betonu v čase vnesení předpětí, Kvazistálá kombinace,**

**$M_{min}$ :**

Normálová napětí budou spočítána podle vztahů:

$$\sigma_{c,i,tr}^h = -\frac{N_{p,tr}}{A_c} + \frac{M_{kv,min}}{W^h} - \frac{M_{p,tr}}{W^h} \qquad \sigma_{c,i,tr}^d = -\frac{N_{p,tr}}{A_c} + \frac{M_{kv,min}}{W_d} - \frac{M_{p,tr}}{W_d}$$

Tab. 22: Normálová napětí v čase vnesení předpětí při kvazistálé kombinaci,  $M_{min}$

Vnesení předpětí, Kvazistálá kombinace, MIN						
0	Horní	$\frac{-59,233}{5,220}$	$+$	$\frac{0,000}{4,566}$	$+$	$\frac{7,878}{4,566} = -9,622$ MPa
	Dolní	$\frac{-59,233}{5,220}$	$+$	$\frac{0,000}{3,445}$	$+$	$\frac{7,878}{3,445} = -9,061$ MPa
5A	Horní	$\frac{-57,668}{5,220}$	$+$	$\frac{7,060}{4,566}$	$-$	$\frac{31,708}{4,566} = -16,446$ MPa
	Dolní	$\frac{-57,668}{5,220}$	$-$	$\frac{7,060}{3,445}$	$+$	$\frac{31,708}{3,445} = -3,893$ MPa
5C	Horní	$\frac{-51,693}{5,220}$	$+$	$\frac{50,510}{4,566}$	$-$	$\frac{66,085}{4,566} = -13,314$ MPa
	Dolní	$\frac{-51,693}{5,220}$	$+$	$\frac{50,510}{3,445}$	$+$	$\frac{66,085}{3,445} = -5,382$ MPa
10	Horní	$\frac{-61,436}{5,220}$	$-$	$\frac{44,111}{4,566}$	$-$	$\frac{-58,390}{4,566} = -8,642$ MPa
	Dolní	$\frac{-61,436}{5,220}$	$+$	$\frac{44,111}{3,445}$	$+$	$\frac{-58,390}{3,445} = -15,914$ MPa
15A	Horní	$\frac{-57,668}{5,220}$	$+$	$\frac{7,060}{4,566}$	$-$	$\frac{31,708}{4,566} = -16,446$ MPa
	Dolní	$\frac{-57,668}{5,220}$	$-$	$\frac{7,060}{3,445}$	$+$	$\frac{31,708}{3,445} = -3,893$ MPa
15C	Horní	$\frac{-51,693}{5,220}$	$+$	$\frac{50,510}{4,566}$	$-$	$\frac{66,085}{4,566} = -13,314$ MPa
	Dolní	$\frac{-51,693}{5,220}$	$-$	$\frac{50,510}{3,445}$	$+$	$\frac{66,085}{3,445} = -5,382$ MPa
20	Horní	$\frac{-59,233}{5,220}$	$+$	$\frac{0,000}{4,566}$	$+$	$\frac{7,878}{4,566} = -9,622$ MPa
	Dolní	$\frac{-59,233}{5,220}$	$+$	$\frac{0,000}{3,445}$	$+$	$\frac{7,878}{3,445} = -9,061$ MPa

**Posouzení normálových napětí v betonu na konci životnosti, Charakteristická kombinace,**

$M_{max}$ :

Normálová napětí budou spočítána podle vztahů:

$$\sigma_{c,i,tr}^h = -\frac{N_{p,kz}}{A_c} + \frac{M_{char,max}}{W^h} - \frac{M_{p,kz}}{W^h} \qquad \sigma_{c,i,tr}^d = -\frac{N_{p,kz}}{A_c} + \frac{M_{char,max}}{W_d} - \frac{M_{p,kz}}{W_d}$$

Tab. 23: Normálová napětí na konci životnosti při charakteristické kombinaci,  $M_{max}$

Konec životnosti, Charakteristická kombinace, MAX						
0	Horní	$\frac{-44,425}{5,220}$	$+$	$\frac{0,000}{4,566}$	$+$	$\frac{5,909}{4,566} = -7,216$ MPa
	Dolní	$\frac{-44,425}{5,220}$	$+$	$\frac{0,000}{3,445}$	$+$	$\frac{5,909}{3,445} = -6,795$ MPa
5A	Horní	$\frac{-43,251}{5,220}$	$+$	$\frac{0,383}{4,566}$	$-$	$\frac{23,781}{4,566} = -13,410$ MPa
	Dolní	$\frac{-43,251}{5,220}$	$-$	$\frac{0,383}{3,445}$	$+$	$\frac{23,781}{3,445} = -1,494$ MPa
5C	Horní	$\frac{-38,770}{5,220}$	$+$	$\frac{60,450}{4,566}$	$-$	$\frac{49,564}{4,566} = -5,043$ MPa
	Dolní	$\frac{-38,770}{5,220}$	$+$	$\frac{60,450}{3,445}$	$+$	$\frac{49,564}{3,445} = -10,587$ MPa
10	Horní	$\frac{-46,077}{5,220}$	$-$	$\frac{79,320}{4,566}$	$-$	$\frac{-43,793}{4,566} = -16,608$ MPa
	Dolní	$\frac{-46,077}{5,220}$	$+$	$\frac{79,320}{3,445}$	$+$	$\frac{-43,793}{3,445} = 1,486$ MPa
15A	Horní	$\frac{-43,251}{5,220}$	$+$	$\frac{0,383}{4,566}$	$-$	$\frac{23,781}{4,566} = -13,410$ MPa
	Dolní	$\frac{-43,251}{5,220}$	$-$	$\frac{0,383}{3,445}$	$+$	$\frac{23,781}{3,445} = -1,494$ MPa
15C	Horní	$\frac{-38,770}{5,220}$	$+$	$\frac{60,450}{4,566}$	$-$	$\frac{49,564}{4,566} = -5,043$ MPa
	Dolní	$\frac{-38,770}{5,220}$	$-$	$\frac{60,450}{3,445}$	$+$	$\frac{49,564}{3,445} = -10,587$ MPa
20	Horní	$\frac{-44,425}{5,220}$	$+$	$\frac{0,000}{4,566}$	$+$	$\frac{5,909}{4,566} = -7,216$ MPa
	Dolní	$\frac{-44,425}{5,220}$	$+$	$\frac{0,000}{3,445}$	$+$	$\frac{5,909}{3,445} = -6,795$ MPa

**Posouzení normálových napětí v betonu na konci životnosti, Charakteristická kombinace,**

**$M_{min}$ :**

Normálová napětí budou spočítána podle vztahů:

$$\sigma_{c,i,tr}^h = -\frac{N_{p,kz}}{A_c} + \frac{M_{char,min}}{W^h} - \frac{M_{p,kz}}{W^h} \qquad \sigma_{c,i,tr}^d = -\frac{N_{p,kz}}{A_c} + \frac{M_{char,min}}{W_d} - \frac{M_{p,kz}}{W_d}$$

Tab. 24: Normálová napětí na konci životnosti při charakteristické kombinaci,  $M_{min}$

Konec životnosti, Charakteristická kombinace, MIN						
0	Horní	$\frac{-44,425}{5,220}$	$+$	$\frac{0,000}{4,566}$	$+$	$\frac{5,909}{4,566} = -7,216$ MPa
	Dolní	$\frac{-44,425}{5,220}$	$+$	$\frac{0,000}{3,445}$	$+$	$\frac{5,909}{3,445} = -6,795$ MPa
5A	Horní	$\frac{-43,251}{5,220}$	$+$	$\frac{11,245}{4,566}$	$-$	$\frac{23,781}{4,566} = -11,031$ MPa
	Dolní	$\frac{-43,251}{5,220}$	$-$	$\frac{11,245}{3,445}$	$+$	$\frac{23,781}{3,445} = -4,647$ MPa
5C	Horní	$\frac{-38,770}{5,220}$	$+$	$\frac{78,461}{4,566}$	$-$	$\frac{49,564}{4,566} = -1,098$ MPa
	Dolní	$\frac{-38,770}{5,220}$	$+$	$\frac{78,461}{3,445}$	$+$	$\frac{49,564}{3,445} = -15,815$ MPa
10	Horní	$\frac{-46,077}{5,220}$	$-$	$\frac{68,458}{4,566}$	$-$	$\frac{-43,793}{4,566} = -14,229$ MPa
	Dolní	$\frac{-46,077}{5,220}$	$+$	$\frac{68,458}{3,445}$	$+$	$\frac{-43,793}{3,445} = -1,667$ MPa
15A	Horní	$\frac{-43,251}{5,220}$	$+$	$\frac{11,245}{4,566}$	$-$	$\frac{23,781}{4,566} = -11,031$ MPa
	Dolní	$\frac{-43,251}{5,220}$	$-$	$\frac{11,245}{3,445}$	$+$	$\frac{23,781}{3,445} = -4,647$ MPa
15C	Horní	$\frac{-38,770}{5,220}$	$+$	$\frac{78,461}{4,566}$	$-$	$\frac{49,564}{4,566} = -1,098$ MPa
	Dolní	$\frac{-38,770}{5,220}$	$-$	$\frac{78,461}{3,445}$	$+$	$\frac{49,564}{3,445} = -15,815$ MPa
20	Horní	$\frac{-44,425}{5,220}$	$+$	$\frac{0,000}{4,566}$	$+$	$\frac{5,909}{4,566} = -7,216$ MPa
	Dolní	$\frac{-44,425}{5,220}$	$+$	$\frac{0,000}{3,445}$	$+$	$\frac{5,909}{3,445} = -6,795$ MPa

**Posouzení normálových napětí v betonu na konci životnosti, Kvazistálá kombinace,  $M_{max}$ :**

Normálová napětí budou spočítána podle vztahů:

$$\sigma_{c,i,tr}^h = -\frac{N_{p,kz}}{A_c} + \frac{M_{kv,max}}{W^h} - \frac{M_{p,kz}}{W^h} \qquad \sigma_{c,i,tr}^d = -\frac{N_{p,kz}}{A_c} + \frac{M_{kv,max}}{W_d} - \frac{M_{p,kz}}{W_d}$$

Tab. 25: Normálová napětí na konci životnosti při kvazistálé kombinaci,  $M_{max}$

Konec životnosti, Kvazistálá kombinace, MAX	
0	Horní $\frac{-44,425}{5,220} + \frac{0,000}{4,566} + \frac{5,909}{4,566} = -7,216$ MPa
	Dolní $\frac{-44,425}{5,220} + \frac{0,000}{3,445} + \frac{5,909}{3,445} = -6,795$ MPa
5A	Horní $\frac{-43,251}{5,220} + \frac{1,993}{4,566} - \frac{23,781}{4,566} = -13,057$ MPa
	Dolní $\frac{-43,251}{5,220} - \frac{1,993}{3,445} + \frac{23,781}{3,445} = -1,961$ MPa
5C	Horní $\frac{-38,770}{5,220} + \frac{41,458}{4,566} - \frac{49,564}{4,566} = -9,202$ MPa
	Dolní $\frac{-38,770}{5,220} + \frac{41,458}{3,445} + \frac{49,564}{3,445} = -5,074$ MPa
10	Horní $\frac{-46,077}{5,220} - \frac{53,163}{4,566} - \frac{43,793}{4,566} = -10,879$ MPa
	Dolní $\frac{-46,077}{5,220} + \frac{53,163}{3,445} + \frac{43,793}{3,445} = -6,107$ MPa
15A	Horní $\frac{-43,251}{5,220} + \frac{1,993}{4,566} - \frac{23,781}{4,566} = -13,057$ MPa
	Dolní $\frac{-43,251}{5,220} - \frac{1,993}{3,445} + \frac{23,781}{3,445} = -1,961$ MPa
15C	Horní $\frac{-38,770}{5,220} + \frac{41,458}{4,566} - \frac{49,564}{4,566} = -9,202$ MPa
	Dolní $\frac{-38,770}{5,220} - \frac{41,458}{3,445} + \frac{49,564}{3,445} = -5,074$ MPa
20	Horní $\frac{-44,425}{5,220} + \frac{0,000}{4,566} + \frac{5,909}{4,566} = -7,216$ MPa
	Dolní $\frac{-44,425}{5,220} + \frac{0,000}{3,445} + \frac{5,909}{3,445} = -6,795$ MPa

**Posouzení normálových napětí v betonu na konci životnosti, Kvazistálá kombinace,  $M_{min}$ :**

Normálová napětí budou spočítána podle vztahů:

$$\sigma_{c,i,tr}^h = -\frac{N_{p,kz}}{A_c} + \frac{M_{kv,min}}{W^h} - \frac{M_{p,kz}}{W^h} \qquad \sigma_{c,i,tr}^d = -\frac{N_{p,kz}}{A_c} + \frac{M_{kv,min}}{W_d} - \frac{M_{p,kz}}{W_d}$$

Tab. 26: Normálová napětí na konci životnosti při kvazistálé kombinaci,  $M_{min}$

<b>Konec životnosti, Kvazistálá kombinace, MIN</b>	
0	Horní $\frac{-44,425}{5,220} + \frac{0,000}{4,566} + \frac{5,909}{4,566} = -7,216$ MPa
	Dolní $\frac{-44,425}{5,220} + \frac{0,000}{3,445} + \frac{5,909}{3,445} = -6,795$ MPa
5A	Horní $\frac{-43,251}{5,220} + \frac{7,060}{4,566} - \frac{23,781}{4,566} = -11,948$ MPa
	Dolní $\frac{-43,251}{5,220} - \frac{7,060}{3,445} + \frac{23,781}{3,445} = -3,432$ MPa
5C	Horní $\frac{-38,770}{5,220} + \frac{50,510}{4,566} - \frac{49,564}{4,566} = -7,220$ MPa
	Dolní $\frac{-38,770}{5,220} + \frac{50,510}{3,445} + \frac{49,564}{3,445} = -7,702$ MPa
10	Horní $\frac{-46,077}{5,220} - \frac{44,111}{4,566} - \frac{-43,793}{4,566} = -8,897$ MPa
	Dolní $\frac{-46,077}{5,220} + \frac{44,111}{3,445} + \frac{-43,793}{3,445} = -8,735$ MPa
15A	Horní $\frac{-43,251}{5,220} + \frac{7,060}{4,566} - \frac{23,781}{4,566} = -11,948$ MPa
	Dolní $\frac{-43,251}{5,220} - \frac{7,060}{3,445} + \frac{23,781}{3,445} = -3,432$ MPa
15C	Horní $\frac{-38,770}{5,220} + \frac{50,510}{4,566} - \frac{49,564}{4,566} = -7,220$ MPa
	Dolní $\frac{-38,770}{5,220} - \frac{50,510}{3,445} + \frac{49,564}{3,445} = -7,702$ MPa
20	Horní $\frac{-44,425}{5,220} + \frac{0,000}{4,566} + \frac{5,909}{4,566} = -7,216$ MPa
	Dolní $\frac{-44,425}{5,220} + \frac{0,000}{3,445} + \frac{5,909}{3,445} = -6,795$ MPa

Tab. 27: Porovnání napětí s limitními hodnotami v mezním stavu omezení napětí

Zat	Čas	Max/Min	VI	0			5A			5C			10		
				$\sigma$	$\sigma_{lim}$	OK?	$\sigma$	$\sigma_{lim}$	OK?	$\sigma$	$\sigma_{lim}$	OK?	$\sigma$	$\sigma_{lim}$	OK?
KVZST	TR	Max	H	-9,6	-17,8	OK	-17,6	-17,8	OK	-15,3	-17,8	OK	-10,6	-17,8	OK
			D	-9,1	-17,8	OK	-2,4	-17,8	OK	-2,8	-17,8	OK	-13,3	-17,8	OK
		Min	H	-9,6	-17,8	OK	-16,4	-17,8	OK	-13,3	-17,8	OK	-8,6	-17,8	OK
			D	-9,1	-17,8	OK	-3,9	-17,8	OK	-5,4	-17,8	OK	-15,9	-17,8	OK
	KZ	Max	H	-7,2	-22,5	OK	-13,1	-22,5	OK	-9,2	-22,5	OK	-10,9	-22,5	OK
			D	-6,8	-22,5	OK	-2,0	-22,5	OK	-5,1	-22,5	OK	-6,1	-22,5	OK
		Min	H	-7,2	-22,5	OK	-11,9	-22,5	OK	-7,2	-22,5	OK	-8,9	-22,5	OK
			D	-6,8	-22,5	OK	-3,4	-22,5	OK	-7,7	-22,5	OK	-8,7	-22,5	OK
CHAR	TR	Max	H	-9,6	-23,7	OK	-17,9	-23,7	OK	-11,1	-23,7	OK	-16,4	-23,7	OK
			D	-9,1	-23,7	OK	-2,0	-23,7	OK	-8,3	-23,7	OK	-5,7	-23,7	OK
		Min	H	-9,6	-23,7	OK	-15,5	-23,7	OK	-7,2	-23,7	OK	-14,0	-23,7	OK
			D	-9,1	-23,7	OK	-5,1	-23,7	OK	-13,5	-23,7	OK	-8,8	-23,7	OK
	KZ	Max	H	-7,2	-30,0	OK	-13,4	-30,0	OK	-5,0	-30,0	OK	-16,6	-30,0	OK
			D	-6,8	-30,0	OK	-1,5	-30,0	OK	-10,6	-30,0	OK	1,5	-30,0	OK
		Min	H	-7,2	-30,0	OK	-11,0	-30,0	OK	-1,1	-30,0	OK	-14,2	-30,0	OK
			D	-6,8	-30,0	OK	-4,6	-30,0	OK	-15,8	-30,0	OK	-1,7	-30,0	OK

Konstrukce z hlediska omezení napětí vyhoví ve všech průřezích v obou posuzovaných časech.



### Mezní stav omezení trhlin

#### Posouzení dekomprese v čase vnesení předpětí, Častá kombinace, $M_{max}$ :

Normálová napětí budou spočítána podle vztahů:

$$\sigma_{c,i,tr}^h = -\frac{N_{p,tr}}{A_c} + \frac{M_{\check{c}ast,max}}{W^h} - \frac{M_{p,tr}}{W^h}$$

$$\sigma_{c,i,tr}^d = -\frac{N_{p,tr}}{A_c} + \frac{M_{\check{c}ast,max}}{W^d} - \frac{M_{p,tr}}{W^d}$$

Tab. 28: Normálová napětí v čase vnesení předpětí při časté kombinaci,  $M_{max}$

Vnesení předpětí, Častá kombinace, MAX	
0	Horní $\frac{-59,233}{5,220} + \frac{0,000}{4,566} + \frac{7,878}{4,566} = -9,622$ MPa
	Dolní $\frac{-59,233}{5,220} + \frac{0,000}{3,445} + \frac{7,878}{3,445} = -9,061$ MPa
5A	Horní $\frac{-57,668}{5,220} + \frac{0,736}{4,566} - \frac{31,708}{4,566} = -17,831$ MPa
	Dolní $\frac{-57,668}{5,220} - \frac{0,736}{3,445} + \frac{31,708}{3,445} = -2,057$ MPa
5C	Horní $\frac{-51,693}{5,220} + \frac{55,573}{4,566} - \frac{66,085}{4,566} = -12,205$ MPa
	Dolní $\frac{-51,693}{5,220} + \frac{55,573}{3,445} + \frac{66,085}{3,445} = -6,851$ MPa
10	Horní $\frac{-61,436}{5,220} - \frac{73,261}{4,566} - \frac{-58,390}{4,566} = -15,026$ MPa
	Dolní $\frac{-61,436}{5,220} + \frac{73,261}{3,445} + \frac{-58,390}{3,445} = -7,453$ MPa
15A	Horní $\frac{-57,668}{5,220} + \frac{0,736}{4,566} - \frac{31,708}{4,566} = -17,831$ MPa
	Dolní $\frac{-57,668}{5,220} - \frac{0,736}{3,445} + \frac{31,708}{3,445} = -2,057$ MPa
15C	Horní $\frac{-51,693}{5,220} + \frac{55,573}{4,566} - \frac{66,085}{4,566} = -12,205$ MPa
	Dolní $\frac{-51,693}{5,220} - \frac{55,573}{3,445} + \frac{66,085}{3,445} = -6,851$ MPa
20	Horní $\frac{-59,233}{5,220} + \frac{0,000}{4,566} + \frac{7,878}{4,566} = -9,622$ MPa
	Dolní $\frac{-59,233}{5,220} + \frac{0,000}{3,445} + \frac{7,878}{3,445} = -9,061$ MPa

**Posouzení dekomprese v čase vnesení předpětí, Častá kombinace,  $M_{min}$ :**

Normálová napětí budou spočítána podle vztahů:

$$\sigma_{c,i,tr}^h = -\frac{N_{p,tr}}{A_c} + \frac{M_{\dot{c}ast,min}}{W^h} - \frac{M_{p,tr}}{W^h}$$

$$\sigma_{c,i,tr}^d = -\frac{N_{p,tr}}{A_c} + \frac{M_{\dot{c}ast,min}}{W_d} - \frac{M_{p,tr}}{W_d}$$

Tab. 29: Normálová napětí v čase vnesení předpětí při časté kombinaci,  $M_{min}$

		Vnesení předpětí, Častá kombinace, MIN				
0	Horní	$\frac{-59,233}{5,220}$	$+$	$\frac{0,000}{4,566}$	$+$	$\frac{7,878}{4,566} = -9,622$ MPa
	Dolní	$\frac{-59,233}{5,220}$	$+$	$\frac{0,000}{3,445}$	$+$	$\frac{7,878}{3,445} = -9,061$ MPa
5A	Horní	$\frac{-57,668}{5,220}$	$+$	$\frac{9,788}{4,566}$	$-$	$\frac{31,708}{4,566} = -15,848$ MPa
	Dolní	$\frac{-57,668}{5,220}$	$-$	$\frac{9,788}{3,445}$	$+$	$\frac{31,708}{3,445} = -4,685$ MPa
5C	Horní	$\frac{-51,693}{5,220}$	$+$	$\frac{72,250}{4,566}$	$-$	$\frac{66,085}{4,566} = -8,553$ MPa
	Dolní	$\frac{-51,693}{5,220}$	$+$	$\frac{72,250}{3,445}$	$+$	$\frac{66,085}{3,445} = -11,692$ MPa
10	Horní	$\frac{-61,436}{5,220}$	$-$	$\frac{64,209}{4,566}$	$-$	$\frac{-58,390}{4,566} = -13,044$ MPa
	Dolní	$\frac{-61,436}{5,220}$	$+$	$\frac{64,209}{3,445}$	$+$	$\frac{-58,390}{3,445} = -10,080$ MPa
15A	Horní	$\frac{-57,668}{5,220}$	$+$	$\frac{9,788}{4,566}$	$-$	$\frac{31,708}{4,566} = -15,848$ MPa
	Dolní	$\frac{-57,668}{5,220}$	$-$	$\frac{9,788}{3,445}$	$+$	$\frac{31,708}{3,445} = -4,685$ MPa
15C	Horní	$\frac{-51,693}{5,220}$	$+$	$\frac{72,250}{4,566}$	$-$	$\frac{66,085}{4,566} = -8,553$ MPa
	Dolní	$\frac{-51,693}{5,220}$	$-$	$\frac{72,250}{3,445}$	$+$	$\frac{66,085}{3,445} = -11,692$ MPa
20	Horní	$\frac{-59,233}{5,220}$	$+$	$\frac{0,000}{4,566}$	$+$	$\frac{7,878}{4,566} = -9,622$ MPa
	Dolní	$\frac{-59,233}{5,220}$	$+$	$\frac{0,000}{3,445}$	$+$	$\frac{7,878}{3,445} = -9,061$ MPa

**Posouzení dekomprese na konci životnosti, Častá kombinace,  $M_{max}$ :**

Normálová napětí budou spočítána podle vztahů:

$$\sigma_{c,i,tr}^h = -\frac{N_{p,kz}}{A_c} + \frac{M_{\check{c}ast,max}}{W^h} - \frac{M_{p,kz}}{W^h} \qquad \sigma_{c,i,tr}^d = -\frac{N_{p,kz}}{A_c} + \frac{M_{\check{c}ast,max}}{W_d} - \frac{M_{p,kz}}{W_d}$$

Tab. 30: Normálová napětí na konci životnosti při časté kombinaci,  $M_{max}$

		Konec životnosti, Častá kombinace, MAX							
0	Horní	$\frac{-44,425}{5,220}$	$+$	$\frac{0,000}{4,566}$	$+$	$\frac{5,909}{4,566}$	$=$	-7,216	MPa
	Dolní	$\frac{-44,425}{5,220}$	$+$	$\frac{0,000}{3,445}$	$+$	$\frac{5,909}{3,445}$	$=$	-6,795	MPa
5A	Horní	$\frac{-43,251}{5,220}$	$+$	$\frac{0,736}{4,566}$	$-$	$\frac{23,781}{4,566}$	$=$	-13,333	MPa
	Dolní	$\frac{-43,251}{5,220}$	$-$	$\frac{0,736}{3,445}$	$+$	$\frac{23,781}{3,445}$	$=$	-1,596	MPa
5C	Horní	$\frac{-38,770}{5,220}$	$+$	$\frac{55,573}{4,566}$	$-$	$\frac{49,564}{4,566}$	$=$	-6,111	MPa
	Dolní	$\frac{-38,770}{5,220}$	$+$	$\frac{55,573}{3,445}$	$+$	$\frac{49,564}{3,445}$	$=$	-9,171	MPa
10	Horní	$\frac{-46,077}{5,220}$	$-$	$\frac{73,261}{4,566}$	$-$	$\frac{-43,793}{4,566}$	$=$	-15,281	MPa
	Dolní	$\frac{-46,077}{5,220}$	$+$	$\frac{73,261}{3,445}$	$+$	$\frac{-43,793}{3,445}$	$=$	-0,273	MPa
15A	Horní	$\frac{-43,251}{5,220}$	$+$	$\frac{0,736}{4,566}$	$-$	$\frac{23,781}{4,566}$	$=$	-13,333	MPa
	Dolní	$\frac{-43,251}{5,220}$	$-$	$\frac{0,736}{3,445}$	$+$	$\frac{23,781}{3,445}$	$=$	-1,596	MPa
15C	Horní	$\frac{-38,770}{5,220}$	$+$	$\frac{55,573}{4,566}$	$-$	$\frac{49,564}{4,566}$	$=$	-6,111	MPa
	Dolní	$\frac{-38,770}{5,220}$	$-$	$\frac{55,573}{3,445}$	$+$	$\frac{49,564}{3,445}$	$=$	-9,171	MPa
20	Horní	$\frac{-44,425}{5,220}$	$+$	$\frac{0,000}{4,566}$	$+$	$\frac{5,909}{4,566}$	$=$	-7,216	MPa
	Dolní	$\frac{-44,425}{5,220}$	$+$	$\frac{0,000}{3,445}$	$+$	$\frac{5,909}{3,445}$	$=$	-6,795	MPa

**Posouzení dekomprese v čase konec životnosti, Častá kombinace,  $M_{min}$ :**

Normálová napětí budou spočítána podle vztahů:

$$\sigma_{c,i,tr}^h = -\frac{N_{p,kz}}{A_c} + \frac{M_{\check{c}ast,min}}{W^h} - \frac{M_{p,kz}}{W^h} \qquad \sigma_{c,i,tr}^d = -\frac{N_{p,kz}}{A_c} + \frac{M_{\check{c}ast,min}}{W_d} - \frac{M_{p,kz}}{W_d}$$

Tab. 31: Normálová napětí na konci životnosti při časté kombinaci,  $M_{min}$

		Konec životnosti, Častá kombinace, MIN				
0	Horní	$\frac{-44,425}{5,220}$	$+$	$\frac{0,000}{4,566}$	$+$	$\frac{5,909}{4,566} = -7,216$ MPa
	Dolní	$\frac{-44,425}{5,220}$	$+$	$\frac{0,000}{3,445}$	$+$	$\frac{5,909}{3,445} = -6,795$ MPa
5A	Horní	$\frac{-43,251}{5,220}$	$+$	$\frac{9,788}{4,566}$	$-$	$\frac{23,781}{4,566} = -11,350$ MPa
	Dolní	$\frac{-43,251}{5,220}$	$-$	$\frac{9,788}{3,445}$	$+$	$\frac{23,781}{3,445} = -4,224$ MPa
5C	Horní	$\frac{-38,770}{5,220}$	$+$	$\frac{72,250}{4,566}$	$-$	$\frac{49,564}{4,566} = -2,459$ MPa
	Dolní	$\frac{-38,770}{5,220}$	$+$	$\frac{72,250}{3,445}$	$+$	$\frac{49,564}{3,445} = -14,012$ MPa
10	Horní	$\frac{-46,077}{5,220}$	$-$	$\frac{64,209}{4,566}$	$-$	$\frac{-43,793}{4,566} = -13,298$ MPa
	Dolní	$\frac{-46,077}{5,220}$	$+$	$\frac{64,209}{3,445}$	$+$	$\frac{-43,793}{3,445} = -2,901$ MPa
15A	Horní	$\frac{-43,251}{5,220}$	$+$	$\frac{9,788}{4,566}$	$-$	$\frac{23,781}{4,566} = -11,350$ MPa
	Dolní	$\frac{-43,251}{5,220}$	$-$	$\frac{9,788}{3,445}$	$+$	$\frac{23,781}{3,445} = -4,224$ MPa
15C	Horní	$\frac{-38,770}{5,220}$	$+$	$\frac{72,250}{4,566}$	$-$	$\frac{49,564}{4,566} = -2,459$ MPa
	Dolní	$\frac{-38,770}{5,220}$	$-$	$\frac{72,250}{3,445}$	$+$	$\frac{49,564}{3,445} = -14,012$ MPa
20	Horní	$\frac{-44,425}{5,220}$	$+$	$\frac{0,000}{4,566}$	$+$	$\frac{5,909}{4,566} = -7,216$ MPa
	Dolní	$\frac{-44,425}{5,220}$	$+$	$\frac{0,000}{3,445}$	$+$	$\frac{5,909}{3,445} = -6,795$ MPa

Tab. 32: Porovnání normálových napětí s limitními hodnotami v mezním stavu omezení trhlin

Zat	Čas	M	Vl	0			5A			5C			10		
				$\sigma$	$\sigma_{lim}$	OK?	$\sigma$	$\sigma_{lim}$	OK?	$\sigma$	$\sigma_{lim}$	OK?	$\sigma$	$\sigma_{lim}$	OK?
ČASTÁ	TR	Max	H	-9,6	0,0	OK	-17,8	0,0	OK	-12,2	0,0	OK	-15,0	0,0	OK
			D	-9,1	0,0	OK	-2,1	0,0	OK	-6,9	0,0	OK	-7,5	0,0	OK
		Min	H	-9,6	0,0	OK	-15,8	0,0	OK	-8,6	0,0	OK	-13,0	0,0	OK
			D	-9,1	0,0	OK	-4,7	0,0	OK	-11,7	0,0	OK	-10,1	0,0	OK
	KZ	Max	H	-7,2	0,0	OK	-13,3	0,0	OK	-6,1	0,0	OK	-15,3	0,0	OK
			D	-6,8	0,0	OK	-1,6	0,0	OK	-9,2	0,0	OK	-0,3	0,0	OK
		Min	H	-7,2	0,0	OK	-11,4	0,0	OK	-2,5	0,0	OK	-13,3	0,0	OK
			D	-6,8	0,0	OK	-4,2	0,0	OK	-14,0	0,0	OK	-2,9	0,0	OK

Ve všech průřezech, které jsme posuzovali, je zajištěna dekomprese tzn., dochází pouze k tlakovému napětí. Návrh vyhovuje na mezní stav omezení trhlin.

### Mezní stav omezení průhybu

V mezním stavu omezení průhybu předpokládáme, že průhyby od stálého zatížení budou vyrovnány nadvýšením při betonáži konstrukce. Budeme proto posuzovat pouze průhyby od proměnného zatížení.

Pro železniční mosty jsou v ČSN EN 1991-2 uvedeny maximální přípustné hodnoty průhybu. Maximální celkový průhyb od kolejového zatížení, měřený podél libovolné koleje, by neměl přesáhnout hodnotu  $\frac{L}{600} = \frac{60}{600} = 0,100 \text{ m} = 100 \text{ mm}$

Maximální průhyb od kolejového zatížení na konstrukci je 33 mm.

### 5.7.1.2 Mezní stav únosnosti

#### Posouzení průřezu 10 – v poli

Při posouzení průřezu v poli vycházíme z předpokladu plného zplastizování betonu i výztuže. Betonářskou výztuž v posouzení zanedbáváme. Předpokládáme, že hodnota staticky neurčitých momentů od předpětí zůstane stejná jako v provozním stavu po celou dobu životnosti konstrukce.

Síly v předpínací výztuži:

Průběžné kabely:  $N_{pd,pk} = 47,114 \text{ MN}$ , Příložky:  $N_{pd,př} = 14,322 \text{ MN}$

Potřebujeme zjistit polohu neutrální osy a velikost tlačného betonu:

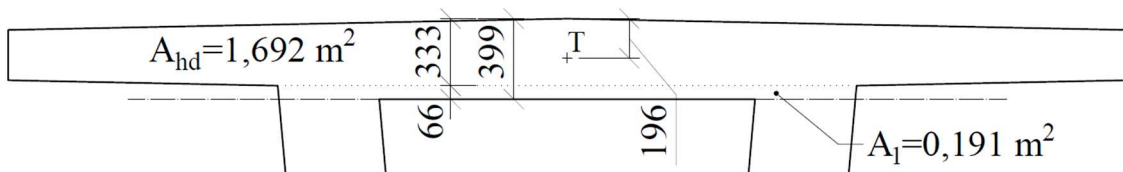
$$N_{cd} = N_{pd}$$

$$A_{hd} \times f_{cd} + b \times 0,8x \times \eta \times f_{cd} = N_{pd,pk} + N_{pd,př}$$

$$1,692 \times 33,3 + 2,9 \times 0,8x \times 1 \times 33,3 = 47,114 + 14,322$$

$$x = \frac{(47,114 + 14,322) - 33 \times 1,692}{1 \times 2,9 \times 0,8 \times 33,3} = \frac{5,0924}{77,256} = 0,066 \text{ m}$$

$$\text{Celková plocha tláčeného betonu: } A_c = A_{hd} + A_1 = 1,692 + 0,191 = 1,883 \text{ m}^2$$



Obr. 8.4: Plocha tláčeného betonu v řezu 10

$$\text{Síla v betonu: } N_{cd} = A_c \times f_{cd} = 1,883 \times 33,3 = 61,436 \text{ MN}$$

$$\text{Rameno vnitřních sil: } z = 3,1 - 0,405 - 0,196 = 2,499 \text{ m}$$

$$\text{Moment únosnosti: } M_{RD} = N_{cd} \times z = 61,436 \times 2,499 = \mathbf{153,529 \text{ MNm}}$$

$$\text{Působící moment: } M_{ED,celk} = M_{ED} + \Delta M_{p,pk,kz} + \Delta M_{p,př,kz} = 103,240 + 31,796 + 3,103 = \mathbf{138,139 \text{ MNm}}$$

$$\text{Posouzení: } M_{RD} > M_{ED,celk} \rightarrow \mathbf{153,529 \text{ MNm} > 138,139 \text{ MNm}}$$

**Průřez 10 vyhoví**

#### **Posouzení průřezu 5C – nad rámovým rohem**

Síly v předpínací výztuži:

$$\text{Průběžné kabely: } N_{pd,pk} = -51,693 \text{ MN}, \text{ Příložky: } N_{pd,př} = +0,458 \text{ MN}$$

Potřebujeme zjistit polohu neutrální osy a velikost tláčeného betonu:

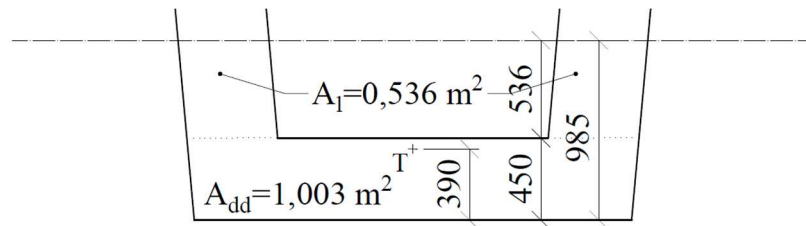
$$N_{cd} = N_{pd}$$

$$A_{dd} \times f_{cd} + b \times 0,8x \times \eta \times f_{cd} = N_{pd,pk} + N_{pd,př}$$

$$1,003 \times 33,3 + (0,5 \times 2) \times 0,8x \times 1 \times 33,3 = 47,114 + 14,322$$

$$x = \frac{|(-51,693 + 0,458)| - 33 \times 1,003}{1 \times (0,5 \times 2) \times 0,8 \times 33,3} = \frac{14,869}{26,64} = 0,536 \text{ m}$$

Celková plocha tláčeného betonu:  $A_c = A_{dd} + A_2 = 1,003 + 0,536 = 1,539 \text{ m}^2$



Obr. 8.5: Plocha tláčeného betonu v řezu 5C

Síla v betonu:  $N_{cd} = A_c \times f_{cd} = 1,539 \times 33,3 = 51,235 \text{ MN}$

Rameno vnitřních sil:  $z = 3,1 - 0,690 - 0,390 = 2,014 \text{ m}$

Moment únosnosti:  $M_{RD} = N_{cd} \times z = 51,235 \times 2,014 = \mathbf{103,187 \text{ MNm}}$

Působící moment:  $M_{ED,celk} = M_{ED} + \Delta M_{p,pk,kz} + \Delta M_{p,př,kz} = -101,458 + 31,481 + 3,103 = \mathbf{-66,874 \text{ MNm}}$

Posouzení:  $|M_{RD}| > |M_{ED,celk}| \rightarrow \mathbf{103,187 \text{ MNm} > 66,874 \text{ MNm}}$

### Průřez 5C vyhoví

V průřezu 5A není nutné příčel posuzovat. Moment od zatížení je řádově menší než v průřezu 5C.

## 5.7.2 Stojka

V návrhu stojky jsme zanedbali momenty od předpětí příčle, které stojce pomáhají, respektive snižují momenty od zatížení. Celkové momenty, na které byla stojka posuzována, jsou uvedeny v tabulce 33.

Tab. 33: Momenty ve stojce v průřezu 5B

Kombinace	$M_{ED}$ [MNm]	$N_{ED}$ [MNm]	Předpětí				Výsledek	
			$M_{p,pk}$ [MNm]	$M_{p,př}$ [MNm]	$N_{p,pk}$ [MNm]	$N_{p,př}$ [MNm]	$M$ [MNm]	$N$ [MN]
MSŮ	-97,666	-22,349	31,796	3,103	2,044	0,199	-62,767	-20,106
Charakt.	-75,608	-17,321	31,796	3,103	2,044	0,199	-40,709	-15,078
Kvazistálá	-47,971	-11,591	31,796	3,103	2,044	0,199	-13,072	-9,348

### 5.7.2.1 Mezní stav použitelnosti

K posouzení stojky v mezním stavu použitelnosti byl využit výpočetní program IDEA StatiCa, verze: 7.1.13.41670. Protokol s výsledky posouzení je součástí práce, viz příloha A.

### 5.7.2.2 Mezní stav únosnosti

Posouzení v mezním stavu únosnosti bylo provedeno pomocí interakčního diagramu. V ručním výpočtu bylo pro zjednodušení vypočítáno pět kritických bodů na diagramu. Pro detailnější posouzení byl interakční diagram vygenerován v programu IDEA StatiCa.

#### **Bod 0, dostředný tlak**

$$N_{Rd,0} = b \times h \times f_{cd} + A_s \times f_{yd} = 2,400 \times 2,500 \times 33,3 + 0,109 \times 434,78 = \\ \mathbf{247,355 MN}$$

$$M_{Rd,0} = \mathbf{0 MNm}$$

#### **Bod 1, nulové přetvoření tažené výztuže**

$$N_{Rd,1} = 0,8 \times b \times h \times f_{cd} + A_{s2} \times f_{yd} = 0,8 \times 2,400 \times 2,500 \times 33,3 + 0,055 \times \\ 434,78 = \mathbf{183,753 MN}$$

$$M_{Rd,1} = 0,8 \times b \times h \times \left(\frac{h}{2} - 0,4 \times d\right) + A_{s2} \times z_{s2} \times f_{yd} = 0,8 \times 2,400 \times 2,500 \times \\ \left(\frac{2,5}{2} - 0,4 \times 2,084\right) + 0,055 \times 0,834 \times 434,78 = \mathbf{21,942 MNm}$$

#### **Bod 2, napětí v tažené výztuži na mezi kluzu**

$$\xi_{bal,1} = \frac{700}{700 + f_{yd}} = \frac{700}{700 + 434,78} = 0,617$$

$$x_{bal,1} = \xi_{bal,1} \times d = 0,617 \times 2,084 = 1,286 m$$

Napětí v tlačené výztuži získáme z podobnosti trojúhelníků:

$$\frac{\varepsilon_{cd}}{x_{bal,1}} = \frac{\varepsilon_{s2}}{x_{bal,1} - d_2}$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cd} \times \left(1 - \frac{d_2}{x_{bal,1}}\right) = 0,035 \times \left(1 - \frac{0,416}{1,286}\right) = 0,00237 > \varepsilon_{yd} \rightarrow \sigma_{s2} = f_{yd}$$

$$N_{Rd,2} = 0,8 \times b \times x_{bal,1} \times f_{cd} + A_{s1} \times f_{yd} - A_{s2} \times f_{yd} = 0,8 \times 2,400 \times 1,286 \times \\ 33,3 + 0,055 \times 434,78 - 0,055 \times 434,78 = \mathbf{82,222 MN}$$

$$M_{Rd,2} = 0,8 \times b \times x_{bal,1} \times \left(\frac{h}{2} - 0,4 \times x_{bal,1}\right) + A_{s1} \times z_{s1} \times f_{yd} + A_{s2} \times z_{s2} \times f_{yd} = \\ 0,8 \times 2,400 \times 1,286 \times \left(\frac{2,5}{2} - 0,4 \times 1,286\right) + 0,055 \times 0,834 \times 434,78 + 0,055 \times \\ 0,834 \times 434,78 = \mathbf{41,703 MNm}$$



### **Bod 3, prostý ohyb**

Nejdříve musíme vypočítat napětí v tlačené výztuži z kvadratické rovnice:

$$\sigma_{s2}^2 A_{s2} - \sigma_{s2} (A_{s1} \times f_{yd} + A_{s2} \times \varepsilon_{cd} \times E_s) + \varepsilon_{cd} \times E_s (A_{s1} \times f_{yd} - 0,8 \times b \times f_{cd} \times d_2) = 0$$

$$\sigma_{s2}^2 0,055 - \sigma_{s2} (0,055 \times 434,78 + 0,055 \times 0,0035 \times 200000) + 0,0035 \times 200000 \times (0,055 \times 434,78 - 0,8 \times 2,4 \times 33,3 \times 0,416) = 0$$

$$\sigma_{s2}^2 0,055 - \sigma_{s2} \times 62,413 - 1879,133 = 0$$

$$\sigma_{s2}^1 = 1164,13 \text{ MPa} \rightarrow \text{Nemožné, mez kluzu oceli } f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s2}^2 = -29,349 \text{ MPa}$$

$$x = \frac{A_{s1} \times f_{yd} - A_{s2} \times \sigma_{s2}}{0,8 \times b \times f_{cd}} = \frac{0,055 \times 434,78 - 0,055 \times (-29,349)}{0,8 \times 2,4 \times 33,3} = 0,399 \text{ m}$$

$$N_{Rd,3} = \mathbf{0 \text{ MN}}$$

$$M_{Rd,3} = 0,8 \times b \times x \times \left( \frac{h}{2} - 0,4 \times x \right) + A_{s1} \times z_{s1} \times f_{yd} + A_{s2} \times z_{s2} \times f_{yd} = 0,8 \times 2,400 \times 0,399 \times \left( \frac{2,5}{2} - 0,4 \times 0,399 \right) + 0,055 \times 0,834 \times 434,78 - 0,055 \times 0,834 \times 29,349 = \mathbf{40,361 \text{ MNm}}$$

### **Bod 4, nulové přetvoření tlačené výztuže**

$$N_{Rd,3} = A_{s1} \times f_{yd} = 0,055 \times 434,78 = \mathbf{23,913 \text{ MN}}$$

$$M_{Rd,3} = A_{s1} \times z_{s1} \times f_{yd} = 0,055 \times 0,834 \times 434,78 = \mathbf{19,943 \text{ MNm}}$$

### **Bod 5, prostý tah**

$$N_{Rd,3} = A_s \times f_{yd} = 0,109 \times 434,78 = \mathbf{47,391 \text{ MN}}$$

$$M_{Rd,3} = \mathbf{0 \text{ MNm}}$$

Detailní průběh interakčního diagramu lze nalézt v příloze A.

## 6 Závěr

Bakalářská práce se zabývala přemostěním koryta řeky jednokolejným železničním mostem. V první části byla provedena rešerše na téma mostní konstrukce a rámové konstrukce, která objasnila výhody a nevýhody jednotlivých druhů konstrukcí. Na základě těchto informací byly vytvořeny různé varianty řešení přemostění. Jako nejvhodnější varianta přemostění byl vybrán dvojkolubový předpjatý rám.

Další částí práce byla parametrická studie odezvy konstrukce na silová i nesilová zatížení. Studie pomohla porozumět chování dvojkolubového rámu a tomu jak tuhost rámových stojek chování rámu ovlivňuje. Ze získaných poznatků během parametrické studie byl pro přemostění zvolen jeden z vyšetřovaných rámu.

Poslední částí byl samotný návrh předmětného rámu. Hodnoty a průběhy vnitřních sil byly vypočteny pomocí výpočtového programu Scia Engineer. Dále byly ručně vypočítány kombinace zatížení pro mezní stav únosnosti a mezní stav použitelnosti dle platných norem. Poté bylo navrženo předpětí průběžnými kabely. Staticky neurčitý moment od průběžných kabelů ale snižoval účinnost předpětí v poli natolik, že konstrukce v mezním stavu použitelnosti nevyhovovala. Bylo tedy přistoupeno k návrhu příložek v polovině příčle, které pomohly vyrovnat momenty od zatížení v polovině příčle. Po návrhu příložek konstrukce vyhověla jak v mezním stavu použitelnosti, tak v mezním stavu únosnosti.

Autor práce si je vědom určitých zjednodušení ve výpočtech. Nebyl uvažován vliv větru ani dynamické působení od zatížení dopravou. Dále nebyla navrhována smyková ani betonářská výztuž v příčném řezu příčle.

## Seznam použité literatury

- [1] ČSN EN 1990, *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*, Praha, 2004
- [2] ČSN EN 1991-1-5, *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou*, Praha, 2005
- [3] ČSN EN 1991-2, *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou*, Praha, 2005
- [4] ČSN EN 1992-2, *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady*, Praha, 2007
- [5] BECHYNĚ, Stanislav. *Betonové mosty trémové a rámové*. 2. vyd. Praha: Státní nakladatelství technické literatury, 1954. Česká matice technická, Technický průvodce
- [6] FISCHER, Jan. *Pražské mosty*. Praha: Academia, 1985.
- [7] JANDA, Lubor, Zdeněk KLEISNER a Jozef ZVARA. *Betonové mosty*. Vyd. 1. Praha: Nakladatelství techn. lit., 1988.
- [8] KLIMEŠ, Jiří a Karel ZŮDA. *Betonové mosty*. Praha: Nakladatelství technické literatury, 1968. Řada stavební literatury.
- [9] KUKAŇ, Vlastimil, Roman ŠAFÁŘ a Vladislav HRDOUŠEK. *Betonové mosty 10*. Vyd. 1. Praha: Vydavatelství ČVUT, 2004. ISBN 80-01-02899-2.
- [10] ŠAFÁŘ, Roman. *Betonové mosty 1: přednášky*. V Praze: České vysoké učení technické, 2010. ISBN 978-80-01-04661-6.
- [11] ŠAFÁŘ, Roman. *Betonové mosty 2: přednášky*. V Praze: České vysoké učení technické, 2014. ISBN 978-80-01-05543-4.
- [12] ŠETŘIL Petr. *Silnice – Železnice. KONSTRUKCE Media*. [online]. 20.5.2016 [cit. 2016-12-28]. Dostupné z: <http://www.silnice-zeleznice.cz/clanek/rekonstrukce-zelezniciho-mostu-v-borsove-nad-vltavou/>
- [13] *Rajce.net*. [online]. [2001] [cit. 2016-11-15]. Dostupné z: [http://josefvv.rajce.idnes.cz/Zel.\\_most\\_Borsov\\_nad\\_Vltavou/](http://josefvv.rajce.idnes.cz/Zel._most_Borsov_nad_Vltavou/)
- [14] *Rajce.net*. [online]. [2001] [cit. 2016-10-28]. Dostupné z: [http://wert.rajce.idnes.cz/Kamenny\\_most\\_v\\_Pisku/](http://wert.rajce.idnes.cz/Kamenny_most_v_Pisku/)
- [15] *Správa železniční dopravní cesty*. [online]. [2014] [cit. 2016-12-15]. Dostupné z: <http://www.szdc.cz/soubory/zeleznicni-svrsek/kategorizace-mapa-cr.pdf>

## Seznam tabulek

Tabulka č. 1: Výsledky první fáze parametrické studie pro stojky I. až VI. ....	30
Tabulka č. 2: Výsledky první fáze parametrické studie pro stojky VII. až XI. ....	31
Tabulka č. 3: Ostatní stálé zatížení.....	33
Tabulka č. 4: Přehled variant v druhé fázi parametrické studie .....	36
Tabulka č. 5: Vnitřní síly v 2. fázi studie od zatížení vlastní tíhou.....	37
Tabulka č. 6: Vnitřní síly v 2. fázi studie od zatížení ostatního stálého zatížení .....	39
Tabulka č. 7: Vnitřní síly v 2. fázi studie od zatížení dopravou.....	41
Tabulka č. 8: Vnitřní síly v 2. fázi studie od zatížení rovnoměrným oteplením .....	43
Tabulka č. 9: Vnitřní síly v 2. fázi studie od zatížení rovnoměrným ochlazením.....	45
Tabulka č. 10: Vnitřní síly v 2. fázi studie od předpětí dvojic sil .....	47
Tabulka č. 11: Ostatní stálé zatížení.....	51
Tabulka č. 12: Vnitřní síly na příčli.....	54
Tabulka č. 13: Vnitřní síly na stojce.....	55
Tabulka č. 14: Přehled vnitřních sil příčle – kombinace pro MSP.....	62
Tabulka č. 15: Přehled vnitřních sil stojky – kombinace pro MSP .....	62
Tabulka č. 16: Přehled vnitřních sil příčle – kombinace pro MSÚ .....	67
Tabulka č. 17: Přehled vnitřních sil stojky – kombinace pro MSÚ .....	67
Tabulka č. 18: Přehled vnitřních sil od předpětí.....	73
Tabulka č. 19: Normálová napětí, charakteristická kombinace, TR, $M_{max}$ .....	76
Tabulka č. 20: Normálová napětí, charakteristická kombinace, TR, $M_{min}$ .....	77
Tabulka č. 21: Normálová napětí, kvazistálá kombinace, TR, $M_{max}$ .....	78
Tabulka č. 22: Normálová napětí, kvazistálá kombinace, TR, $M_{min}$ .....	79
Tabulka č. 23: Normálová napětí, charakteristická kombinace, KZ, $M_{max}$ .....	80
Tabulka č. 24: Normálová napětí, charakteristická kombinace, KZ, $M_{min}$ .....	81
Tabulka č. 25: Normálová napětí, kvazistálá kombinace, KZ, $M_{max}$ .....	82
Tabulka č. 26: Normálová napětí, kvazistálá kombinace, KZ, $M_{min}$ .....	83
Tabulka č. 27: Porovnání normálových napětí v mezním stavu omezení napětí .....	84
Tabulka č. 28: Normálová napětí, častá kombinace, TR, $M_{max}$ .....	85
Tabulka č. 29: Normálová napětí, častá kombinace, TR, $M_{min}$ .....	86
Tabulka č. 30: Normálová napětí, častá kombinace, KZ, $M_{max}$ .....	87
Tabulka č. 31: Normálová napětí, častá kombinace, KZ, $M_{min}$ .....	88
Tabulka č. 32: Porovnání normálových napětí v mezním stavu omezení trhlin .....	89
Tabulka č. 33: Momenty ve stojce v průřezu 5B.....	91

## **Seznam příloh**

Příloha A: Protokol posouzení rámové stojky v MSP

Příloha B: Půdorys konstrukce

Příloha C: Podélný řez konstrukce

Příloha D: Příčný řez

Příloha E: Schéma předpětí