České vysoké učení technické v Praze

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

Návrh lávky v Kralupech nad Vltavou

Vypracoval: Vojtěch Šulc

Vedoucí práce: Doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

V Praze 2020

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
Fakulta stavební
Thákurova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Šulc Jméno: Vojtěch Osobní číslo: 468424

Zadávající katedra: Katedra betonových a zděných konstrukcí

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Návrh lávky v Kralupech nad Vltavou

Název bakalářské práce anglicky: Footbridge in Kralupy nad Vltavou

Pokyny pro vypracování:
V rámci zpracování bakalářské práce zpracujte:
- rešerši na téma trámových mostů vs. rámových mostů se zaměřením na specifika vzpěradlových mostů
- parametrickou studii na téma vlivu tuhostí NK a uložení
- předběžný statický návrh a posouzení konstrukce

Seznam doporučené literatury:
Janda, L., Kleisner, Z., Zvara, J. (1988), Betonové mosty, SNTL, s.584.
Stráský, J. (2001) Betonové mosty, ŠEL, Knižnice autorizovaného inženýra a technika, TK21, s.103
Navrátil, J. (2004) Předpjaté betonové konstrukce, Akademické nakladatelství CERM, s.160

Jméno vedoucího bakalářské práce: Doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

Datum zadání bakalářské práce: 24/2/20 Termín odevzdání bakalářské práce: 17.5.2020

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".

24.2.2020

Datum převzetí zadání Podpis studenta(ky)

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem tuto práci vypracoval samostatně. Veškeré literární prameny a informace, které jsem k práci využil, jsou uvedeny v seznamu použité literatury.

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

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

V Praze dne 24.5.2020

…….……..

Vojtěch Šulc

Poděkování

Děkuji vedoucímu mé práce Doc. Ing. Markovi Foglarovi, Ph.D. za veškeré konzultace a pomoc při řešení.

Abstrakt

Ve své bakalářské práci se věnuji návrhu lávky přes řeku Vltavu v lokalitě Kralupy nad Vltavou. V první části se zabývám návrhy a volbou vhodné varianty přemostění. V dalších částech provádím parametrickou studii na téma trámových a rámových mostů se zaměřením na vzpěradlové konstrukce. Následně vybírám výslednou upravenou vzpěradlovou variantu, kterou předpínám a zjednodušeně posuzuji v časově závislé analýze. Práce rovněž obsahuje předběžné dynamické posouzení.

Klíčová slova

Beton, časově závislá analýza, lávka pro pěší, předpjatá konstrukce, rámové mosty, trámové mosty, vzpěradlové mosty.

Abstract

In my bachelor's thesis I focus on the design of a footbridge over the Vltava River in the locality of Kralupy nad Vltavou. In the first part I deal with the design and selection of a suitable bridging variant. In the following sections, I perform a parametric study on the topic of beam and rigid frame bridges with a focus on rigid frame bridges with V-shaped legs. Subsequently, I select the final rigid frame construction with V-shaped legs, which I prestress and reviewed in a simplified way using a time-dependent analysis. The work also contains a simplified dynamic assessment.

Keywords

Concrete, footbridge, girder bridge, prestressed construction, rigid frame bridge, rigid frame bridge with V-shaped legs, time dependent analysis.

Obsah

1 Úvod 10

2 Charakteristika zájmové plochy 11

2.1 Stávající konstrukce 13

3 Navržené varianty 15

3.1 Zavěšený most 15

3.1.1 Lávka pro pěší Čelákovice 15

3.2 Oblouková lávka se síťovým obloukem 16

3.3 Oblouková lávka se šikmými závěsy 17

3.4 Rámová vzpěradlová lávka 18

3.5 Zhodnocení a konečný výběr 19

4 Rešerše 21

4.1 Trámové konstrukce 21

4.2 Rámové konstrukce 31

4.2.2 Chování jednopolových rámových mostů 33

4.2.3 Sdružené rámy 39

4.2.4 Rámové mosty a předpětí 40

4.3 Realizované vzpěradlové mosty 42

4.3.1 Nadjezd Bouchalka 42

4.3.2 Lochkovský most 44

4.3.3 Taksin bridge v Thajsku 46

4.3.4 Vysokorychlostní železniční most Gemünden 47

4.3.5 Most u La Voulte přes řeku Rhônu 48

4.3.6 Holešovický železniční most 49

5 Komentovaný statický výpočet 52

5.1 Materiály 52

5.1.1 Beton 52

5.1.2 Předpínací výztuž 53

5.1.3 Betonářská výztuž 53

5.2 Zatížení 53

5.2.1 Stálá zatížení 53

5.2.2 Proměnná zatížení 55

5.2.3 Sestavy zatížení 67
5.3 Vnitřní síly 67
5.3.1 Výpočetní model 67
5.3.2 Průběhy vnitřních sil 68
5.4 Předběžná dynamická analýza 79
5.5 Parametrická studie 80
5.5.1 Rozdílné tuhosti jednotlivých prvků 80
5.5.2 Rozdílné naklonění vzpěr 85
5.5.3 Vetknutí v patě V-vzpěr 88
5.5.4 Mezilehlé podpory jako sloupy s posuvným ložiskem 90
5.5.5 Průřez a uložení stojek 90
5.5.6 Vetknuté stojky jako mezilehlé podpory 91
5.5.7 Šikmé kyvné stojky 93
5.5.8 Dvoukloubový rám 96
5.6 Optimalizace řešené konstrukce 97
5.7 Kombinace 98
5.7.1 Kombinace MSP 98
5.8 Zjednodušená dynamická analýza 101
5.9 Postup výstavby 104
5.9.1 TDA analýza 107
5.10 Návrh předpětí 107
5.10.1 Krycí vrstva 107
5.10.2 Mezery mezi kabelovými kanálky 108
5.10.3 První návrh 108
5.10.4 Druhý návrh 114
5.10.5 Třetí návrh 118
5.10.6 Čtvrtý návrh 120
5.10.7 Pátý návrh 123
5.10.8 Šestý návrh 126
5.10.9 Sedmý návrh 128
5.11 Posouzení MSP 133
5.11.1 Mezní stav omezení napětí 133
5.11.2 Mezní stav omezení průhybů 137

5.11.3 Ověření dynamického chování 137
5.12 Posouzení MSÚ 140
5.12.1 Kombinace MSÚ 140
5.12.2 Interakční diagram 141
5.13 Reakce 145
6 Závěr 147
7 Bibliografie 148
8 Seznam obrázků 152
9 Seznam tabulek 160
10 Seznam použitých zkratek 162

1 Úvod

Ve své bakalářské práci se zabývám alternativním návrhem lávky pro pěší přes řeku Vltavu v Kralupech nad Vltavou. Proto v úvodní části práce provádím variantní řešení a navrhnu různé konstrukční možnosti přemostění a z nich vybírám tu nejvhodnější. Mým záměrem je navrhnout jak esteticky, tak funkčně vyhovující lávku, která respektuje okolní prostředí. V současné době je na uvažovaném místě stávající vzpěradlová lávka pro pěší.

V práci se dále věnuji rešerši, za účelem porozumění, jak trámové a rámové konstrukce fungují a jaké jsou jejich specifika, zejména se plánuji zaměřit na vzpěradlové konstrukce. V této části uvádím i několik příkladů již realizovaných vzpěradlových konstrukcí a stručně je popsat. Předmětem práce je i parametrická studie zabývající se vzpěradlovými lávkami s rozdílnými vlastnostmi.

Ve zmiňované druhé části práce se zaměřuji na návrh předpětí v souladu s postupem výstavby dané konstrukce. Následně se pokouším předpětí optimalizovat a posoudit jeho účinky v jednotlivých fázích výstavby. Jednou z částí práce je i zjednodušená dynamická analýza. V závěru práce soustřeďuji na posouzení výsledné navržené konstrukce.

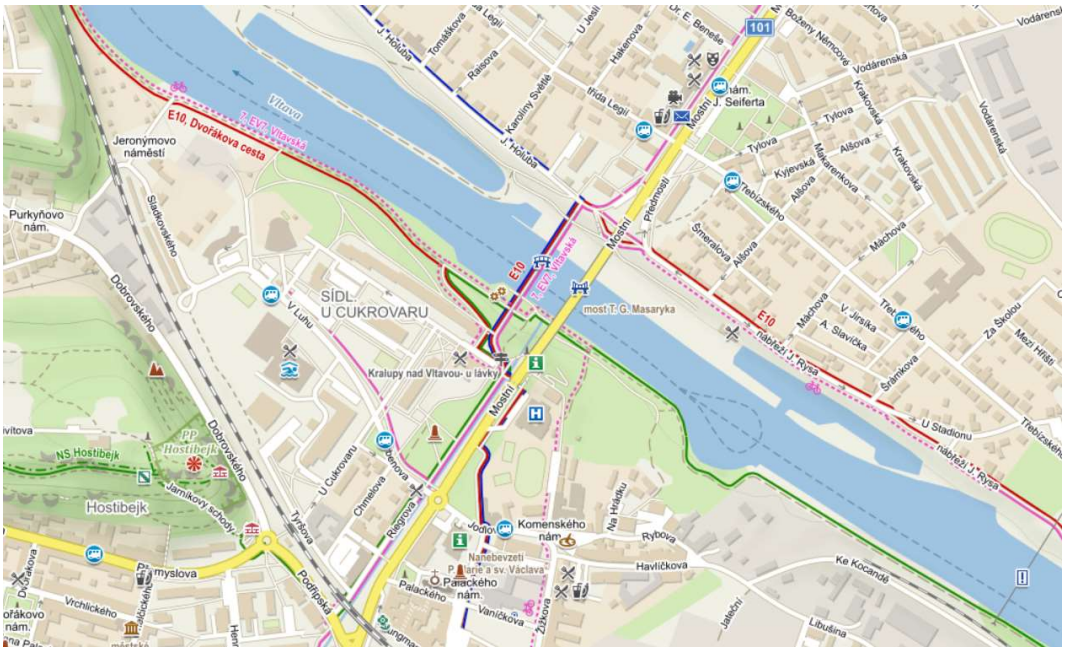
V průběhu celé bakalářské práce probíhala geneze návrhu konstrukce lávky. Nesčetněkrát měním jednotlivé prvky mého návrhu tak, abych nakonec dosáhl nejlepšího výsledku. Postupem času se totiž konstrukci učím a zjišťuji, jak se chová a jak ji nejvhodněji navrhnout.

2 Charakteristika zájmové plochy

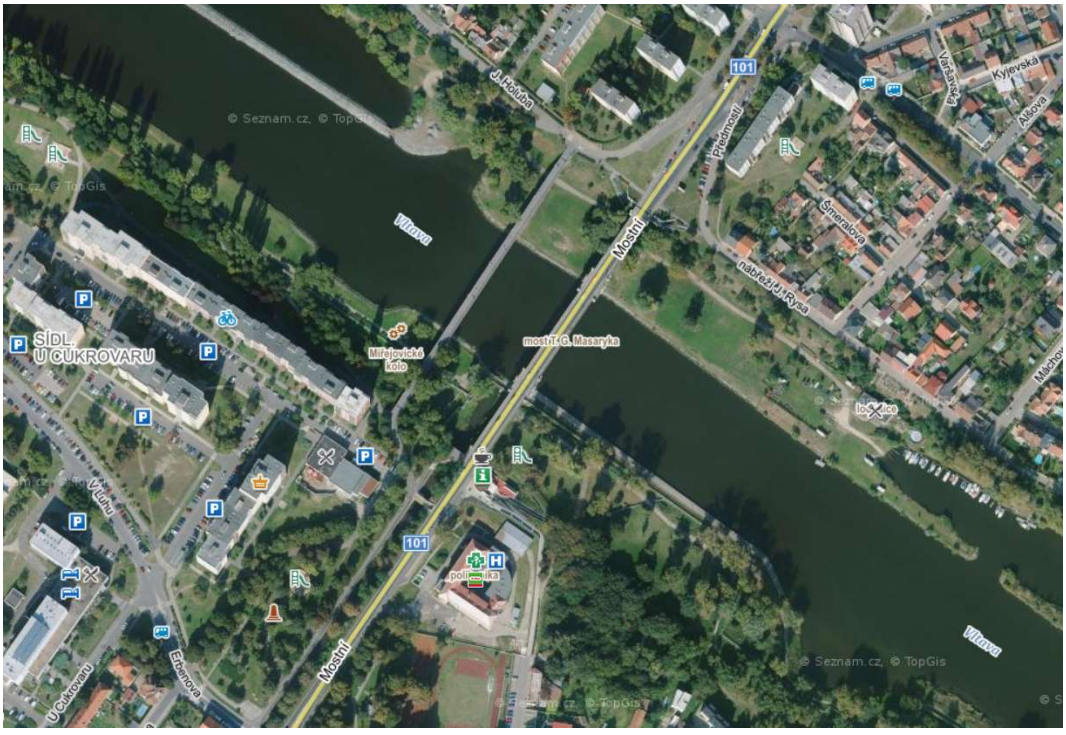
Uvažovaná budoucí lávka překlenuje řeku Vltavu cca 60 m za silničním mostem T. G. Masaryka. Tento most, ač se nezdá, je pro můj návrh velice důležitý. Všechny navrhované varianty by měli tuto stavbu, jelikož je to jedna z nejvýznamnějších železobetonových staveb historie. Tento třípolový most překračuje svým vnitřním polem o rozpětí 80 m řeku Vltavu. Jedná se o konstrukci s žebrovými oblouky. Krajní pole mají rozpětí shodné po 60 m. Při zakládání pilířů bylo využito práce v kesonech. Součástí mostních pilířů jsou ledolamy. Bohužel v roce 1926 byla stavba postižena záplavami. Most byl dokončen v roce 1928 a nyní je zařazen do památkové ochrany. [1, s. 44]

Obrázek 1 - Silniční most T. G. Masaryka (foto autor)

Oba břehy Vltavy mají své zajímavé prvky. Po pravém břehu po proudu řeky k lávce přichází z Prahy cyklostezka, která pokračuje přes lávku dále po levém břehu. Tato cyklostezka je součástí celoevropského systému dálkových cyklostezek Eurovelo a vede z jihu Itálie až na Nordkapp - nejsevernější bod Norska. Na území České republiky se nazývá Labská stezka, jako celek má přízvisko Sluneční trasa. Na této levé straně, po které zmiňovaná cyklostezka pokračuje, se dále nachází významná turistická stezka Dvořákova cesta. Začíná přímo u lávky a vede přes zámek Nelahozeves směrem k hoře Říp. Zároveň je označena jako úsek evropské dálkové turistické cesty E10. [2], [3]



Obrázek 2 - Výřez mapy se zájmovým územím (zdroj [4])



Obrázek 3 - Výřez leteckého mapového snímku (zdroj [4])

Obrázek 4 - Pěší zóna s cyklistickým pruhem (foto autor)

Celým městem podél Zákolanského potoka prochází pěší zóna s cyklo pruhem. Tento potok vtéká do Vltavy mezi Masarykovým mostem a uvažovanou lávkou pro pěší. V současné chvíli je možno překročit řeku Vltavu dvěma způsoby. Buď po chodníku na silničním mostě, nebo po stávající lávce pro pěší. Kdybych uvažoval, že současná lávka na svém místě neexistuje, nebyla by jiná možnost, než přejít přes most T. G. Masaryka. Při jízdě automobilem je situace o poznání horší. Překonat Vltavu v úseku od Prahy přes Kralupy nad Vltavou a dále je možno buď přes Trojský most, již zmiňovaný most T. G. Masaryka a poté až most u Veltrus. To je jeden z důvodů, proč je jediný silniční most v Kralupech přes Vltavu tak dopravně vytížen. Z mého pohledu není rozhodně příjemné přecházet přes tento most. Pro ženy s dětmi či důchodce, není tato varianta ideální. Před mostem T.G.M. je rovněž značka zákaz vjezdu jízdním kolům. I proto si myslím, že je na místě nabídnout chodcům i cyklistům jinou alternativu. Z důvodu absence silničních mostů přes Vltavu v okolí mám v plánu umožnit na mnou navržené lávce pojezd vozidel IZS.

V návrhu jsem omezen několika prvky. Hlavním z nich je dodržení volného průplavního prostoru řeky pod konstrukcí lávky. Plavební profil odpovídá výškové kótě 175,2 m. n. m., tedy 7 m nad maximální plavební hladinou. Šířka průplavního prostoru je 50 m. Návrh musí být proveden i s ohledem na stoletý průtok, který odpovídá Q_{100}= 4 140 m^3/s, čemuž odpovídá výšková kóta 174,75 m. n. m. Podél řeky vede horkovod, který ve svých úvahách také zahrnuji, abych se vyhnul jeho přeložce.

2.1 Stávající konstrukce

V současné době je na uvažovaném místě vzpěradlová lávka pro pěší z předpjatého betonu. Mostní objekt má 3 vnitřní pole a dvě krátká krajní převislá pole. Objekt je to zcela jistě zajímavý. Bylo překvapující, jak dobře funguje konstrukční systém s převislými krajními poli. Pozoruhodná byla i

výstavba lávky. Krajní pole byla zbudována na pevné skruži i s náběhy nad V-vzpěrami. Jako poslední byl na lodi vybetonován střední segment dlouhý 36 m. Ten byl následně připlaven pod rozestavěnou lávku a vyzvednut do finální polohy. [5] Myslím si, že svou funkci plní nadmíru dobře. Dokonce odolala povodním v roce 2002 i 2013.

Obrázek 5 - Fotografie stávající stavby (foto autor)

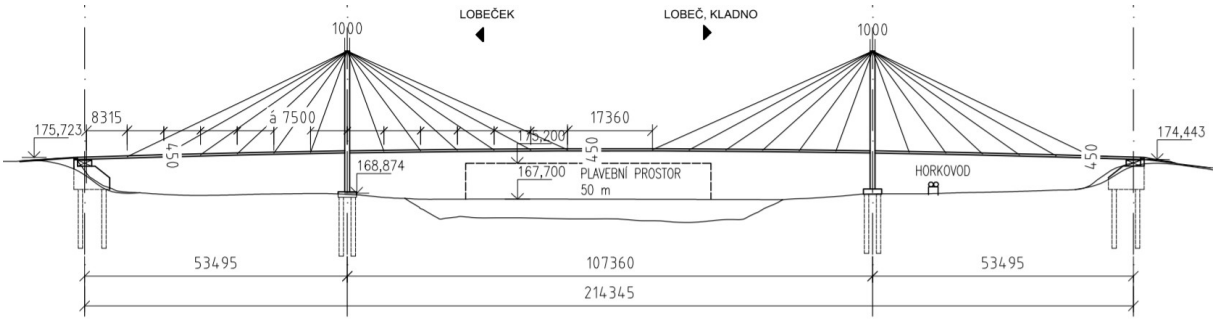
Obrázek 6 - Stávající lávka při povodních 2013 (zdroj [6])

3 Navržené varianty

V této kapitole rozebírám jednotlivé alternativní návrhy, které jsem provedl. Postupně je procházím všechny a následně vybírám jednu výslednou variantu.

3.1 Zavěšený most

Jako první jsem navrhl variantu zavěšenou, která obsahuje 2 pylony, z nichž vedou závěsy tvořící pružné podpory mostovky. Tato varianta velice elegantně překonává 214,345 m prostor mezi osami obou opěr. Představuje naprosto jiný způsob mostní konstrukce, než je vedle stojící most T. G. Masaryka. Tento návrh shledávám jako velice atraktivní, avšak do tohoto místa bych raději použil konstrukci méně vyzývavou.

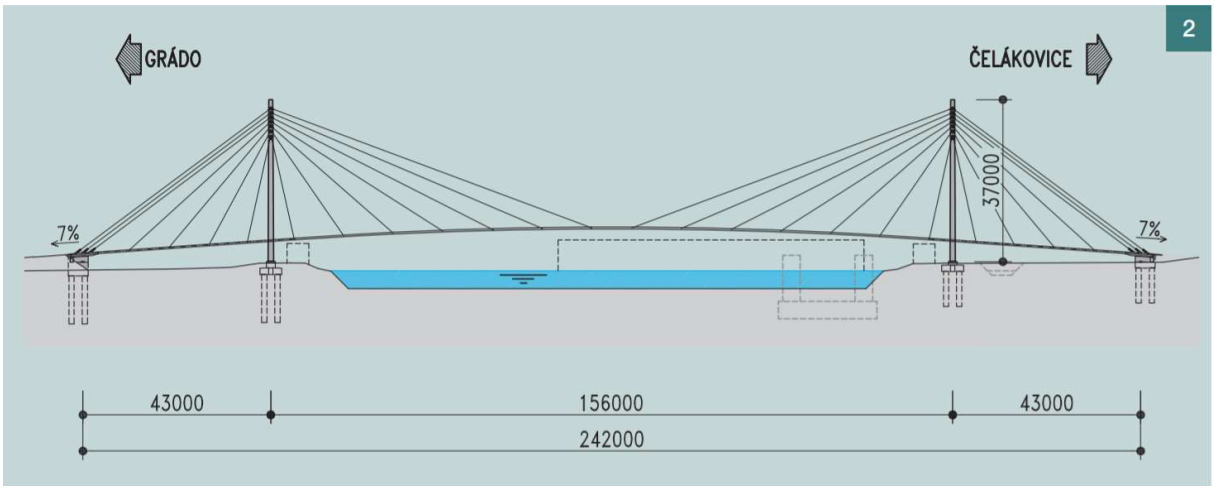


Obrázek 7 - Podélný řez zavěšenou variantou

Navrhl jsem 12 závěsů na každém pylonu po 7,5 m. Závěsy jsou uspořádány vějířovitě. Krajní pole mají stejné rozpětí, tedy 53,5 m. Vnitřní pole má rozpětí 107,36 m. Mostovka byla navržena jako desková konstrukce s konstantní přibližně určenou tloušťkou 450 mm. Pylony jsou navrženy tvaru písmene A. Pod mostovkou jsou pylony spojeny. Mostovka na tomto spoji však není uložena.

3.1.1 Lávka pro pěší Čelákovice

Podobný návrh lze v České republice spatřit v Čelákovicích přes řeku Labe. Hlavní pole má rozpětí 156 m. Vedlejší pole mají rozpětí shodně po 43 m. Také byly použity pylony tvaru písmene A. Na rozdíl od naší konstrukce bylo využito UHPC s rozptýlenou výztuží. [7]



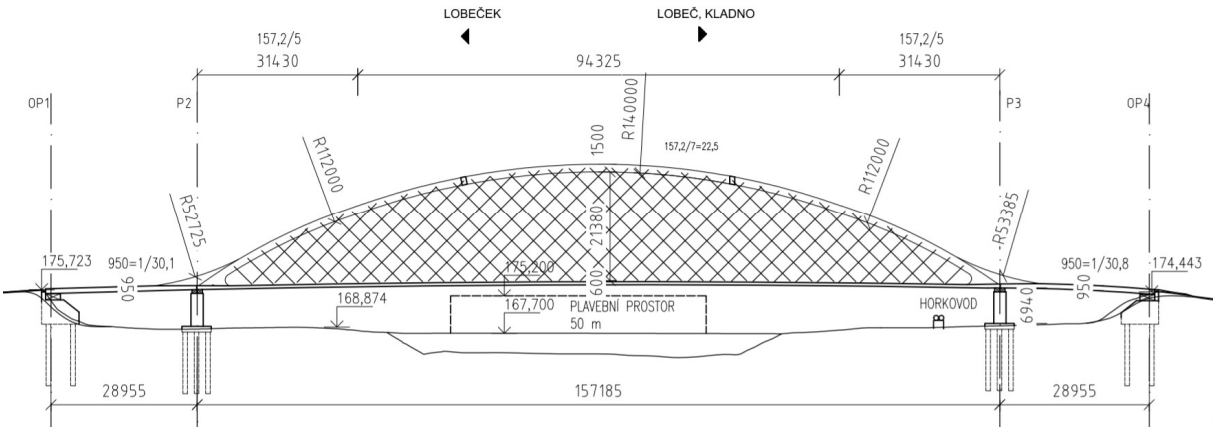
Obrázek 8 - Podélný řez lávkou v Čelákovicích (zdroj [7, s. 11])

Obrázek 9 - Pohled na lávku v Čelákovicích (foto autor)

3.2 Oblouková lávka se síťovým obloukem

Další variantou byla konstrukce oblouková se síťovým obloukem. Zde byly provedeny dva podnávrhy. Mým hlavním úmyslem bylo zachovat volný prostor od břehů až k navrženým opěrám pro budoucí využití. Považuji tento prostor za velmi cenný. U obou podvariant byly navrženy 2 roviny závěsů. Oblouky jsou tedy navrženy také 2 rovnoběžné po obou stranách lávky.

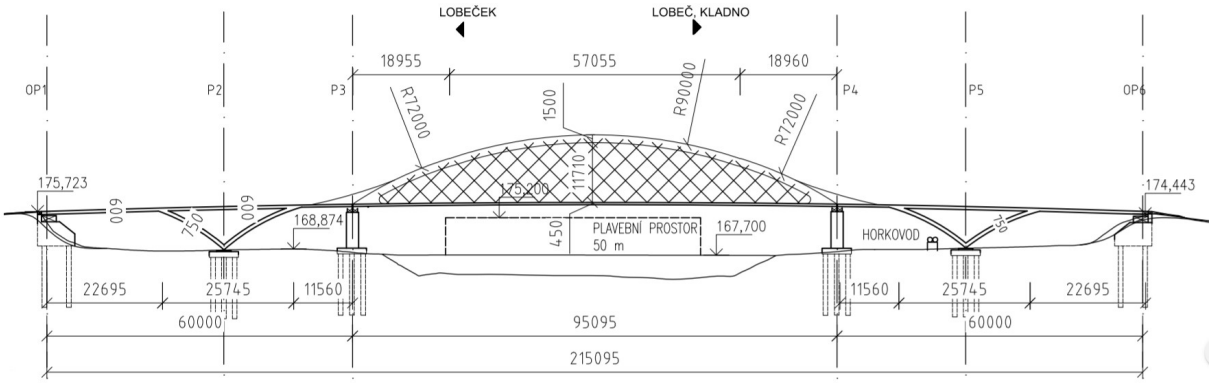
V první podvariantě jsem navrhl dvě krajní pole o rozpětí cca 28,95 m a vnitřní pole se síťovým obloukem o rozpětí 157,18 m. Tloušťka mostovky ve vnitřním poli byla předběžně stanovena na 600 mm. V krajních polích to je hodnota 950 mm. Tato hodnota byla navržena pomocí empirického vzorce, jako 1/30 l, kde l je hodnota příslušného rozpětí. Tyto hodnoty by bylo samozřejmě nutno následně upravit. Mostovka je opět řešena jako desková. Samotný oblouk byl navržen jako složený oblouk ze 3 jednotlivých oblouků. Do 1/5 rozpětí byl použit poloměr 0,8xR, kde R je poloměr oblouku uprostřed rozpětí v délce zbylých 3/5 rozpětí. Zde byla tato hodnota R stanovena na 140 m. Hlavním parametrem obloukových konstrukcí je poměr vzepětí oblouku vzhledem k jeho rozpětí. Vzepětí oblouku jsem navrhl jako hodnotu 22,5 m. Zmiňovaný poměr je tedy přibližně 1/7. Tato hodnota, by se ideálně měla pohybovat do 1/15. Tuto variantu si lze představit tak, že oblouky tvoří pomyslné nosníky. Roviny závěsů reprezentují stojinu a samotný oblouk s mostovkou si lze představit jako pásnice.



Obrázek 10 - Podélný řez obloukovou variantou 1

V druhé podvariantě jsem, z důvodu předpokládaných vysokých nákladů na konstrukci oblouku, zmenšil vnitřní pole. Logicky při zachování celkové délky přemostění bylo zvětšeno pole

krajní. Právě v těchto krajních polích by při daném rozpětí již bylo problematické a opět zbytečně drahé konstrukci provést. Z těchto důvodů zde byly navrženy další podpory v krajních polích (P2, P5). Tyto podpory budou konstruovány ve formě vzpěr tvaru písmene V. Hlavní myšlenka této konstrukce byla nenásilně pokračovat v lince jdoucí z oblouku a protáhnout ji až k základové konstrukci. Rozpětí jednotlivých polí jsou tedy 22,7 m, 25,7 m, 11,5 m, 95,1 m, 11,5 m, 25,7 m a 22,7 m.



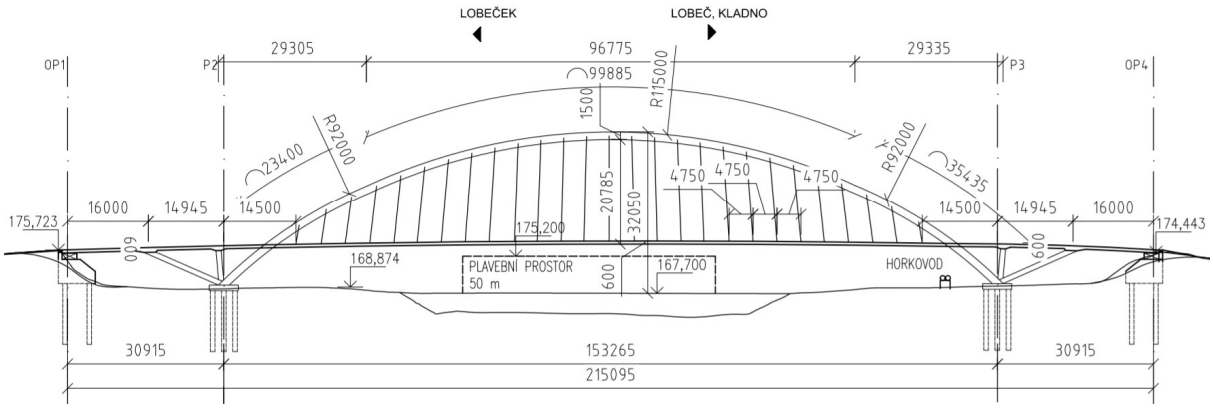
Obrázek 11 - Podélný řez obloukovou variantou 2

Střední pole u obou podvariant funguje staticky jako prostý nosník, který je v místě ukotvení závěsů k mostovce poddajně podporován. U první zmiňované podvarianty by bylo možné použít zjednodušené statické schéma tří prostých nosníků za sebou.

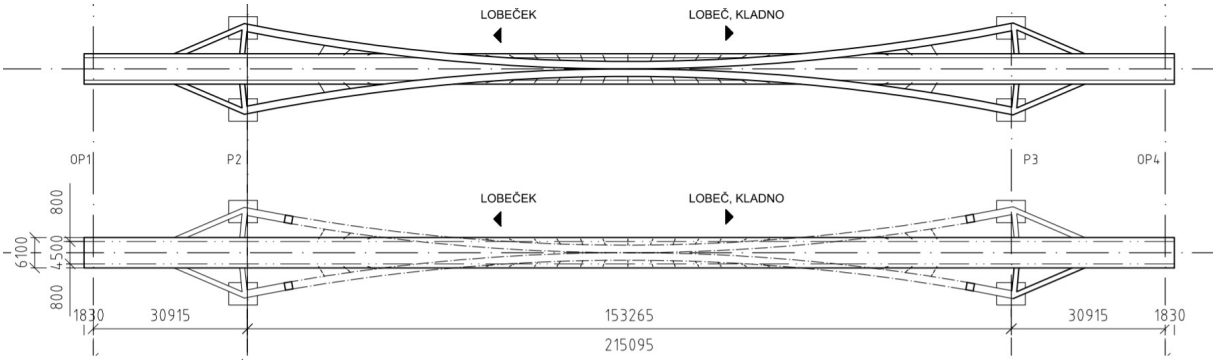
Díky tomuto řešení bude nutné umístit na pilíře P2 a P3 dvojitý počet ložisek, než kdyby byla lávka navržena jako spojitý nosník. Na druhou stranu by to mohlo být velice užitečné v řešení problematiky dilatace konstrukce. Konstrukce oblouku tedy končí vždy přímo na pilíři. Na obrázku výše je naznačen jakýsi plynulý přechod oblouku vzhledem k mostovce, respektive plynulý přechod k V-vzpěře. Tento přechod nemá žádnou statickou funkci a jeho umístění na konstrukci má čistě estetické důvody. Podrobný návrh sklonu a rozmístění jednotlivých závěsů nebylo provedeno.

3.3 Oblouková lávka se šikmými závěsy

Rovněž jsem navrhl obloukovou konstrukci se šikmými závěsy. Návrh parametrů oblouku byl proveden velice zjednodušeným způsobem. Použil jsem stejný způsob jako ve 2. variantě se síťovými oblouky. Avšak oblouky nejsou rovnoběžné s osou lávky. Byly navrženy 2 oblouky, které jsou rozkročené a ve vrcholu se dotýkají. Rozteč závěsů byla zvolena jako hodnota mezi 4-5 m. Tloušťka mostovky byla stanovena konstantní po celé délce konstrukce 600 mm a navržena jako desková. Rozpětí jednotlivých polí byla navržena jako 16,0 m, 14,9 m, 153,3 m, 14,9 m a 16,0 m. Staticky se lávka bude chovat odlišně než varianta se síťovým obloukem. Vyskytuje se zde velké množství vetknutých spojení. Obzvláště těžké by bylo provést styčník, ve kterém se potkávají obě vzpěry a pata oblouku. Toto místo by bylo obtížné i namodelovat a správně posoudit. Mostovka je kromě závěsů podepřena ještě šikmými vzpěrami (viz podélné a vodorovné řezy níže). Založení mostního objektu je voleno jako dva samostatné základy na každé straně.



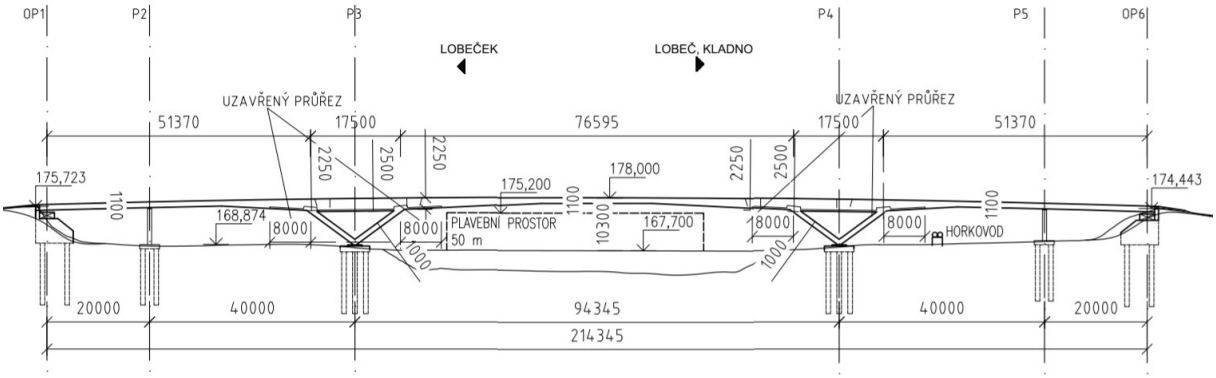
Obrázek 12- Podélný řez obloukovou lávkou se šikmými závěsy



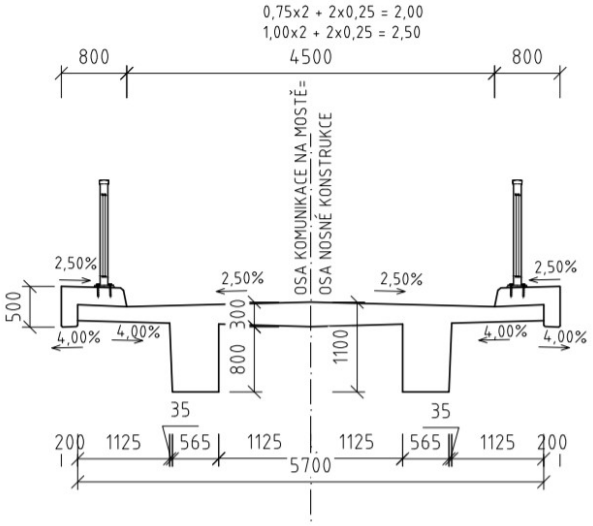
Obrázek 13 - Vodorovný řez a pohled shora na obloukovou lávku se šikmými závěsy

3.4 Rámová vzpěradlová lávka

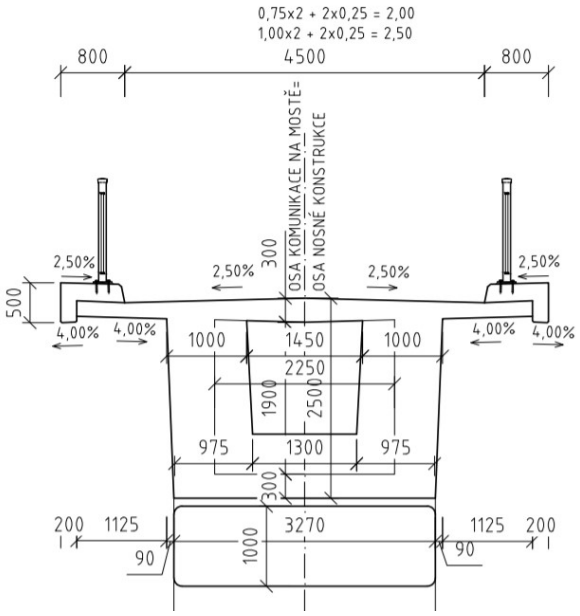
Jako poslední varianta byla navržena rámová konstrukce, kterou tvoří mostovka a šikmé vzpěry tvaru písmene V. Tento návrh je obdobou stávajícímu objektu. Staticky se jedná o konstrukci s pěti poli a dvěma převislými poli. Rozpětí těchto polí jsou 20,8 m, 33,0 m, 17,5 m, 66,4 m, 17,4 m, 36,6 m a 22,6 m. Krajní pole vznikla vložením kyvných stojek do krajních polí. Mostovka byla navržena jako dvoutrámová konstrukce, která v oblastech 8 m před stykem se vzpěrou přejde do uzavřeného komorového průřezu. Dále se jím zabývám v oddílu rešerše této práce.



Obrázek 14 - Podélný řez vzpěradlovou lávkou



Obrázek 15 - Příčný řez vzpěradlové lávky v poli



Obrázek 16 - Příčný řez vzpěradlovou lávkou nad podporou

3.5 Zhodnocení a konečný výběr

Nyní proti sobě stojí několik, dle mého názoru, vcelku reálných návrhů. V této podkapitole vybírám nejvhodnější z nich a svou volbu odůvodňuji. Každá varianta má své přednosti i zápory.

Způsob přemostění pomocí oblouku je sám o sobě esteticky zdařilý, ale jak již bylo psáno, most je nutno navrhovat s ohledem na nedaleko stojící Masarykův most. Konstrukce se šikmými závěsy by v jistém prostředí mohla působit hezky. Do dané oblasti se však příliš nehodí. Z tohoto důvodu jsem tuto variantu vyloučil.

Varianta se síťovaným obloukem je již vhodnější pro mé podmínky. V tomto případě bych raději volil plošší oblouk. Tuto volbu bych učinil z toho důvodu, aby konstrukce nebyla příliš

dominantní, kvůli výšce jejího vrcholu. V mém případě by se tedy jednalo o podvariantu síťového oblouku s šikmými V-vzpěrami. Tento návrh jsem tedy zahrnul do užšího výběru.

Zavěšená varianta působí z estetického hlediska také velice dobře. Pylony tvoří jakýsi protipól vedlejšímu silničnímu mostu. Záměrem by bylo přinést do těchto míst něco nového. Na jedné straně by to byla lehká a vzdušná zavěšená lávka, na straně druhé by to byl historicky významný, těžký, železobetonový silniční most. Myslím si, že tato myšlenka by mohla jistým způsobem vhodně zafungovat. Lávka by potenciálně mohla být provedena jako letmo montovaná.

Varianta vzpěradlová je velmi podařeným návrhem. Do daného prostředí správně zapadá a není v konfliktu s vedlejším mostním objektem. Jak již bylo zmíněno, lávka zatím plní svou funkci zdárně.

Po zvážení všech kladů a záporů jednotlivých variant se výběr zúžil na 3 varianty. Rozhoduji se tedy mezi zavěšenou, vzpěradlovou a obloukovou konstrukcí. Mé osobní preference mě vedou k návrhu rámové vzpěradlové konstrukce. Dle mého názoru je tento návrh tou nejlepší možnou volbou pro dané okrajové podmínky. V práci dále pokračuji touto variantou.

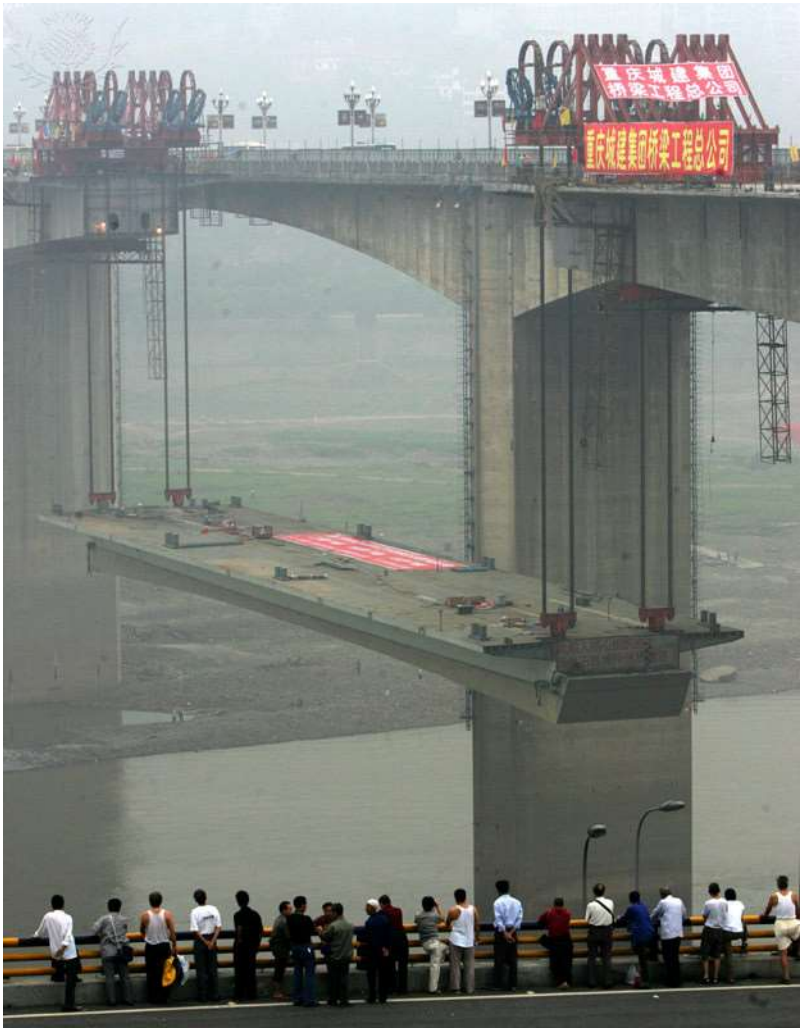
4 Rešerše

V této části bakalářské práce se věnuji trámovým, rámovým a zejména vzpěradlovým konstrukcím. Uvádím několik příkladů realizovaných objektů, které budou více či méně podobné mému navrženému řešení.

4.1 Trámové konstrukce

Trámové konstrukce se obvykle používají v případech, kdy již nelze využít deskové konstrukce. Jsou určeny pro relativně širokou škálu rozpětí, od cca 10-20 m pro mosty složené z několika prefabrikovaných nosníků do komorových mostů s maximálním rozpětí okolo 300 m. Rekordman mezi trámovými mosty v délce rozpětí most Stolma v Norsku realizovaný s rozpětím hlavního pole 301 m. Je to zatím největší most provedený technologií letmé betonáže. Výška průřezu je po délce konstrukce proměnná. Nabývá hodnot od 3,5 m v poli do 15,0 m nad podporami. Zajímavostí může být, že na střední část hlavního pole byl použit lehký beton LC60. Zároveň bylo navrženo protizávaží v krajních polích ze sypaného štěrku. [8, s. 57]

Jiné zdroje však uvádí i most s rozpětím větším. [9] Most Shibanpo přes řeku Yangtze se nachází v Chongqingu v Číně a má obdivuhodné rozpětí hlavního pole 330 m. Zde však můžeme diskutovat o jeho prvenství, jelikož v hlavním poli byl použit 103 m dlouhý ocelový segment komorového průřezu. Jedná se tak spíše o most hybridní (kombinovaný). Tento most byl postaven vedle starého mostu. Šířka příčného řezu je 19 m a převádí 4 jednosměrné pruhy pozemní komunikace. Starý most převádí taktéž 4 jednosměrné pruhy pozemní komunikace. Stavba byla dokončena v roce 2006. V příčném řezu se jedná o komorový průřez. Zajímavostí je fakt, že zmíněný ocelový segment byl k místu stavby připlaven proti proudu řeky ze vzdálenosti přibližně 1 000 km. Váha tohoto segmentu byla přibližně 1 400 tun a jeho zdvih a zabudování do betonové konstrukce bylo provedeno za pouhý jeden den z důvodu co nejkratšího omezení provozu lodní dopravy na řece Yangtze. Těžko posoudit ekonomičnost návrhu. Konstrukce se sama o sobě zdá být navržena velice ekonomicky. Nejsem však schopen zohlednit řadu dalších faktorů, jako třeba cenu dopravy segmentů atd. [10]



Obrázek 17- Fotografie z průběhu zvedání ocelového segmentu na mostu Shibanpo (zdroj [11])

Trámové mosty mohou být použity v kombinaci se statickým schématem prostého nebo spojitého nosníku, nosníku s převislými konci nebo rámové konstrukce atd. Tudíž se můžeme setkat jak se staticky určitými, tak staticky neurčitými konstrukcemi. [12, s. 298]

Velkou předností trámových mostů je možnost ušetření hmotnosti nosné konstrukce. Obzvláště výhodné z ekonomického hlediska jsou tyto konstrukce při použití dvoutrámového příčného řezu při rozpětí do 45 m. [13, s. 10-11]

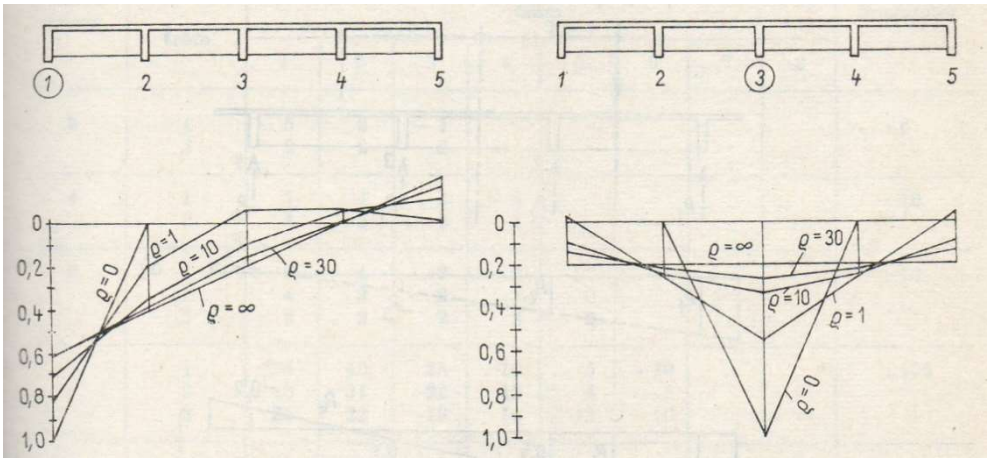
Trámové konstrukce definují 3 hlavními prvky:

- Únosnost jednotlivých trámů přenášejících podélné zatížení.
  Mohou být buď monolitické nebo prefabrikované. Tvoří otevřený průřez nebo jsou v dolní části spojeny deskou a tvořit tak uzavřený komorový průřez. Trámy, které jsou nad úrovní mostovky a tvoří tak konstrukci s mezilehlou nebo dolní mostovkou, nazýváme parapetní nosníky. U monoliticky prováděných trámových konstrukcí je, kvůli následnému snazšímu odbedňování, vhodné navrhnout stěny nosné konstrukce zešikmené.

- Deska mostovky, která zajišťuje souvislé spolupůsobení trámů a zároveň částečně plní i funkci vodorovného ztužení konstrukce.
  Mostovka bývá často monoliticky spojena s horní částí trámů. V případě použití prefabrikovaných hlavních nosníků se provádí spřažení desky mostovky s nosníky. Pokud je deska ještě monoliticky spojena s příčníky je značně namáhána ve více směrech a dochází k navýšení hodnot napětí. Děje se tak zejména při namáhání zápornými ohybovými momenty. To z tohoto místa tvoří potenciálně poruchovou oblast konstrukce. Proto je žádoucí tomu předejít pomocí vynechání mezery mezi spodní částí desky mostovky a horní částí příčného ztužidla.
  Desku mostovky lze i příčně předepnout, čehož se využívá se při větších šířkách převáděného dopravního proudu, nebo k eliminaci trhlin od teplotních změn a smršťování betonu. V dnešní době je možno tyto problémy částečně řešit pomocí materiálů se speciálními vlastnostmi, např.: UHPC (viz lávka pro pěší v Čelákovicích, která má tloušťku mostovky pouhých 60 mm) nebo betony s rozptýlenou výztuží.
- Příčníky či příčná ztužidla, která realizují správný roznos zatížení v příčném směru a zajišťují příčnou ohybovou tuhost konstrukce.
  Vždy se používají nadpodporové. Mezilehlé nad mezilehlými podporami nebo v poli se nevyužívají tak často. Obvykle je to z technologických důvodů. Nelze totiž společně s mezilehlými ztužidly použít metodu výsuvné skruže používané nejčastěji pro estakáda do rozpětí polí 60 m.

Spolupůsobící mostovka s trámy tvoří jakési T-nosníky, které jsou zjednodušeně vyskládány příčně vedle sebe. Zmiňovaná mostovka s příčnými ztužidly nebo příčníky má za úkol zajistit, aby se jednotlivé trámy nechovaly jako osamělé nosníky. Tvoří tak ucelenou konstrukci, která je schopna přenášet různá pohyblivá zatížení jak v příčném, tak podélném směru.

V minulosti byly velmi často výpočty trámových konstrukcí prováděny za předpokladu působení nekonečně tuhého ztužidla. Například pokud byl určitý trám zatížen přímo ve své ose uvažovalo se i s roznosem zatížení na ostatní trámy pomocí zmíněného nekonečně tuhého ztužidla. Navržením příčníků vzniká nosníkový rošt. Ke zjednodušenému výpočtu míry spolupůsobení lze použít příčinkové čáry. Tu ovlivňuje tuhost obou prvků roštu, tedy trámů i příčníků. [14, s. 17]



Obrázek 18 - Příčinkové čáry na trámové konstrukci (zdroj [12, s. 327])

Hodnoty ϑ jsou jednotlivé roštové tuhosti.

$$\vartheta = \frac{l^3}{8b^3}\frac{\mu I_z}{I_t}$$

Kde: l je rozpětí trámů

b je osová vzdálenost trámů

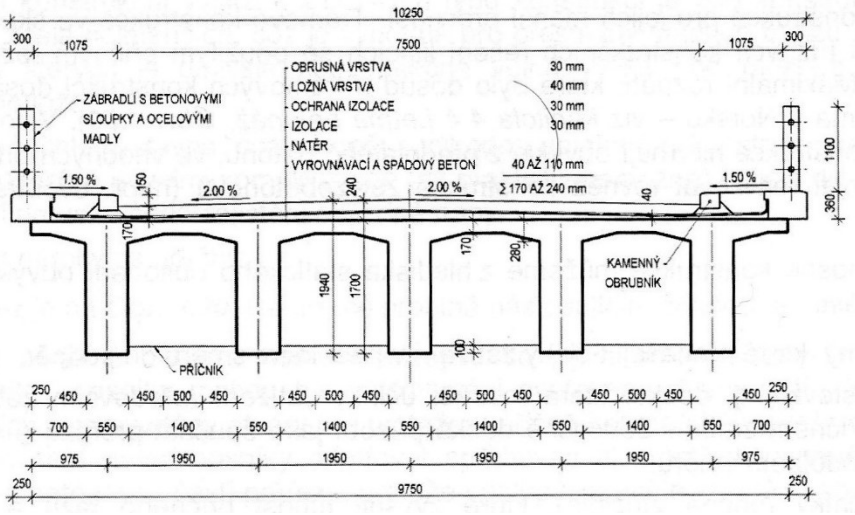
I_z je moment setrvačnosti ztužidla

I_t je moment setrvačnosti trámu

μ je součinitel vyjadřující vliv počtu ztužidel

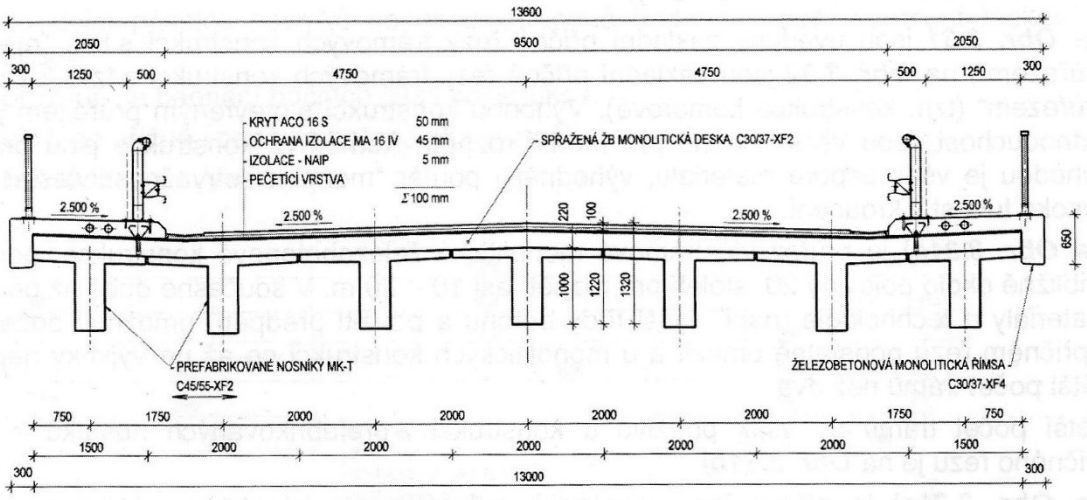
Pokud nabývá hodnot $\vartheta \geq 30$ je možno uvažovat zmiňované nekonečně tuhé ztužidlo. [12, s. 326] V současnosti se pro vyřešení této problematiky příčného roznosu zatížení používají deskostěnové modely.

Jak již bylo zmíněno v příčném řezu je několik možností, jak realizovat trámový most. Dělit je lze na dvě základní kategorie skupiny. První skupina jsou otevřené průřezy, které se používají na menší rozpětí. Druhá skupina jsou průřezy uzavřené neboli komorové. Právě příčný řez ovlivňuje velkou měrou maximální možné rozpětí dané konstrukce. Všechny příčné řezy přináší určitý stupeň úspory materiálu. Níže jsou jednotlivé možnosti volby příčného řezu rozebrány.



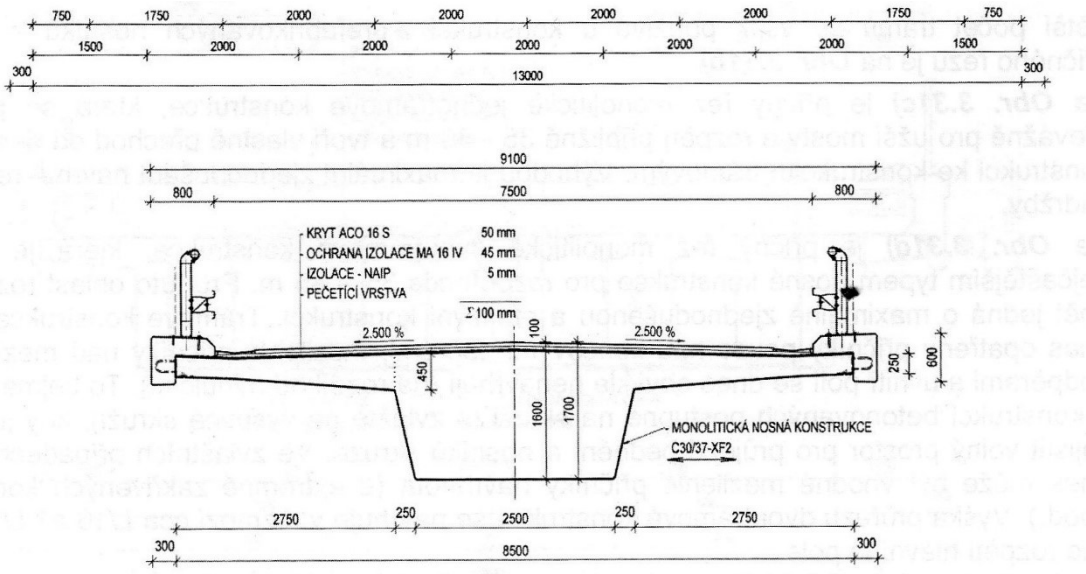
Obrázek 19 - Příčný řez monolitickým vícetrámovým mostem (zdroj [8, s. 58])

Monolitické vícetrámové konstrukce se již v dnešní době nenavrhují. Hlavním důvodem je veliká pracnost provedení z monolitického betonu. Nyní je snaha navrhovat konstrukce jednodušeji proveditelné. Hlavním usnadněním je v tomto případě zredukování počtu trámů nebo použití prefabrikovaných nosníků, jak je provedeno v příkladu níže.



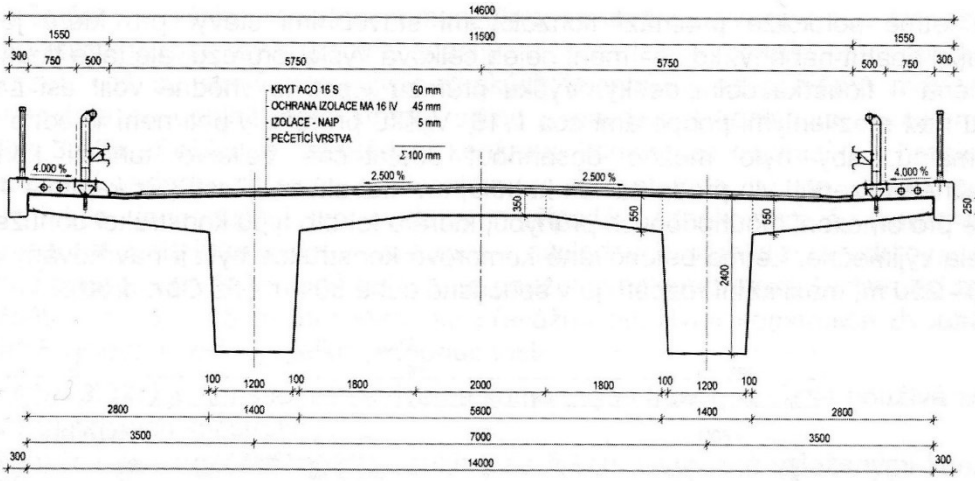
Obrázek 20 - Příčný řez prefabrikovaným vícetrámovým mostem (zdroj [8, s. 58])

Návrhy mostů sestavených z prefabrikovaných nosníků jsou u nás poměrně hojně využívány. Velkou předností je omezení mokrého procesu na stavbě. Musí být zajištěno příčné spolupůsobení konstrukce pomocí spřažení s železobetonovou monolitickou deskou případně i pomocí příčníků.



Obrázek 21 - Příčný řez monolitickým jednotrámovým mostem (zdroj [8, s. 58])

Jednotrámové monolitické konstrukce lze kvůli omezené délce vyložení konzol využít na mosty menších příčných rozměrů. Z příčného řezu lze také vyčíst, že nejsou tak ekonomicky výhodné. Tvoří jakýsi mezikrok od deskových k trámovým konstrukcím. Zvětšením rozměrů trámu a jeho vylehčením vznikne komorový průřez.



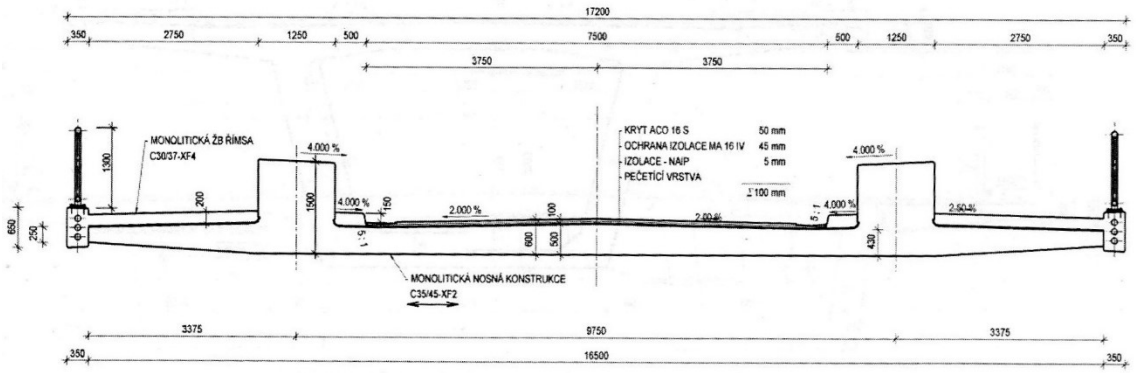
Obrázek 22 - Příčný řez monolitickým dvoutrámovým mostem (zdroj [8, s. 59])

Dvoutrámové monolitické konstrukce jsou u nás tím nejpoužívanějším typem otevřených trámových mostů. Jsou nejekonomičtější. Při vynechání mezilehlých a ponechání nadpodporových příčníků lze dosáhnout i poměrně jednoduše proveditelnou konstrukci. V kombinaci s nimi používáme nejčastěji technologii betonáže na skruži.

V Praze se nachází dvoutrámový most realizovaný letmou betonáží. Jedná se dokonce o první objekt postavený touto technologií na území České republiky. Je jím most na Veslařský ostrov, který byl dokončen roku 1958. U letmé betonáže je nutno pamatovat na působení konstrukce při montážním stavu, ve kterém je zatížena značnými konzolovými momenty. Pomocí letmé betonáže nebyla zhotovena celá konstrukce. Na krajní pole o rozpětí 12,58 a 12,75 byla využita betonáž na skruži. V oblastech nad podporami a lokálně uprostřed rozpětí byl navržen komorový průřez. Uprostřed hlavního pole o rozpětí 45 m je vložen kloub a dilatační spára viz Obrázek 24. Toto řešení s vloženým kloubem, které bylo použito i na zvíkovských mostech, se ale neosvědčilo. Proto nebylo využito ani na v té době aktuální stavbě Gottwaldova mostu, dnes známého jako Nuselský. Při zakládání objektu byli použity beraněné dřevěné piloty. Celý projekt byl ve své podstatě hodně experimentální, jednak protože byla poprvé použita letmá betonáž a jednak kvůli způsobu umístění předpínací výztuže. Ta byla situována v horní části stěn nosné konstrukce uložena do žlabů, které byly následně zality cementovou zálivkou. [15, s. 60], [16, s. 163]

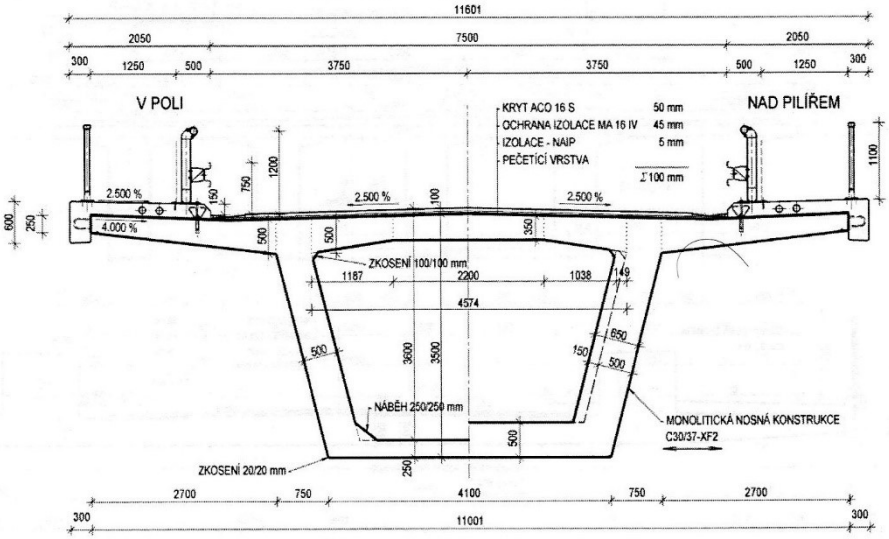
Obrázek 23 - Fotografie most na Veslařský ostrov (foto autor)

Obrázek 24 - Dilatační spára - most na Veslařský ostrov (foto autor)



Obrázek 25 - Příčný řez mostem s parapetními nosníky (zdroj [8, s. 59])

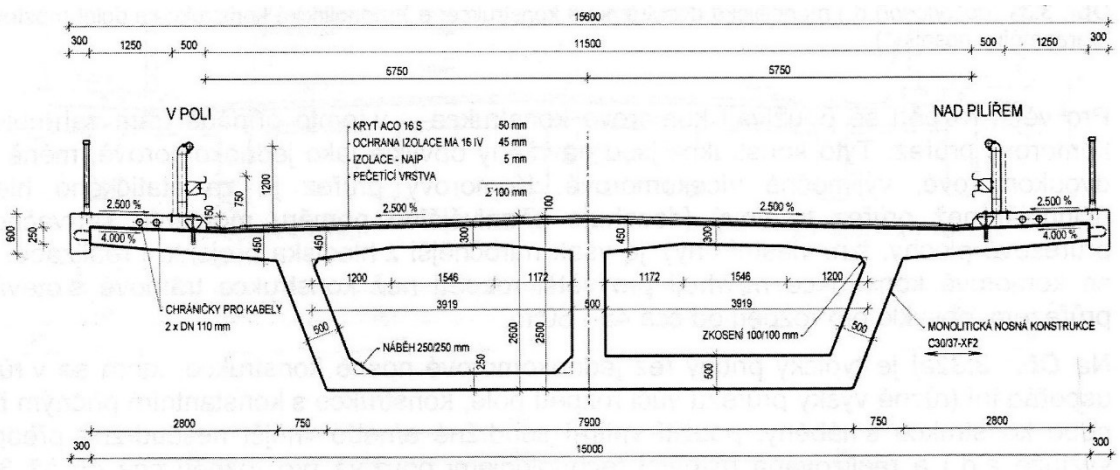
Výše uvedený příčný řez je příkladem mostu s parapetními nosníky. Tyto nosníky by neměli být vyšší, než je normou předepsaná výška zábradlí. Lze je využít při návrhu konstrukce s omezenou stavební výškou. Toto řešení lze využít v kombinaci s extradosed konstrukcemi. V tomto případě se lze dostat na extrémně stlačenou stavební výšku. Parapetní nosníky lze velice zdárně použít i v konstrukci zavěšené.



Obrázek 26 - Příčný řez monolitickým jednokomorovým mostem (zdroj [8, s. 60])

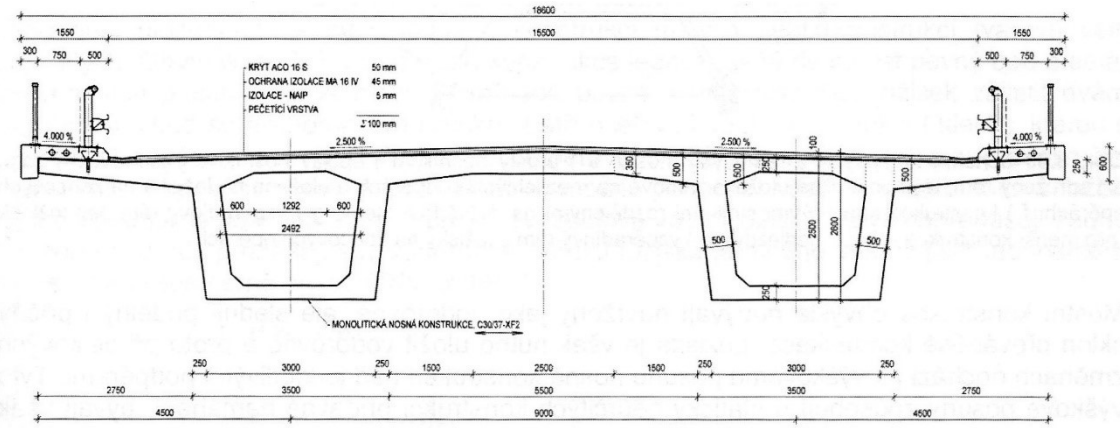
Komorové trámové mosty jsou obvykle využívány na větší rozpětí než konstrukce s otevřeným průřezem. Nejčastěji se s nimi setkáme při výstavbě dálničních estakád. Jejich hlavní předností je velice výhodný velký moment setrvačnosti při zachování relativně lehké konstrukce. Výhodná je také značná tuhost v kroucení. Lze pro ně využít širokou škálu možností technologie výstavby. Je možno je vysouvat, betonovat jak letmo, tak na skruži, rotovat nebo montovat jako segmentovou konstrukci. V případě návrhu letmé betonáže se obvykle v příčném řezu provádějí náběhy, kvůli působení konstrukce v montážním stavu. Svá specifika mají samozřejmě i ostatní způsoby výstavby, avšak předmětem mé práce není se jimi všemi zabývat.

Z českých komorových mostů určitě stojí za zmínku konstrukce Nuselského mostu, u kterého je prostor komory využit pro provoz metra.



Obrázek 27 - Příčný řez monolitickým dvoukomorovým mostem (zdroj [8, s. 60])

Pro převedení širších komunikací lze využít dvoukomorový průřez vložením střední stěny do prostoru komory. Hranice mezi volbou jedno a dvoukomory je poměr šířky a výšky komory bez konzol a pohybuje se mezi hodnotami 1:1 až 2:1. Pokud se v návrhu dostaneme na tuto hranici, je vhodnější navrhnout konstrukci jednokomorovou. Tato myšlenka vychází z požadavku navrhovat konstrukce co možná nejjednodušší. [8, s. 60-61]



Obrázek 28 - Příčný řez mostu s dvěma komorovými trámy (zdroj [8, s. 61])

Pro velmi široké komunikace lze využít dva jednokomorové nosníky spojené jejich horní deskou. Toto řešení lze navrhnout na dálničních mostech. Častější je ale návrh dvou oddělených jednokomorových mostů.

Obrázek 29 - Viadukt Sylans (zdroj [17])

Zajímavé je použití stěny komorového průřezu z příhradových vzpěr. Toto řešení bylo provedeno např. ve Francii na stavbě viaduktu Sylans z Mâcon do Ženevy na dálnici A40. [1, s. 47]

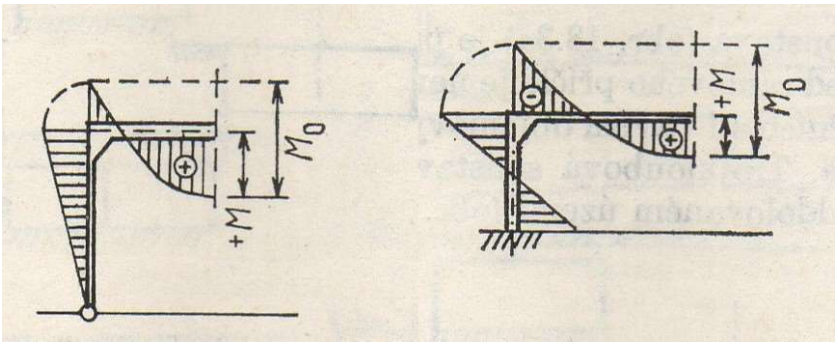
Komorové příčné řezy se výborně hodí pro zavěšené mosty s jednou rovinou závěsů. U nich je zapotřebí, aby byl průřez patřičně tuhý v kroucení. Komorový průřez tento požadavek splňuje nejlépe. Je tedy ještě nutno zabezpečit působení tahových sil od závěsů. Nejlepším řešením je vložení táhel do vnitřku komorového průřezu, které mají za důsledek příznivější roznos tahových sil ze závěsů. Řešení velmi širokých mostů spočívá většinou v návrhu komorového průřezu se šikmými vzpěrami podporujícími konzoly.

Pro zavěšené mosty se dvěma rovinami závěsů lze využít průřezy trámové, deskové, popřípadě zmiňované parapetní nosníky. V dnešních dnech se často navrhují konstrukce složené ze subtilní desky mostovky a krajních trámových nosníků, do kterých jsou kotveny závěsy. Deska se navrhuje podporována v příčném směru pomocí příčníků. Ve všech těchto případech se jedná o mostovku relativně štíhlou.

4.2 Rámové konstrukce

Pod pojmem rámová konstrukce se obecně rozumí konstrukce s monoliticky spojeným sloupem a příčlí. Tím vzniká rámový roh. Působení celé konstrukce lze pozměňovat mnoha způsoby. Lze ovlivnit tuhosti jednotlivých částí a tím i míru vetknutí, způsoby použití předpětí, metody založení nebo například typ použitých ložisek. Jsou to většinou konstrukce staticky neurčité. Například i na první pohled relativně nevýznamné vodorovné posuny jedné z podpor mohou způsobit fatální namáhání konstrukce. Z tohoto důvodu je nezbytné důkladně prověřit působení konstrukce s podložím. Hlavní odlišností rámových konstrukcí od ostatních trámových konstrukcí je fakt, že pomocí změny parametrů pilířů lze ovlivňovat velikost ohybového momentu na příčli. Trámové konstrukce zde nejsou myšleny jako trámového průřezu, nýbrž prosté nebo spojité nosníky uloženy na pilířích. V jejich případě samozřejmě nelze ovlivnit ohybovým moment pomocí změn na pilíři.

Tento trend bych rád ukázal na Obrázku 30. Pokud navrhneme štíhlý pilíř uložený kloubově ve spojení s tuhou příčlí, dostaneme v poli velký kladný moment. Jestliže však navrhneme pilíř nižší s větším průřezem, jež bude tím pádem tužší, a příčli méně tuhou, lze v poli očekávat menší kladný ohybový moment. V rámovém rohu se totiž na úkor menšího kladného momentu zvětšuje moment záporný. [12, s. 421]

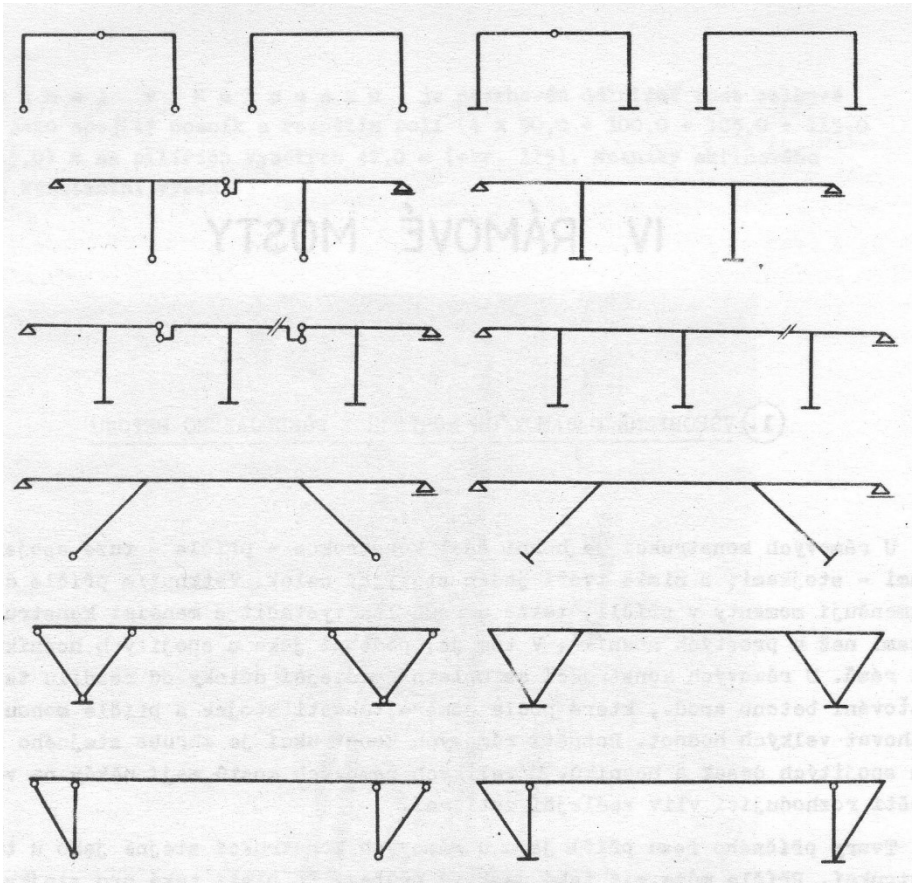


Obrázek 30 - Průběhy momentů na různých rámových konstrukcích (zdroj [12, s. 421])

Rámové staticky neurčité konstrukce však lze přeměnit na staticky určité pomocí vložení kloubů. Tvoříme tak trojkloubové konstrukce, které nebývají příliš zdařilé. Více o jejich působení viz kapitola 4.2.2.2.

Obecně jsou rámové konstrukce výhodnější z hlediska rozdělení momentů na konstrukci. Jsme schopni navrhovat konstrukce štíhlejší a tím i uspořit materiál. Vhodné jsou rámové konstrukce i z hlediska odolávání dynamickým účinkům. [18, s. 132]

Rámové konstrukce lze rozdělit podle několika kritérií. Na Obrázku 31 je několik možných uspořádání rámových konstrukcí.



Obrázek 31 - Několik možných variant rámových mostů (zdroj [19, s. 134])

Níže uvádím rozdělení podle délky konstrukce uvedené v [8, s. 65].

4.2.1.1 Malé rámové konstrukce

Jedná se o jednopolové mosty. Zde je vhodné je dále rozdělit na otevřené a uzavřené. Význam uzavřených spočívá v tom, že spojíme dolní deskou oba základy. Toto řešení je s oblibou využíváno při návrhu kolektorů, podchodů nebo mostů s vysokým náspem. Stěny takových konstrukcí můžeme částečně považovat za předepnuté. Působí totiž v tlaku, způsobeném svislým zatížením z horní části konstrukce. To může vést k částečnému omezení vzniku trhlin. Při návrhu tloušťky stěn musíme nakonec volit větší hodnoty, než by vycházely ze statického výpočtu, poněvadž je nutno učinit vetknutí dostatečně tuhé. Je možné je navrhovat na méně únosném podloží. V příčném řezu se jedná většinou o deskové konstrukce. [8, s. 65]

4.2.1.2 Střední rámové konstrukce

Do této skupiny můžeme typicky zařadit vzpěradlové nadjezdy přes dálnice v ČR (viz Obrázek 44). Ty však nejsou jediné. Můžeme zde najít velké množství druhů konstrukcí. Jsou jimi konstrukce spojené rámově s vnitřními stojkami s ložisky na opěrách a konstrukce, které nemají žádná ložiska a jsou tedy na všech podpěrách spojeny rámově. Vzpěradlové rámy mají také několik podvariant. Lze je navrhovat také bez ložisek nebo s ložisky jen na krajních opěrách. V minulosti byly s oblibou využívány prefabrikováné nosníky (DS-A, DS-C) a lze se s nimi nezřídka setkat při rekonstrukcích vzpěradlových mostních objektů. Tyto konstrukce se nejčastěji navrhují s příčným řezem buď deskovým, nebo trámovým. [8, s. 65]

4.2.1.3 Velké rámové konstrukce

Tuto oblast vyplňují dlouhé mosty s vetknutými stojkami do mostovky. Tyto stojky se velice často navrhují ve dvojici. To dává konstrukci možnost dilatovat v podélném směru. Zároveň tvoří tento pár stojek společně dostatečně tuhé vetknutí do základů. Z technologií výstavby se u nich nejvíce uplatní letmá betonáž. Krásným příkladem by mohl být např. Nuselský most. [8, s. 65]

U dlouhých mostů musíme dbát zvýšené pozornosti účinkům dotvarování. Většinou u nich totiž převládá stálé zatížení nad nahodilým. Nepříznivé účinky pramenící z dotvarování konstrukce jsou tak výraznější. [20, s. 15]

Rámové mosty o několika polích se nazývají sdružené rámy. Dále se jimi zabývám v kapitole 4.2.3Sdružené rámy.

4.2.1.4 Integrované mosty

Integrované mosty patří do speciální skupiny mostů. Jejich specifikum je v navržení mostního objektu zcela bez ložisek a dilatačních závěrů. Jde o konstrukce velice aktuální. Jejich největší plus tkví ve snadnější údržbě právě díky absenci zmiňovaných obvykle problémových oblastí. Problematickou se může stát přechodová oblast a spolupůsobení zeminy s konstrukcí. Vlivem cyklických pohybů konstrukce se v těchto místech může postupně dohutňovat zásyp. To představuje riziko vzniku prohlubně pod vozovkou. Jako dalším se jeví problém určení hodnot podloží vstupujících do výpočtů a výběr návrhového přístupu pro výpočty geotechnických konstrukcí. Zde neplatí, že například podhodnocené parametry zemin jsou na straně bezpečnosti. Je nezbytné uvažovat působení zemního tělesa. V neposlední řadě hrají roli nesilová zatížení, která svým účinkem deformují konstrukci. Obezřetně musíme postupovat i při návrhu předpětí, je-li most šikmý nebo se v daném úseku vyskytuje směrově zakřivený. Rozhodně je nutno se snažit navrhovat tyto mosty co nejpečlivěji. To samé platí i pro jejich provádění. [21, s. 12-21], [8, s. 66]

Můžeme je rozdělit na integrované a semi-integrované. Druhé jmenované jsou podle TP 261-08/2017 [21, s. 7] definovány jako *„Integrovaný most, jehož opěry jsou buď provedeny s ložisky a bez mostních závěrů, nebo bez ložisek a s mostními závěry“.*

4.2.2 Chování jednopolových rámových mostů

V této kapitole se zabývám chováním jednopolových rámových mostů. Odděleně řeším dvoj a trojkloubové konstrukce, rámy v patách vetknuté a jako poslední rámy uzavřené.

Tuhostí jednotlivých prvků lze ovlivnit velikosti ohybových momentů na konstrukci. Pokud navrhneme tuhou příčel, stojku naopak méně tuhou a uloženou kloubově, dostaneme velké kladné momenty v poli příčle. Jestliže naopak navrhneme tuhou stojku, jež je vetknutá a příčel poddajnější, můžeme očekávat menší kladné momenty v poli. [12, s. 421]

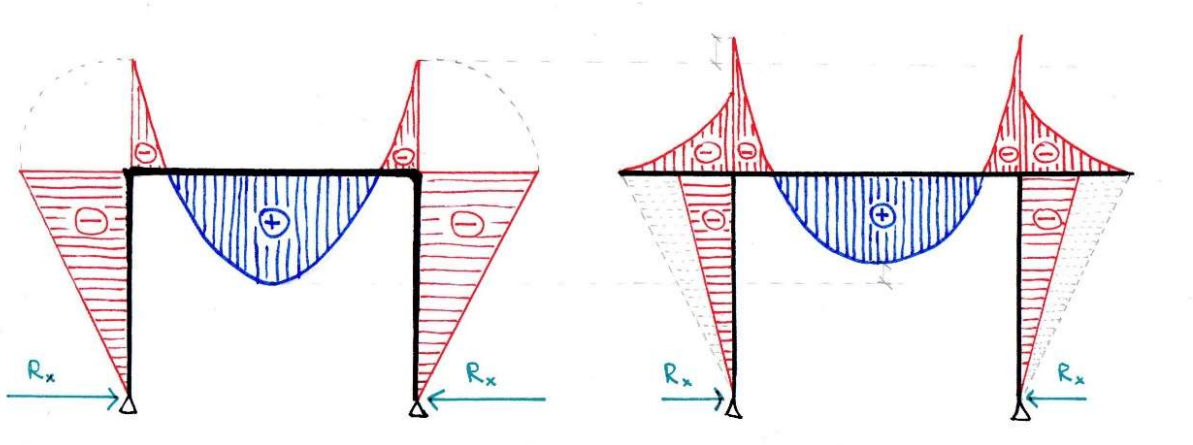
4.2.2.1 Dvoukloubové konstrukce

Rámové dvoukloubové konstrukce jsou jedenkrát staticky neurčité. Vlivem toho musíme počítat s rámovou neurčitou silou H. Tu lze vypočítat podle vzorce níže. Tato síla působí v patě uložení rámu. Ve vzorci je pro jednoduchost uvažován konstantní průřez po celé konstrukci.

$$H = \frac{\int_0^s M_y \cdot \frac{ds}{EJ} \pm \alpha \Delta t \cdot \mathrm{l} - \sigma l - u}{\int_0^s y^2 \frac{ds}{EJ} + \int_0^s \frac{ds}{EF}}$$

Z tohoto vzorce je patrných několik vlastností rámových dvoukloubových konstrukcí. Pokud se zvětšuje vliv teplotních změn vyjádřených členem $\alpha \cdot \Delta t \cdot l$, smršťování trámu $\sigma \cdot l$ nebo posuny podpor u zvětšuje se i rámová síla H. Tyto nesilové účinky se projeví tím významněji, čím bude konstrukce pilířů tužší. Když se bude zmenšovat výška styčníků pilířů s příčlemi, vyjádřená pomocí y, bude rámová síla H růst. [22, s. 328-331]

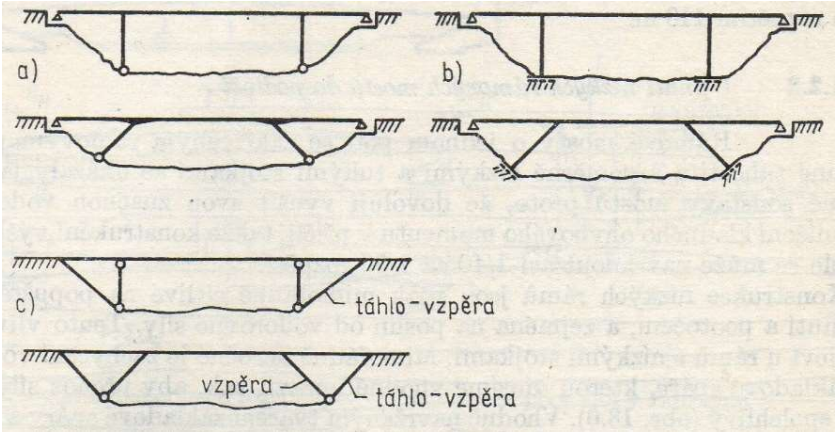
Tato relativně jednoduchá rámová konstrukce se dá modifikovat vykonzolováním příčle, případně navržením šikmé vzpěry/táhla od základu ke konci konzoly. Pomocí vykonzolované příčle lze konstrukci částečně ulevit od namáhání vodorovnými silami. Pokud navíc použijeme táhlo na spojení konce konzoly s patou příčle vytvoříme staticky výhodný trojúhelníkový systém. [12, s. 423]



Obrázek 32 - Změna ohybových momentů na konstrukci (zdroj autor)

Z Obrázku 32 je patrná změna ohybových momentů a vodorovných reakcí na dvoukloubové konstrukci. Velikost vodorovné reakce R_x je u konstrukce s vykonzolovanou částí příčle přibližně poloviční. Dále se zmenšil ohybový moment v poli o cca 20 %. Moment v hlavě stojky se rovněž zmenšil, a to přibližně o polovinu. Narostl pouze nadpodporový moment na příčli směrem z pole o 20 %. Poměr tuhosti byl uvažován zhruba 1,2 ve prospěch tužší příčle. Vidíme tedy, že návrh převislého pole může být velice výhodný.

Příklady dvoukloubových konstrukcí s vykonzolovanou příčlí lze najít na Obrázku 33.



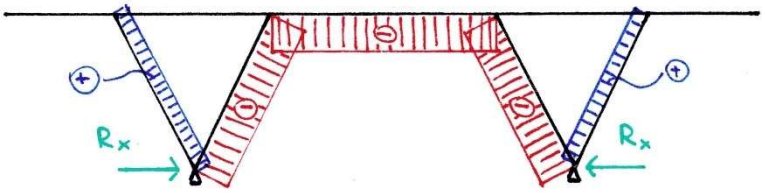
Obrázek 33 - Schéma možných dvoukloubových rámů s konzolou (zdroj [12, s. 423])

Rámové mosty jsou svým statickým působením podobné konstrukcím obloukovým. [18, s. 132]

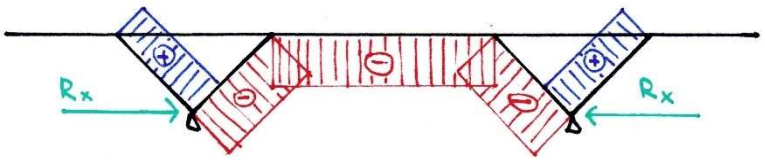
Obrázky níže demonstrují odlišná chování konstrukce při různě skloněných vzpěrách. Čím šikmější vzpěru navrhneme, tím větší vodorovnou reakci budeme muset v základu zachytit. Výhodou je značná velikost předpětí, které si pomocí takto šikmé vzpěry do konstrukce vneseme. Zde můžeme vidět podobnost s obloukovými mosty u kterých platí, že čím plošší oblouk navrhneme, tím větší vodorovné reakce můžeme očekávat. Obloukovou lávku velice podobnou vzpěradlovým konstrukcím najdeme přes R7 u Loun.

Obrázek 34 - Oblouková lávka přes R7 u Loun (ev. č. 7 -042B) (foto autor)

Při návrhu méně ukloněných vzpěr můžeme očekávat menší normálové síly a spolu s tím i menší předpětí způsobené vzpěrami. Zmenší se i vodorovné reakce.



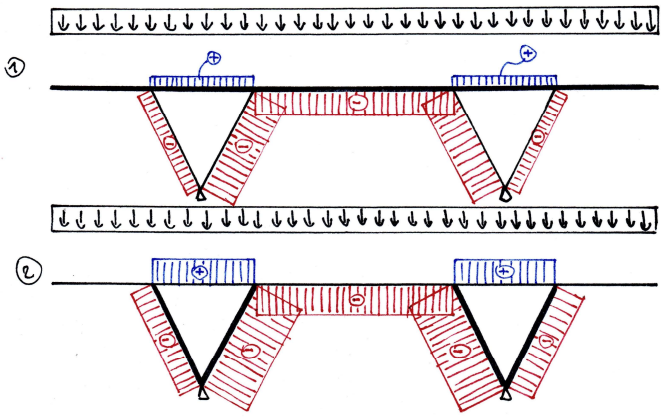
Obrázek 35 - Chování konstrukce s málo ukloněnými vzpěrami - normálové síly (zdroj autor)



Obrázek 36 - Chování konstrukce s výrazně ukloněnými vzpěrami - normálové síly (zdroj autor)

Velká vodorovná reakce vzniká složením vodorovných složek normálových sil na vzpěrách. Jako nejméně příznivá se v tomto ohledu jeví situace, kdy je vnitřní vzpěra tlačená a vnější tažená. Charakter normálové síly na vnějších vzpěrách závisí, velkou měrou na vyložení krajního pole. Pokud by zde nebylo žádné krajní pole, bude se vzpěra chovat v drtivé většině ZS jako táhlo. V případě dlouhého krajního pole budou obě vzpěry tlačené. Příčle mezi vnější a vnitřní vzpěrou bude tažená. Takže při menším vyložením krajního pole dostaneme větší vodorovnou reakci.

Velikost normálových sil na konstrukci lze ovlivnit tuhostí jednotlivých prvků konstrukce. Normálové síly se rozdělí v poměru tuhostí. Příkladem může být teoretická vzpěradlová konstrukce z Obrázku 37.



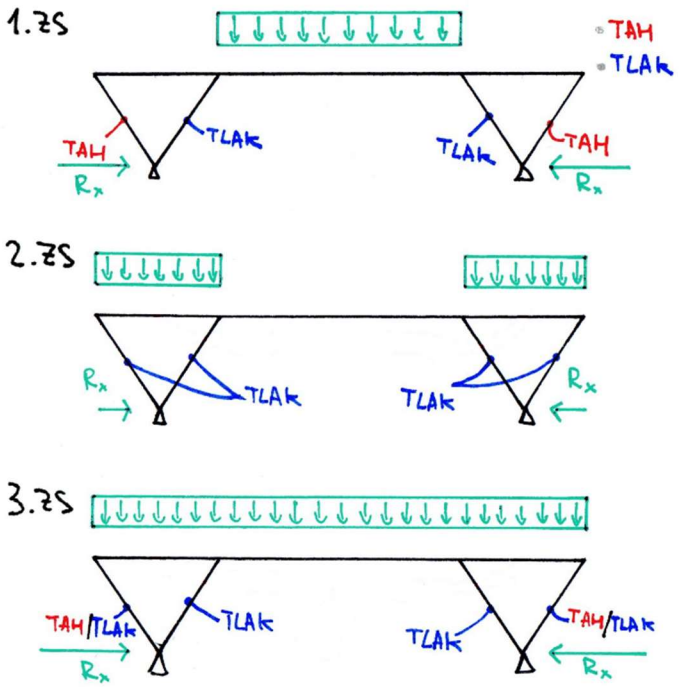
Obrázek 37 - Normálové síly na různě tuhých konstrukcích (zdroj autor)

Konstrukce 1 má výrazně tužší příčli a konstrukce 2 naopak výrazně tužší vzpěry. V případě druhé jmenované můžeme zaznamenat znatelně vyšší hodnoty tlakových sil na obou vzpěrách. Ty zapříčiňují tah v příčli nad nimi. Zde lze také očekávat větší tahové síly u 2. konstrukce než u 1. Na příčli ve středním poli je možno předpokládat rovněž nárůst hodnoty normálové síly.

Příkladem konstrukce s výrazně skloněnými vzpěrami může být silniční most ve Švýcarsku uvedený v publikaci [19, s. 142-143]. Jedná se o dvoutrámovou konstrukci, jejíž rozpětí je 60 m a přemosťuje hluboké údolí. Díky skalnatému podloží bylo možno navrhnout vzpěry tak šikmé. Tím projektant docílil relativně slušného předpětí jen od zmíněných vzpěr. Proto nebylo nutno navrhovat velké množství předpínací výztuže, ale postačilo 6 kabelů na každý trám.

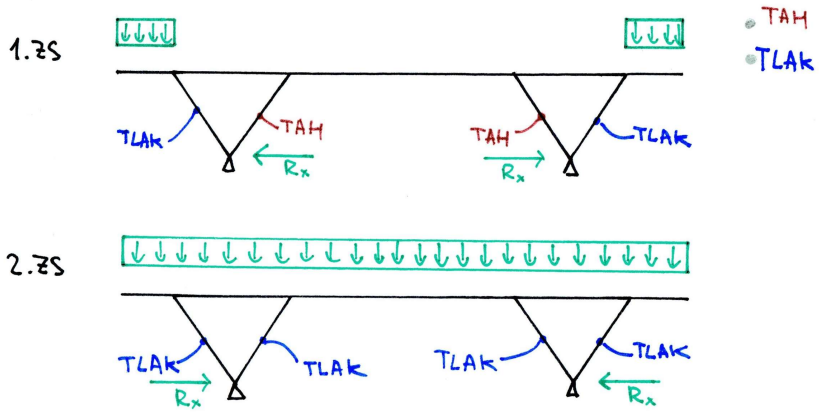
Například u oblouků s dolní mostovkou tvoří táhlo zachycující velké vodorovné reakce právě předpjatá mostovka. I toto řešení může být obdobné u vzpěradlových mostů, když jsou šikmé stojky sepnuty táhlem, které probíhá pod komunikací.

Táhlo - *vzpěra* z Obrázku 35, které v průběhu výstavby předepneme se snaží stlačit převislé konzoly dolů a tím se příčel uprostřed rozpětí hlavního pole deformuje směrem vzhůru, což je v určité míře žádoucí.



Obrázek 38 -Možné působení vzpěradlové konstrukce (zdroj autor)

Na Obrázku 38 je schematicky znázorněno možné chování, které můžeme očekávat u dvoukloubové vzpěradlové konstrukce se vzpěrami tvaru písmene V. V 1. ZS je konstrukce zatížena pouze v poli. To vyvodí jednoznačně tlak na vnitřní vzpěry a tah na vnější. V 2. ZS jsou zatíženy pouze oblasti nad V-vzpěrami. Toto zatížení způsobí tlak v obou vzpěrách. Příčel je opět ohýbaná. Ve 3. ZS byla zatížena celá konstrukce rovnoměrným spojitým zatížením. To vedlo znovu k tlaku na vnitřní vzpěře. Protože je tento názorný příklad zjednodušený, jsou šikmé stojky osově symetrické. Jejich vzájemné naklonění by vedlo buď k tlaku nebo tahu ve vnější vzpěře. Není možno jednoznačně určit její působení. V praxi se tato vnější vzpěra předepíná a působí jako táhlo. Příčle mostu je ve všech zatěžovacích stavech ohýbána. Zajímavé je porovnání velikosti vodorovných reakcí R_x. Právě proto, že jsou vzpěry symetrické, můžeme očekávat při 2. ZS velmi malé hodnoty R_x. Naopak u zatížení např. v 1. ZS můžeme očekávat velikost vodorovné reakce řádově větší než u předchozího příkladu.



Obrázek 39 - Možné působení vzpěradlové konstrukce (zdroj autor)

V dalším příkladu jsem se rozhodl modifikovat předchozí konstrukci pomocí vykonzolovaní příčle. Tím jsem dosáhl příznivějších hodnot vodorovné reakce R_x. Při zatížení celé délky mostu dostaneme zhruba poloviční hodnotu. Při 1. ZS mají vodorovné reakce opačný směr než doposud, tedy směrem od osy souměrnosti konstrukce. Za tohoto stavu jsou vnější příčle tlačeny a vnitřní mají snahu střednímu poli zabránit deformovat se vzhůru. Dosud tato vnitřní vzpěra působila pouze v tlaku. Nyní bychom ale museli počítat i s tím, že může být tažená. Ve 2. ZS působí obě vzpěry v tlaku. Zatěžovací stavy ekvivalentní ZS 1 a ZS 2 z ukázky výše, bez vyložených konzol, budou vyvolávat na konstrukci s konzolami stejné účinky jako na konstrukci bez nich.

Při zatíženích umístěných v oblasti mezi osami podpor je vždy vnitřní vzpěra tlačená. Během těchto stavů je možno vzpěradlovou konstrukci vzdáleně připodobnit ke konstrukcím obloukovým s horní mostovkou. Vzpěradlové konstrukce si lze představit jako hranatý oblouk skládající se z vnitřních vzpěr a příčle mezi nimi. Podobnost je ale relativně vzdálená a je nutno ji brát s rezervou, stejně jako předložené možné chování konstrukcí. V obou uvedených příkladech bylo pod podpěrami uvažováno založení na skupině pilot.

4.2.2.2 Trojkloubové konstrukce

Tyto konstrukce jsou staticky určité. To znamená, že nesilové zatížení (změny teploty, smršťování betonu a nerovnoměrné poklesy podpor) nemají za následek změnu vnitřních sil, ale pouze deformaci konstrukce. Statickou neurčitost zajišťují tři klouby, z nichž jeden je obvykle vložen ve středu rozpětí. Znamená to, že musíme v tomto místě umožnit konstrukci pootočení, což je velmi obtížné při zachování určité míry životnosti. Do daného místa je nutné umístit mostní závěr. Tvoříme tak problematickou oblast. [12, s. 423]

Rozdělení momentů je odlišné než u konstrukcí dvoukloubových. Výrazně ubydou oblasti namáhané kladným ohybovým momentem. Tím v porovnání s konstrukcemi staticky neurčitými využíváme materiál méně hospodárně. [22, s. 345-347]

Kvůli vloženému kloubu uprostřed příčle je konstrukce mnohem náchylnější na dynamické účinky. [12, s. 428]

Tento typ konstrukcí je možno navrhovat na stlačitelném podloží, kde může dojít k nerovnoměrnému poklesu podpor. Ve všech jiných ohledech jsou vhodnější konstrukce jiné.

4.2.2.3 Rámy v patkách vetknuté

Pokud v patách pilířů použijeme vetknutí namísto kloubů získáme konstrukci 3x staticky neurčitou. Tyto konstrukce je nutné zakládat na co nejméně stlačitelném podloží. Také lze využít založení na pilotovém základu. Právě z důvodu statické neurčitosti jsou dané konstrukce velice náchylné na zatížení nesilovým zatížením. To vyvozuje značné přídavné vnitřní síly. Při nesprávném založení nebo stavbě na stlačitelném podloží bychom si do konstrukce vnášely obrovské vnitřní síly. Také zde, platí tvrzení, že pokud uděláme sloupy nižší a tužší, dostaneme většího efektu od nesilových zatížení. [22, s. 351]

Výhodou může být nahrazení kloubů vetknutím z důvodu obtížného řešení ložisek v těchto místech.

4.2.2.4 Rámy uzavřené

Pro úplnost by bylo vhodné uvést i uzavřené rámové mosty o kterých jsem se již zmiňoval v kapitole 4.2.1.1. Těmito konstrukcemi lze uzavřít skupinu rámů jednoduchých o 1 až maximálně 3 polích.

4.2.3 Sdružené rámy

Sdružené rámy jsou typ rámových mostů o několika polích. Statické schéma závisí velkou měrou na uvažované technologii provádění. Obvykle se využívá letmé betonáže, montáže nebo všech způsobů betonování na skruži. [12, s. 448]

V drtivé většině případů jsou to konstrukce staticky neurčité. Statickou určitost lze zařídit vložením kloubů do konstrukce. Klouby je možno vkládat nad podpory nebo do pole. Druhá možnost není příliš vhodná viz 4.2.2.2. Tímto způsobem je tedy možno vytvářet mnoho různých variant statických schémat. Nejhůře z hlediska ohybové únosnosti na tom bývají průřezy nad podporami.

Z důvodu statické neurčitosti jsou vnitřní síly na konstrukci velkou měrou závislé také na nesilových veličinách jako jsou teplotní změny, nerovnoměrné poklesy podpor a smršťování a dotvarování betonu. Vliv smršťování vyřešili zajímavým způsobem na stavbě Porákova mostu v Českém Krumlově. Používali technologii betonáže na skruži, avšak nebetonovali celou konstrukci najednou. Nejdříve vybetonovali nosnou konstrukci rozdělenou na 5 částí oddělených mezerou 50 cm. Poté bylo ještě možné korigovat přesné umístění jednotlivých kusů nosné konstrukce. Poté dobetonovali volné mezery. Takto alespoň částečně dokázali eliminovat vliv smrštění. Pro možnost dalšího monitoringu dotvarování a smrštění konstrukce byly osazeny ocelové trny, spolu s odčítacími tyčemi. Monitorován byl i průhyb nosné konstrukce. [23, s. 134-139]

Pro případy delších estakád přes údolí s proměnou hloubkou můžeme dostat zajímavý problém. Proměnná hloubka znamená i proměnnou výšku pilířů. Z předcházejících kapitol již víme, že při zachování stejného průřezu pilířů jsou nižší z nich značně tužší než vysoké. Řešíme rámové konstrukce, takže předpokládejme pilíře v hlavách vetknuté do nosné konstrukce. Od pilířů v mělké části údolí tak dostáváme větších účinků od nesilových vlivů. [22, s. 369]

U dlouhých mostů může být problémem i samotný návrh ložisek. Zejména pokud navrhneme malý počet dlouhých dilatačních celků. Řeč je o ložiscích na koncových opěrách, která často musí umožňovat velké vodorovné posuny za současného přenosu relativně velkých svislých sil. Zmiňované dlouhé dilatační celky vznikají mimo jiné z důvodu omezení počtu dilatačních spár a s nimi spojených mostních závěrů. V minulosti se dilatační spáry navrhovaly do nulových bodů, což je ze statického hlediska nejvýhodnější. Z hlediska technologií výstavby byla často spára navržena ve středu rozpětí pole. [12, s. 449]

V rámci sdružených rámových konstrukcí lze navrhovat mostovku a pilíře tuze monoliticky spojeny s dilatačními spárami po určité délce konstrukce. Rovněž je možno do příčle pružně vetknout dvojici štíhlých stojek. Ty v závislosti na své tuhosti relativně dobře umožňují vodorovný posun. Toto řešení je velice elegantní. U vysokých mostů lze také volit rámově spojené pilíře s mostovkou. Zde je ale nutné zajistit, aby byly pilíře schopné umožnit konstrukci dostatečné vodorovné při zachování dostatečné stability konstrukce. [13, s. 92]

Při výstavbě technologiemi, kdy v určité fázi výstavby působí konstrukce konzolovým způsobem je nutno zajistit stabilitu celé konstrukce. To je možno provést například pomocí přikotvení nosné konstrukce k pilířům pomocí předpínacích tyčí a provizorních ložisek. Po dokončení stavby jsou ložiska nahrazena definitivními ložisky. Jedná se o výstavbu především letmou betonáží nebo montáží. [12, s. 452-453]

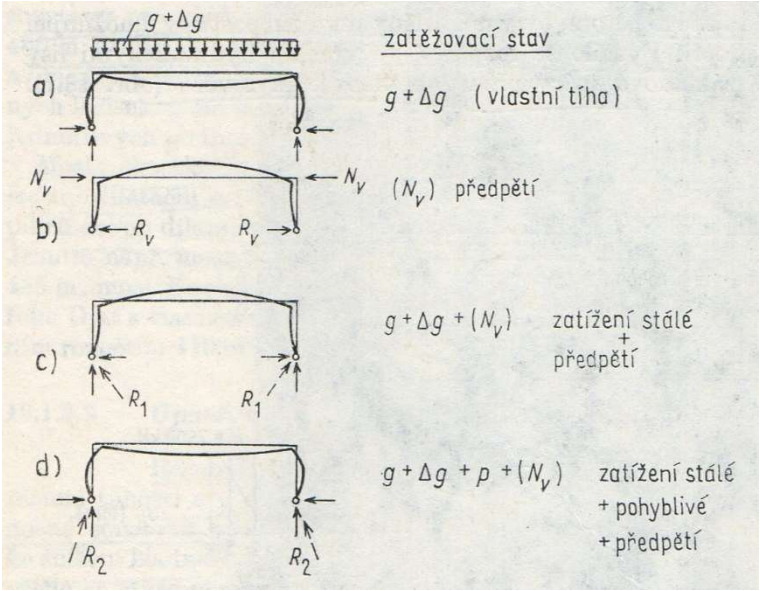
Pokud použijeme šikmé pilíře, dostáváme konstrukce vzpěradlové. Ze statického hlediska je to velice vhodný typ konstrukce. Vzpěry vnášejí do konstrukce svým způsobem předpětí. Problém může být v jejich realizaci. Můžeme je betonovat do bednění, které je již v jejich výsledné poloze. V tomto případě lze však jen komplikovaně použít klasické bednění a skruže pro vodorovné prvky. Je možné nechat tyto prvky vyrobit speciálně pro určitou část konstrukce. Toto řešení se však jeví nehospodárně. Speciálně vyrobené bednění již v budoucnu pravděpodobně nebude využito a výstavbu tak prodražuje. Eventuelně je možno vzpěru vybetonovat ve svislé poloze a do finální polohy ji sklopit. [12, s. 453]

Mezi důležité prvky návrhu rozhodně patří volba statického schématu dané konstrukce spolu s volbou místa dilatačních spár. V neposlední řadě je nutné věnovat pozornost také výšce nosné konstrukce, celkovému charakteru příčného řezu konstrukce a předpětí. Jak již bylo předznamenáno na začátku kapitoly o rámových mostech, tuhostí stojek ovlivňujeme průběh momentů na příčli, takže neméně důležité jsou poměry tuhostí jednotlivých prvků konstrukcí. [12, s. 455]

Leckdy se u sdružených rámů na konci výstavby použije tzv. rozpírání konstrukce. To lze využít např. u letmo betonovaných konstrukcí ve chvíli, kdy se konzoly obou vahadel přiblíží k sobě. Konce nosné konstrukce se roztlačí hydraulickými lisy a dobetonuje se poslední lamela. Této technologie bylo využito na pokyn projektanta při stavbě železničního mostu Hallevannetbrua v Norsku. Jedná se o dvoukomorový pětipolový most o celkové délce 423,6 m. Pomocí soustavy hydraulických lisů byla do konstrukce vnesena síla 6 500 kN. Vlivem roztlačení se konstrukce zdeformovala směrem vzhůru přibližně 20 mm. Stavba byla dokončena roku 2018. [24, s. 46-51]

4.2.4 Rámové mosty a předpětí

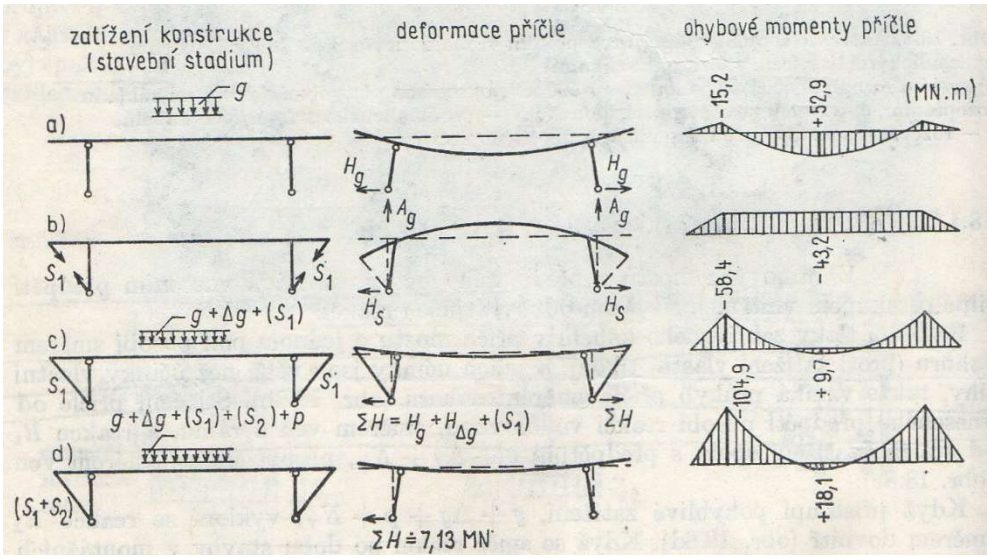
Při návrhu předpětí u rámových mostů musíme být ostražití. Obecně totiž vnesením předpětí konstrukce významným způsobem aktivně měníme průběh vnitřních sil. U rámových konstrukcí to platí obzvláště. Celkem snadno lze změnit i orientaci reakce. Tento jev lze ukázat na zjednodušeném příkladu dvoukloubové rámové konstrukce jednopolového mostu. Při zatížení vlastní tíhou se příčel prohne směrem dolů. Při uvažování pouze účinků předpětí se příčel naopak deformuje směrem vzhůru. Vodorovné reakce mají směr také opačný. Od vlastní tíhy směrem k ose souměrnosti rámu a od předpětí směrem od osy souměrnosti rámu. Při zatížení pouze předpětím nevznikají svislé reakce. Při složení těchto dvou stavů dostáváme směr výsledné celkové reakce šikmo vzhůru od osy souměrnosti rámu. Příčel je v tuto chvíli deformována směrem vzhůru. Pokud k těmto dvou stavům přidáme ještě účinky od proměnného pohyblivého zatížení dostaneme příčel deformovanou směrem dolů a směr celkové reakce je šikmo vzhůru dovnitř rámu. Pokud k tomuto předpokladu, poměrně malých vodorovných reakcí na konstrukci uvedené do provozu, přidáme ještě předpoklad, že při stavebních stavech budou také reakce nabývat nevýznamných hodnot, lze navrhnout pilíře v jejich patě na relativně malé vodorovné síly. [12, s. 425-426]



Obrázek 40 - Schematické chování konstrukce při různých stavech (zdroj [12, s. 426])

Opatrní musíme být i při samotném napínání předpínací výztuže. Musíme zajistit, aby pružné deformace betonu příčle mohly proběhnout a aby byla umožněna volná deformace styčníků. Jen tak se vyvarujeme vnesení pouze části požadované předpínací síly. Při splnění těchto požadavků můžeme uvažovat chování konstrukce podle výše rozebíraného průběhu. [12, s. 425-426]

Druhým velice zajímavým příkladem je rámová konstrukce s převislými konci a šikmými vzpěrami. Ve fázi a) byla konstrukce předepnuta a odskružena. V této fázi si lze konstrukci představit jako prostý nosník s převislými konci. Ve stavu b) byla aktivována táhla. Na obrázku je vidět lichoběžníkový průběh ohybových momentů na příčli a její svislý průhyb směrem vzhůru od předepnutí táhel. Ve fázi c) byla konstrukce zatížena stálým zatížením a byly zde složeny 2 předchozí stavy. V poslední fázi d) byla táhla finálně dopnuta. Průběh momentů a deformací je zřejmý z Obrázku 41. [12, s. 426-427]



Obrázek 41 - Schematické chování konstrukce při různých stavech (zdroj [12, s. 426])

Chování rámových konstrukcí se však vždy neřídí podle předem daných pravidel. Každá konstrukce má své specifické vlastnosti a je proto nutno k ní tak přistupovat. Obzvláště problematické mohou být rámové mosty s šikmostí výrazně odlišnou od 90˚.

4.3 Realizované vzpěradlové mosty

V následujícím oddílu se zabývám vzpěradlovými konstrukcemi, které jsou více či méně podobné mnou navržené variantě přemostění.

4.3.1 Nadjezd Bouchalka

Jedná se o nadjezd převádějící komunikaci III. třídy s označením 00719 nad dálnicí D7 v blízkosti obcí Buštěhrad a Stehelčeves. Nese mostní evidenční číslo 00719-1. Délka přemostění činí 61,02 m a délka nosné konstrukce mostu je 64,38 m. Během rekonstrukce dokončené na přelomu let 2017 a 2018 tato konstrukce nahradila starý již nevyhovující nadjezd.

Obrázek 42 - Pohled na vzpěradlový nadjezd u Bouchalky (foto autor)

Obrázek 43 - Pohled zespodu konstrukce nadjezdu u Bouchalky (foto autor)

Nosnou konstrukci tvoří dvoutrám přes 3 pole, kdy každý trám je na obou stranách vetknutý do vzpěry. Tyto vzpěry jsou uloženy na pilotový základ pomocí vrubových kloubů opatřených okolo styku pružnou zálivkou viz Obrázek 44. Vrubový kloub lze nalézt i na styku koncových příčníků a mostních opěr. Most je ale i tak opatřen dilatačními závěry, tudíž se jedná o semi-integrovaný most. Délka jednotlivých polí je 20,0 m, 33,0 m a 18,0 m. Osa komunikace vedené na mostním objektu je vedena mírně zakřiveně. Přesto šikmost mostu byla zachována 90˚. Zakřivení je realizováno pomocí proměnné délky vyložení konzol. Trámy navržené po osové vzdálenosti 5,5 m jsou široké 1,8 m. Spodní hrana trámů není po délce konstrukce ve stejné rovině. Výška trámů je proměnná od 1,35 m uprostřed rozpětí až k 1,98 m v místě styku se vzpěrami. V průřezech trámů jsou vedeny kabely předpínací výztuže (s velmi nízkou relaxací). [25]

Obrázek 44 - Detail vrubového kloubu (foto autor)

4.3.2 Lochkovský most

Lochkovský most je spřažená ocelobetonová konstrukce. V příčném řezu jde o jednokomorovou konstrukci, kde žlab komory je ocelový a mostovka je železobetonová. Právě do betonu mostovky byla přidána polypropylenová mikrovlákna. Ta byla použita z důvodu omezení vzniku a rozvoje trhlin. Konkrétně v této konstrukci mohou vznikat 3 druhy trhlin. Příčné trhliny, vzniklé nadměrným tahovým napětím nad podporou z důvodu velkého záporného ohybového momentu. To lze ovlivnit předpětím, ale u spřažených ocelobetonových konstrukcí se ho často nevyužívá. Vzniku dalších, podélných trhlin, lze zamezit příčným předpětím. S nimi obvykle není takový problém. Posledními jsou trhliny vznikající ve všech směrech. Ty vznikají z důvodu spojení dvou rozdílných materiálů. Beton postupně v čase dotvaruje a smršťuje, kdežto ocel těchto vlastností nemá.

Délka přemostění činí 425,1 m. Rozpětí jednotlivých polí jsou 70,0 m, 79,85 m, 99,3 m, 93,85 m a 80,5 m. Osy uložení šikmých stojek na základy jsou vzdáleny 157,1 m. Tyto šikmé stojky jsou komorového průřezu a jsou založeny na podzemních stěnách. Byly prováděny metodou letmé betonáže. Svislé pilíře tvoří vždy dvojice dílčích pilířů spojených předepnutými příčlemi. Jsou plného průřezu a založeny na vrtaných pilotách. Koncové opěry jsou založeny plošně. Most má šířku až 35,425 m a výška nosné konstrukce v ose je 4,8 m. Vyložení konzol je tedy poměrně značné. Deska mostovky je mimo jiné vyztužena pruty betonářské výztuže o průměru 32 mm spojovaných kónickými spojkami. Tato výztuž je potřeba zejména nad podporami. Dále byla použita na vyztužení šikmých vzpěr. Ocelová část konstrukce byla vysouvána s pomocí výsuvného nosu a montážních podpěr. [26, s. 58-61] [27, s. 10-18] [28, s. 26-27]

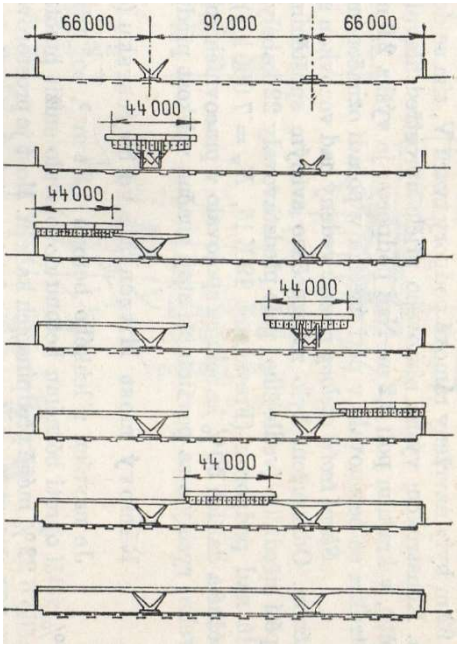
Obrázek 45 - Pohled na Lochkovský most (foto autor)

Obrázek 46 - Pohled zespod konstrukce Lochkovského mostu (foto autor)

Obrázek 47 - Pohled z prostoru mezi vzpěrami (foto autor)

4.3.3 Taksin bridge v Thajsku

Tento most může být známý ještě pod jménem Sathorn bridge. Jeho stavba byla dokončena roku 1982. Je situován ve čtvrti Sathorn města Bangkok. Svou celkovou délkou 1,2 km překonává řeku Menan. Převádí oba směry třípruhové silnice a dvoukolejnou železniční trať. Ve skutečnosti se jedná o tři mosty, kdy krajní dva jsou pro automobilovou dopravu a prostřední pro železnici. Rozpětí středního pole je 92 m. Krajní pole mají shodně po 66 m. Šikmé vzpěry hlavní rozpětí zmenšují přibližně na 60 m. Hlavní nosná konstrukce je tvořena jednokomorovými trámy. Konstrukční výška mostu je proměnná od 2,2 m v krajních polích po 2,9 m nad podporou. Uprostřed rozpětí středního pole je to hodnota 2,4 m. Most byl postaven pomocí ocelové výsuvné skruže. Nejdříve se vybudovaly šikmé stojky. Poté se skruž umístila nad jednu V-vzpěru a vybetonoval se úsek 44 m. Poté se dobetonovalo krajní pole přilehlé k této vzpěře. Následoval obdobný proces z druhé strany. Nakonec se zhotovil zbytek středního pole viz Obrázek 48. [12, s. 459-460] [29, s. 38-39]



Obrázek 48 - Schematický postup výstavby Taksin bridge (zdroj [12, s. 459])

Obrázek 49 - Pohled na konstrukci Taksin bridge (zdroj [30])

4.3.4 Vysokorychlostní železniční most Gemünden

Tento bavorský most byl dokončen na konci 80. let minulého století. Jeho celková délka je 793,5 m a sestává ze čtyř částí. K dvoukloubové vzpěradlové části konstrukce přiléhají z jedné strany dva a z druhé strany jeden spojitý nosník. Vzpěradlová část překonávající řeku Mohan má rozpětí 82 m, 135 m

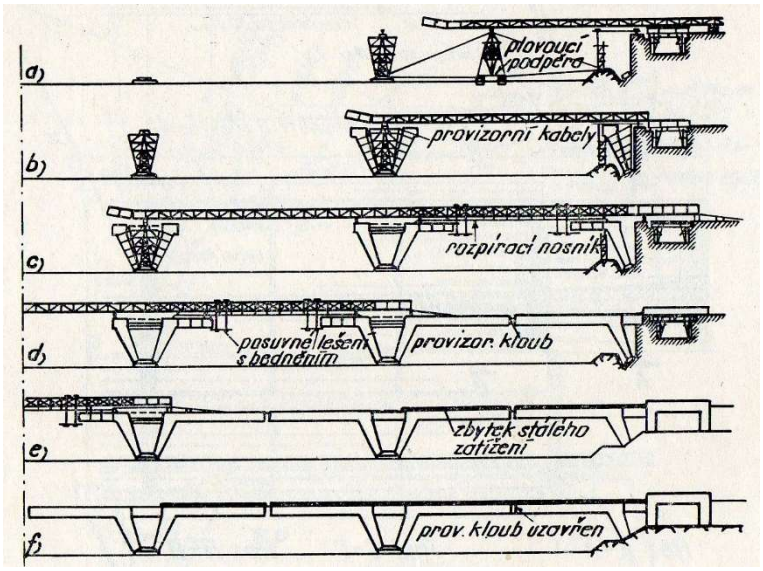
a 82 m. Rozpětí středního pole bylo pomocí V-vzpěr zkráceno na 108 m. Tento úsek byl stavěn technologií letmé betonáže. Na ostatní tři části celého mostu bylo použito technologie podélného výsuvu. Klouby ve spodní části V-vzpěr byly provedeny jako betonové. Jsou schopny přenášet normálové síly 121 MN a vodorovné 6 MN. Výška komorových nosníků je ve všech částech po celé konstrukci 4,5 m. Nad V-vzpěrami je průřez vyšší. Projekt celého díla měla na starost kancelář vedená Fritzem Leonhardtem. Zajímavostí je, že na tomto mostě se konal nakonec úspěšný pokus o překonání nejvyšší rychlosti dosažené konvenčním vlakem. Pokus se uskutečnil 1. května 1988 a vlak ICE jel rychlostí 406,9 km/h (most přejížděl rychlostí 405 km/h). [31, s. 23-24] [32]

Obrázek 50 - Vzpěradlový železniční most u Gmündenu (zdroj [32])

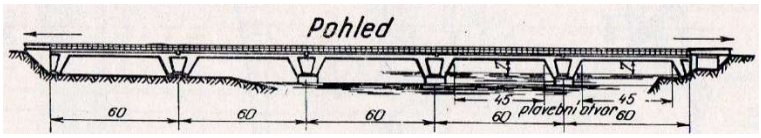
4.3.5 Most u La Voulte přes řeku Rhônu

Nachází se ve Francii u města Valonce. Stavba tohoto železničního jednokolejného mostu byla dokončena roku 1955. Most byl zbudován na místě starého mostu, který byl poničen za války. Ze starého mostu, který měl všechna rozpětí shodná po 60 m, bylo použito zdivo opěr a vnitřních pilířů. Jednotlivá pole byla zkrácena na 56 m vlivem použití šikmých stojek. Průřezy jak příčle, tak stojky jsou vylehčeny komůrkami. Statický systém je tvořen dvoukloubovými rámy. Po dobu výstavby byla konstrukce uvažována jako trojkloubová s kloubem uprostřed rozpětí, kde se konstrukce rozpírala. Tím se docílilo úpravy průběhu ohybových momentů a rektifikace polohy nivelety. Vložený kloub byl umístěn nad střednici příčle, takže normálové síly, které v něm vznikaly, měly za důsledek kladné ohybové momenty. Tyto provizorní klouby byly na konci výstavby odstraněny. Při výstavbě byly nejdříve zhotoveny šikmé vzpěry, které po dobu výstavby nesly pomocný most Bailey. Byla použita letmá betonáž za využití tohoto válečného mostu. Díky němu se postupně posouvalo bednění. S každou další vybetonovanou lamelou se zvětšoval tlak v lisech umístěných svisle mezi rozpíracím trámem a konzolkami na nosné konstrukci. Ty roztlačovaly proti sobě postupně rostoucí konzoly rámu, a tak se eliminovalo pootočení vzpěry v její patě vlivem vlastní tíhy nové lamely. Výpočtem byla stanovena

hodnota očekávaného průhybu při zatěžovací zkoušce na 9,6 mm. Skutečný naměřený průhyb se pohyboval mezi 8 až 10 mm. [12, s. 469-474], [23, s. 180-187]



Obrázek 51 - Zjednodušené schéma postupu výstavby (zdroj [23, s. 184])



Obrázek 52 - Pohled na konstrukci (zdroj [23, s. 180])

Obrázek 53 - Sdružený rámový most přes Rhônu (zdroj [33])

4.3.6 Holešovický železniční most

Holešovický dvoukolejný železniční most, nebo také most pod Bulovkou je pátým postaveným železničním mostem v Praze. Byl zkolaudován na konci roku 1976. Byl tedy postaven těsně po Nuselském mostě. Jedná se o velice podobnou stavbu jako je Most u La Voulte přes řeku Rhônu. Celý

most dlouhý 387,5 m je složen z 5 dvoukloubových rámů. Mezi rámy je možná dilatace. Na mostě je tedy celkem šest dilatačních spár, čtyři mezi rámy a dvě na koncích celé konstrukce viz Obrázek 55. Jednotlivé pole mají rozpětí 77,5 m a niveleta je cca 14 m nad hladinou Vltavy. Celková šířka mostu činí 10 m. Velice důležitá je také šikmost mostu, která je nezanedbatelných 45°. Při tak významné šikmosti bylo nutno umožnit vodě v řece co nejméně omezený průtok v oblasti pilířů. Ty jsou tedy navrženy o průměru pouze 8 m a směrem k základům se rozšiřují až na 20 m.

Postup stavby konstrukce byl obdobný jako u mostu u La Voulte. Nejdříve byly vybetonovány šikmé vzpěry. Vzpěry na společném základu k sobě byly sepnuty zády. Poté začala fáze, kdy se letmo betonovala příčel. Betonáž probíhala konzolovým způsobem z obou vzpěr až se konzoly setkaly uprostřed rozpětí pole. V tomto místě byl vložen dočasný kloub, ze kterého se obě konzoly roztlačovaly. Tento kloub byl poté odstraněn a proběhlo zmonolitnění této oblasti. Části mostu na souši jsou postaveny na skruži. [16, s. 173-174]

Obrázek 54 - Pohled na konstrukci z mostu Barikádníků (foto autor)

Obrázek 55 - Pohled na styk dvou rámů (foto autor)

Obrázek 56 - Pohled na konstrukci z břehu (foto autor)

5 Komentovaný statický výpočet

Mnou navržená konstrukce po délce mění výšku průřezu. Ve výpočetním modelu jsem se to snažil zohlednit pomocí rozsekání lávky na pruty s postupně se zvyšující výškou. V této fázi práce to považuji za přijatelné zjednodušení. Uvažuji symetricky rostoucí výšku příčle na obě strany od V-vzpěr. Protože je symetrická celá konstrukce uvažuji obě V-vzpěry stejné. Dále jsem se vědomě dopustil chyby, poněvadž jsem uvažoval mostovku bez podélného sklonu. Pod V-vzpěrami předpokládám základ ze skupiny pilot. Bohužel nemám k dispozici geologický profil podloží a nemohu tak blíže zkoumat jeho vlivy na konstrukci lávky. V-vzpěry jsem navrhl kloubově uloženy. V rámci parametrické studie prověřuji ještě možnost s vetknutím vzpěr do základu. Druhá zmiňovaná možnost je vhodnější pro výstavbu, kdy bych se vyhnul potenciálně problematickému kloubu. Vetknutí zajistí rozhodně lepší stabilitu v době výstavby. Na obou opěrách uvažuji konstrukci uloženou na posuvném kloubu. Na zbývajících mezilehlých podpěrách uvažuji posuvné uložení.

V této kapitole se zaměřuji na parametrickou studii vzpěradlových mostů, dynamickou analýzu, posouzení jejích mezních stavů a zejména návrh a posouzení předpětí.

Nejedná se o klasický statický výpočet. Na základě zkušeností získaných při práci s konstrukcí v rámci parametrické studie danou konstrukci dále upravuji. Při předpínání jsem však nucen ji opět pozměňovat, a to jak tuhosti jednotlivých prvků, tak celé statické schéma, popř. postup výstavby. Celým statickým výpočtem probíhá jakási geneze výsledného řešení dané lávky.

5.1 Materiály

V této kapitole stručně uvádím materiály, které ve své práci používám.

5.1.1 Beton

Beton nosné konstrukce byl navržen jako C 35/45 - XC4,XD3,XF4. Byl navržen beton pro střídavě mokré a suché prostředí, tedy se stupněm vlivu prostředí pro korozi vlivem karbonatace XC4. Dalším stupněm vlivu prostředí pro korozi vlivem chloridů je XD3, který značí rovněž střídavě mokré a suché prostředí. Působení mrazu a rozmrazování s rozmrazovacími prostředky bylo zohledněno pomocí stupně vlivu prostředí XF4 pro beton značně nasycen vodou s rozmrazovacími prostředky nebo mořskou vodou.

Charakteristická válcová pevnost daného betonu v tlaku je 35 MPa. Krychelná pevnost v tlaku je poté 45 MPa. Návrhová hodnota pevnosti v tlaku betonu C 35/45 se vypočte podle vztahu $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c$, kde γ_c je uvažována hodnotou 1,5 pro trvalé a dočasné návrhové situace. Součinitel α_{cc} zahrnuje dlouhodobé účinky na pevnost v tlaku a nepříznivé účinky vyplívající ze způsobu zatěžování a zjednodušeně ho budu uvažovat hodnotou 0,85. Návrhová pevnost betonu v tlaku je tedy f_{cd} = 19,83 MPa. Charakteristická hodnota pevnosti v tahu f_{ctm} je 3,2 MPa. Modul pružnosti betonu je E_{cm} = 33,5 GPa. Pro výpočet pevností betonu v časech menších než 28 dní jsem využil postupy uvedené v [34, s. 24-25].

Tabulka 1 - Hodnoty pevností betonu v jednotlivých časech

t	$f_{ck}(t)$	$0{,}45 \cdot f_{ck}(t)$	$0{,}6 \cdot f_{ck}(t)$	$f_{ctm}(t)$
[dny]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
14	30,770	13,846	18,462	2,885
28	35,000	15,750	21,000	3,200

5.1.2 Předpínací výztuž

Uvažoval jsem použití předpínací výztuže složené z lan o Ø 15,7 mm s charakteristickou pevností v tahu f_{pk}=1 860 MPa. Průřezová plocha jednoho lana je A = 150 mm^2. Hodnotu charakteristické smluvní meze kluzu jsem získal ze vztahu $f_{p0,1k}$ = 0,88 f_{pk} = 1 636,8 MPa. Návrhová hodnota je přitom f_{pd} = 1 423,3 MPa. Modul pružnosti předpínací výztuže jsem uvažoval E_p = 195 GPa.

Maximální napětí v předpínací výztuži:

$$\sigma_{p,max} = min\{0{,}8 \cdot f_{pk}; 0{,}9 \cdot f_{p0,1k}\} = min\{0{,}8 \cdot 1\,860; 0{,}9 \cdot 1\,637\} = 1\,473\ MPa$$

5.1.3 Betonářská výztuž

Použil jsem betonářskou výztuž B500 B. Charakteristická mez kluzu tohoto materiálu je f_{yk} = 500 MPa. Návrhová mez kluzu se vypočítá jako $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$, kde γ_s uvažuji hodnotou 1,15 platící pro trvalé a dočasné návrhové situace. Návrhová mez kluzu je rovna f_{yd} = 434,8 MPa. Návrhovou hodnotu modulu pružnosti tohoto materiálu budu uvažovat E_s = 200 GPa.

5.2 Zatížení

Konstrukci jsem zatížil stálými i proměnnými zatíženími. Stálá zatížení se skládají z vlastní tíhy, ostatního stálého a nerovnoměrných poklesů podpor. Proměnná zatížení obsahují zatížení rovnoměrnou změnou teploty a zatížení dopravou, kterou zde představují chodci nebo obslužné vozidlo. Protože je konstrukce osově symetrická, mohl být v určitých případech redukován počet zatěžovacích stavů.

5.2.1 Stálá zatížení

Do kapitoly stálá zatížení spadají zatížení vl. tíhou, ostatním stálým a nerovnoměrné poklesy podpor.

5.2.1.1 Vlastní tíha

Vlastní tíha konstrukce byla počítána výpočetním programem automaticky podle daného příčného řezu. Objemová hmotnost materiálu byla nastavena na 26 kN/m^3. Tato hodnota se skládá z hodnot 24 kN/m^3 pro beton a po 1 kN/m^3 pro betonářskou a předpínací výztuž.

5.2.1.2 Ostatní stálé zatížení

Do tohoto zatížení jsem zahrnul stříkanou izolaci po šířce mostovky, zábradlí a římsy. Stříkanou izolaci uvažuji tloušťky 8 mm s objemovou tíhou 25 kN/m^3 na šířce mostovky 4,5 m. Výsledné liniové zatížení činí 0,9 kN/m. Zatížení zábradlím je uvažováno přibližně odhadnutou hodnotou 2·0,5=1 kN/m. Římsy jsou uvažovány z železobetonu. Plocha jedné římsy činí 0,277 m2. Zatížení od obou říms je tedy 2·25·0,277=13,85 kN/m.

Izolace……0,9 kN/m

Zábradlí……..……1,0 kN/m

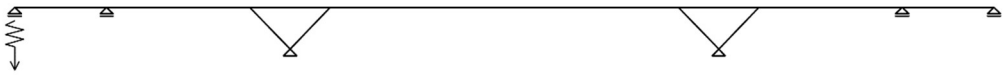
Římsy……..…...13,85 kN/m

Celkem……..…15,75kN/m

Toto zatížení aplikuji po celé délce konstrukce.

5.2.1.3 Poklesy podpor

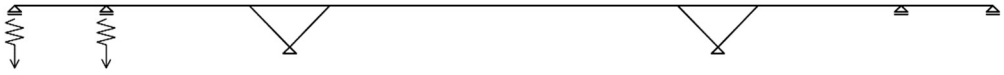
Předpokladem u tohoto zatěžovacího stavu je založení podpěr lávky na skupinách pilot. Proto si mohu dovolit relativně malé hodnoty svislých nerovnoměrných posunů podpor. Tuto hodnota budu uvažovat jako 5 mm. Postupně jsem vytvořil sérii zatěžovacích stavů, která obsahovala poklesy jednotlivých podpor, ale i poklesy dvojice podpor. Maximálně jsem uvažoval pokles právě 2 podpor. Pokles více podpor zároveň předpokládám, že proběhne jen s malou pravděpodobností, a proto jsem je vyloučil.



Obrázek 57 - Zatěžovací stav 1

Obrázek 58 - Zatěžovací stav 2

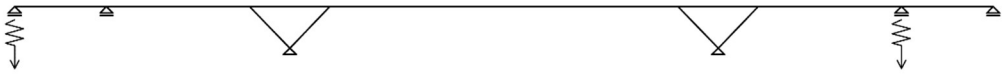
Obrázek 59 - Zatěžovací stav 3



Obrázek 60 - Zatěžovací stav 4

Obrázek 61 - Zatěžovací stav 5

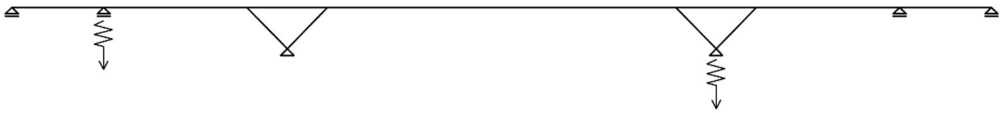
Obrázek 62 - Zatěžovací stav 6



Obrázek 63 - Zatěžovací stav 7

Obrázek 64 - Zatěžovací stav 8

Obrázek 65 - Zatěžovací stav 9



Obrázek 66 - Zatěžovací stav 10

Obrázek 67 - Zatěžovací stav 11

Obrázek 68 - Zatěžovací stav 12

5.2.2 Proměnná zatížení

K proměnným zatížením řadím zatížení teplotou a dopravou. Druhé jmenované zatížení ještě rozděluji na dav chodců a obslužné vozidlo. Zatížení větrem a sněhem ve své práci zanedbávám.

5.2.2.1 Zatížení teplotou

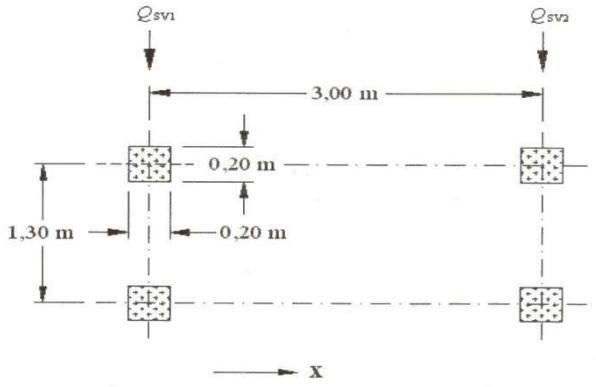
Zatížení teplotou budu uvažovat dle normy ČSN EN 1991-1-5 [35]. V mé práce budu uvažovat účinky pouze rovnoměrného oteplení a ochlazení. Maximální teplota ve stínu pro mou konstrukci je T_{max}=40˚C. Minimální teplota ve stínu je T_{min}=-32˚C. Tyto hodnoty byly odečteny z mapy uvedené v normě ČSN EN 1991-1-5 [35]. Konstrukce byla určena jako typ 3. Z příslušného grafu byly odečteny

hodnoty odpovídajících teplot konstrukce. V publikaci [36] jsou pro výpočet maximální a minimální rovnoměrné složky teploty uvedeny vzorce podle daného typu konstrukce. Pro mou lávku jde o vzorce $T_{e,max}= T_{max}+1,5$ a $T_{e,min}= T_{min} +8$. Já jsem však použil způsob výpočtu uváděný v normě. Maximální teplota je tedy rovna $T_{e,max}=41,4$ ˚C. U minimální teploty budu dále pracovat s hodnotou $T_{e,min}=-22,5$˚C. Tyto hodnoty lze mírně upravit s pomocí referenční hodnoty, při které byla stavba mostu prováděna. Tu budu uvažovat hodnotou $T_0=10$˚C, což je hodnota, kterou doporučuje norma, pokud není určeno jinak. Charakteristická hodnota maximálního rozsahu rovnoměrné složky teploty pro výpočet zkrácení mostu je dán vztahem $\Delta T_{N,con}=T_0-T_{e,min}=32,5$ ˚C. Tato obdobná složka pro prodloužení mostu je dána vztahem $\Delta T_{N,exp}=T_{e,max}-T_0=31,4$ ˚C.

Dále jsem na konstrukci zadal zatěžovací stavy, u kterých jsem oteplil/ochladil pouze mostovku, a to hodnotou $\Delta T=10$ ˚C. Tyto ZS jsem volil pouze z důvodu, abych lépe porozuměl chování konstrukce.

5.2.2.2 Svislá složka zatížení provozem

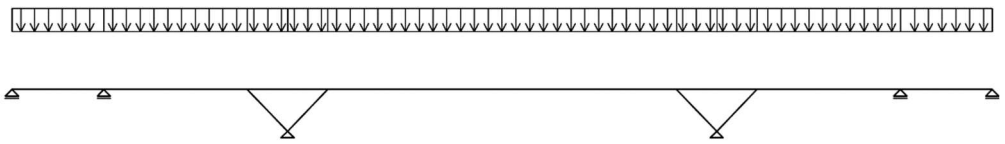
Zatížení konstrukce dopravou bylo provedeno podle normy ČSN EN 1991-2 [37]. Na lávce je uvažován zatěžovací model LM4, kde základní rovnoměrné zatížení má hodnotu 5 kN/m^2. Po přenásobení této hodnoty volnou šířkou mezi obrubníky jsem dostal hodnotu 5·4,5=22,5 kN/m. Dále byla lávka zatížena i obslužným vozidlem, nebo také mimořádným vozidlem. Pod tímto vozidlem si lze představit například vůz sanitky.



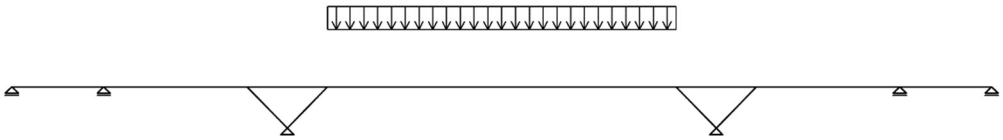
Obrázek 69 - Schéma zatížení obslužným vozidlem (zdroj [38, s. 21-22])

Hodnota Q_{sv1} je rovna 80 kN, Q_{sv2} je 40 kN a x udává směr podélné osy mostu. [38, s. 21-22]

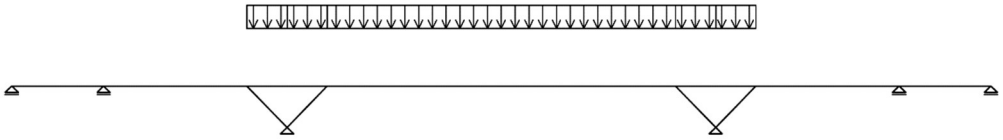
Dav chodců nemusí být nutně rozprostřen stále po celé délce konstrukce. Rozmísťoval jsem proto zatížení davem chodců po jednotlivých polích. V součtu je to 71 možných způsobů, jak zatížení rozmístit.



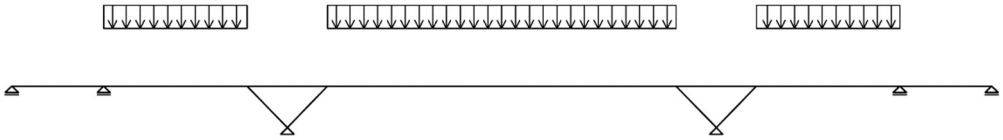
Obrázek 70 - Zatěžovací stav 1



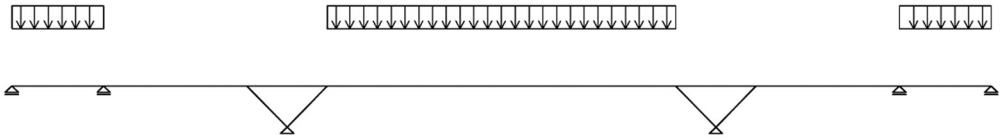
Obrázek 71 - Zatěžovací stav 2



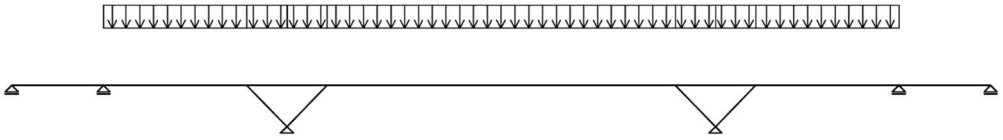
Obrázek 72 - Zatěžovací stav 3



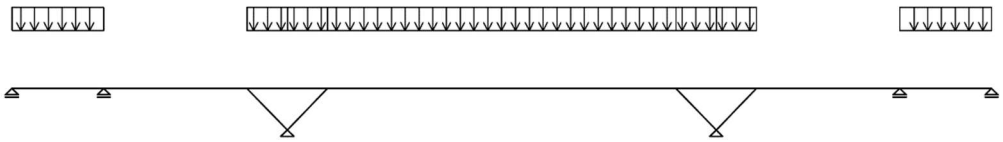
Obrázek 73 - Zatěžovací stav 4



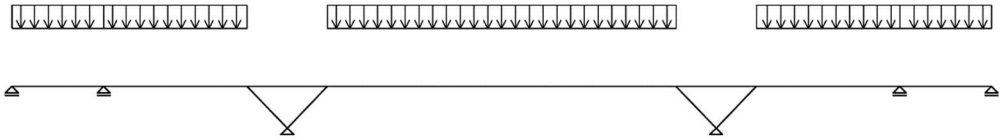
Obrázek 74 - Zatěžovací stav 5



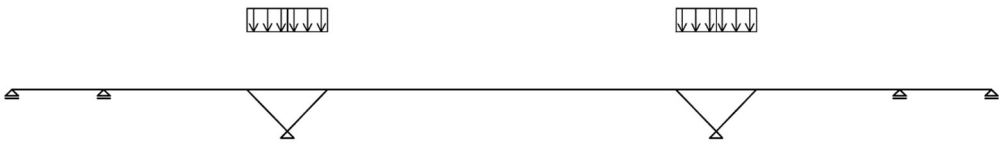
Obrázek 75 - Zatěžovací stav 6



Obrázek 76 - Zatěžovací stav 7



Obrázek 77 - Zatěžovací stav 8



Obrázek 78 - Zatěžovací stav 9

Obrázek 79 - Zatěžovací stav 10

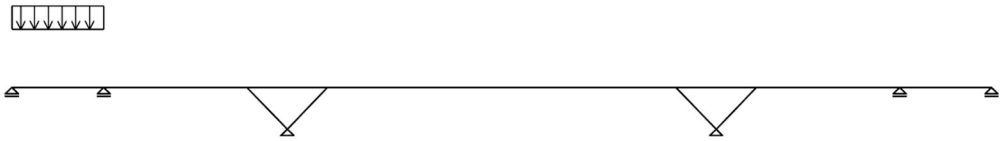
Obrázek 80 - Zatěžovací stav 11

Obrázek 81 - Zatěžovací stav 12

Obrázek 82 - Zatěžovací stav 13

Obrázek 83 - Zatěžovací stav 14

Obrázek 84 - Zatěžovací stav 15



Obrázek 85 - Zatěžovací stav 16

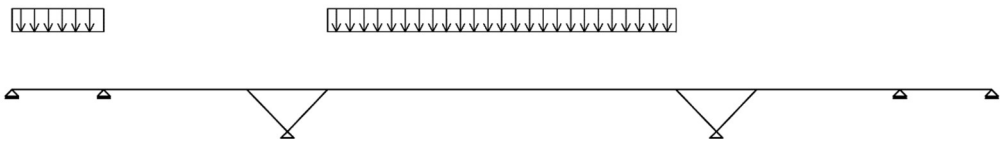
Obrázek 86 - Zatěžovací stav 17

Obrázek 87 - Zatěžovací stav 18

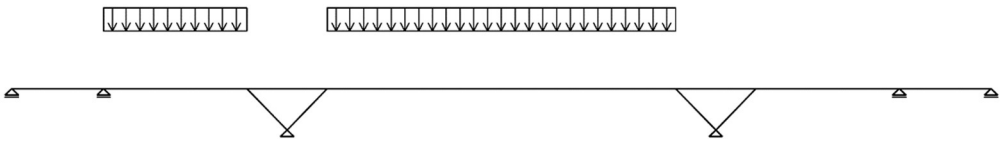
Obrázek 88 - Zatěžovací stav 19

Obrázek 89 - Zatěžovací stav 20

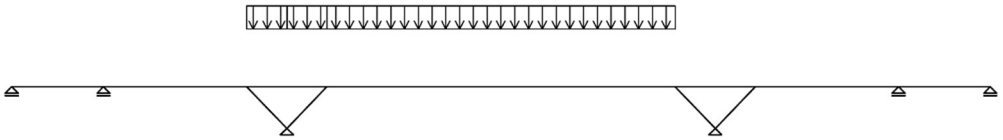
Obrázek 90 - Zatěžovací stav 21



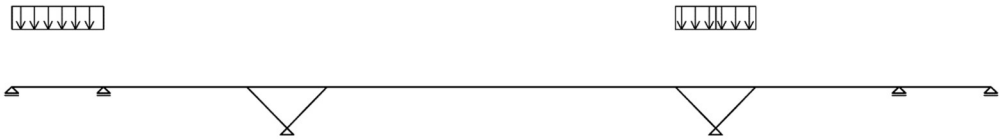
Obrázek 91 - Zatěžovací stav 22



Obrázek 92 - Zatěžovací stav 23



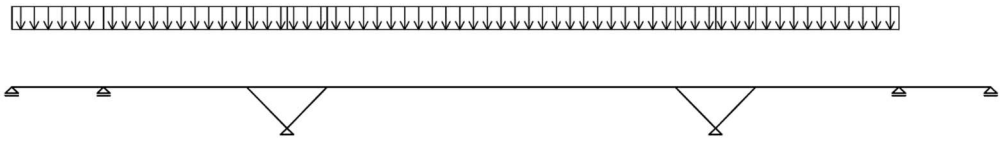
Obrázek 93 - Zatěžovací stav 24



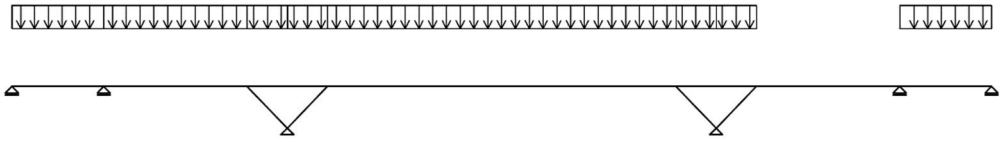
Obrázek 94 - Zatěžovací stav 25

Obrázek 95 - Zatěžovací stav 26

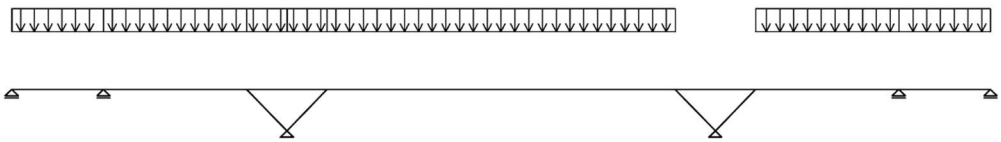
Obrázek 96 - Zatěžovací stav 27



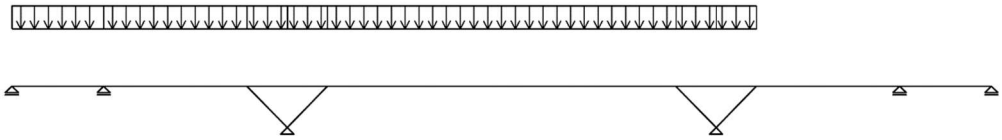
Obrázek 97 - Zatěžovací stav 28



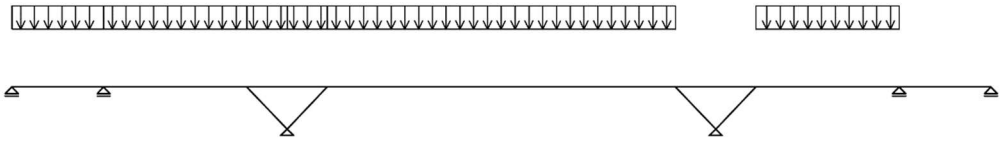
Obrázek 98 - Zatěžovací stav 29



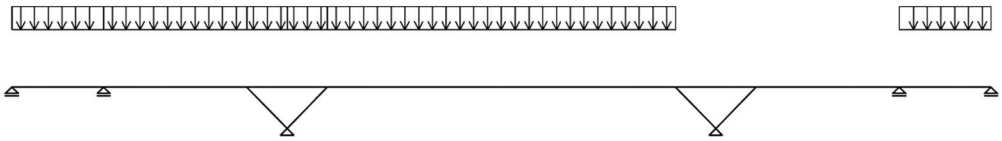
Obrázek 99 - Zatěžovací stav 30



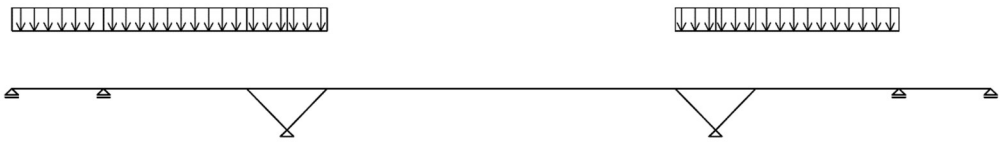
Obrázek 100 - Zatěžovací stav 31



Obrázek 101 - Zatěžovací stav 32



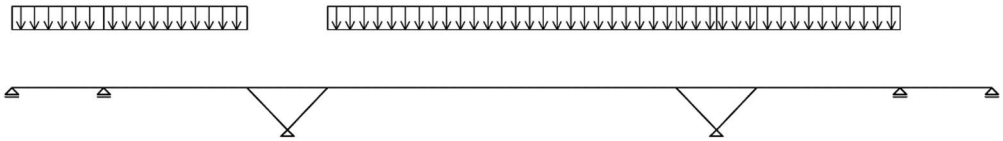
Obrázek 102 - Zatěžovací stav 33



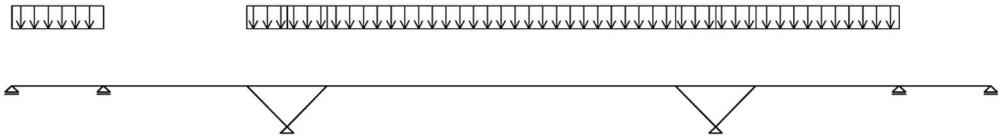
Obrázek 103 - Zatěžovací stav 34

Obrázek 104 - Zatěžovací stav 35

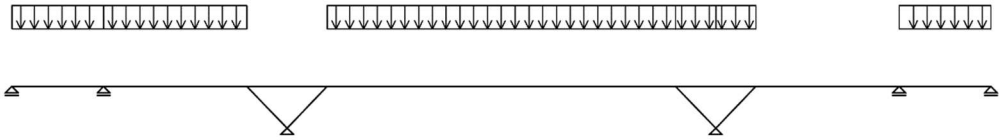
Obrázek 105 - Zatěžovací stav 36



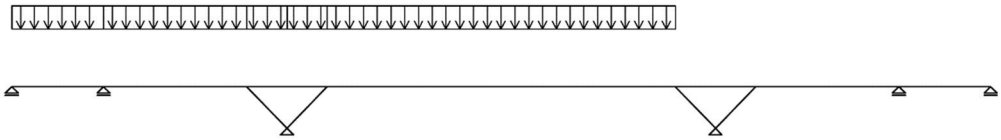
Obrázek 106 - Zatěžovací stav 37



Obrázek 107 - Zatěžovací stav 38



Obrázek 108 - Zatěžovací stav 39

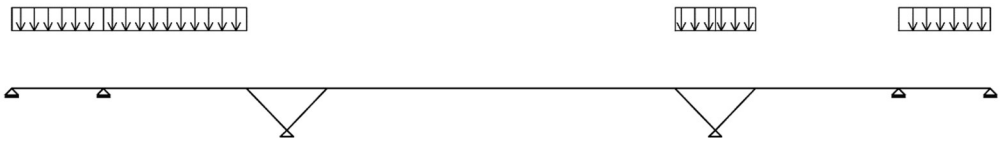


Obrázek 109 - Zatěžovací stav 40

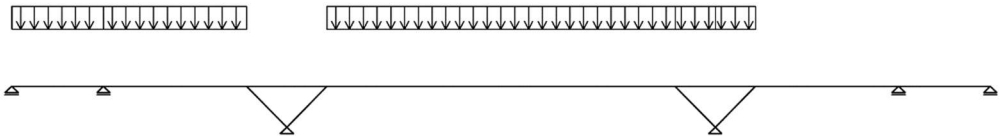
Obrázek 110 - Zatěžovací stav 41

Obrázek 111 - Zatěžovací stav 42

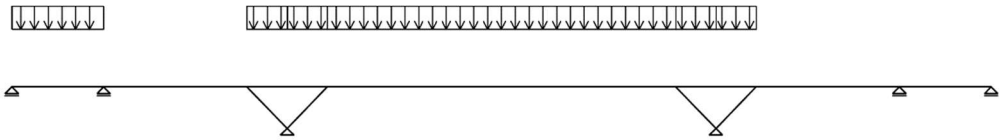
Obrázek 112 - Zatěžovací stav 43



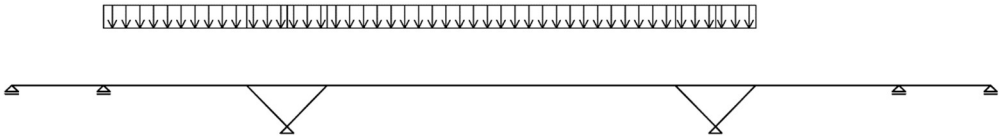
Obrázek 113 - Zatěžovací stav 44



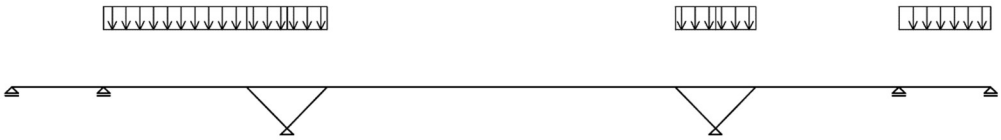
Obrázek 114 - Zatěžovací stav 45



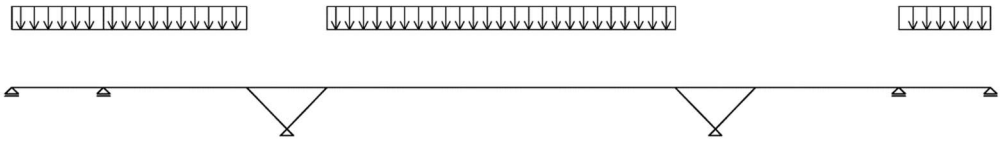
Obrázek 115 - Zatěžovací stav 46



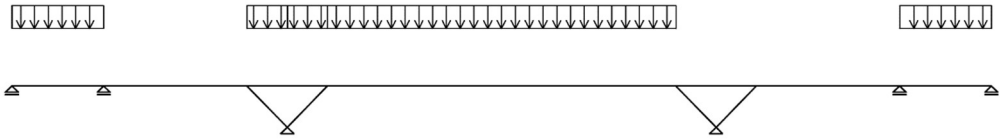
Obrázek 116 - Zatěžovací stav 47



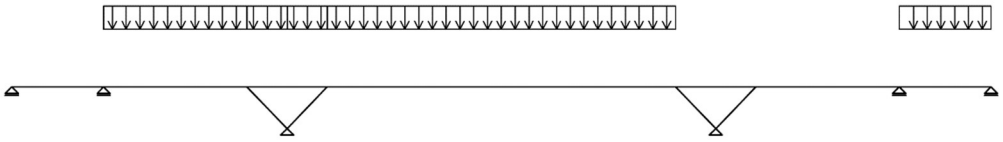
Obrázek 117 - Zatěžovací stav 48



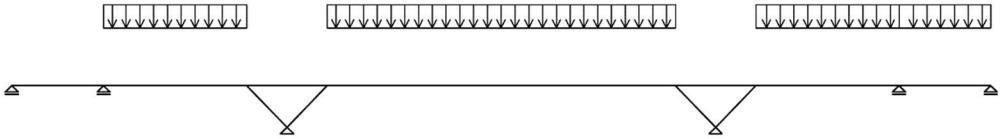
Obrázek 118 - Zatěžovací stav 49



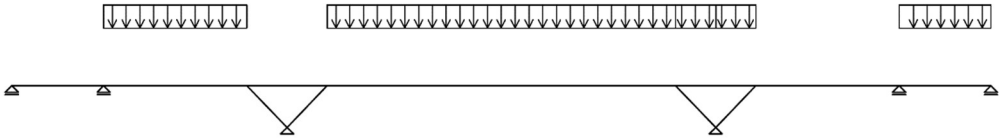
Obrázek 119 - Zatěžovací stav 50



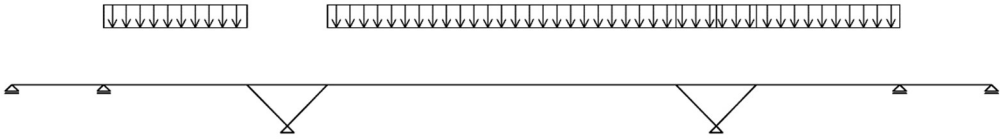
Obrázek 120 - Zatěžovací stav 51



Obrázek 121 - Zatěžovací stav 52



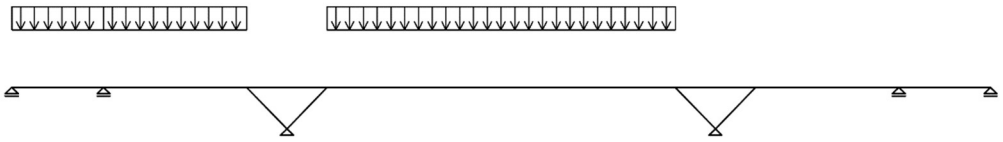
Obrázek 122 - Zatěžovací stav 53



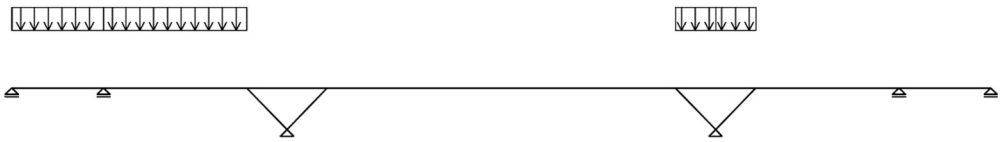
Obrázek 123 - Zatěžovací stav 54

Obrázek 124 - Zatěžovací stav 55

Obrázek 125 - Zatěžovací stav 56



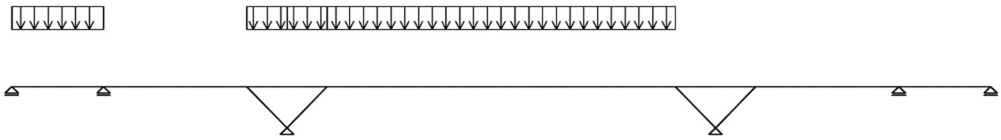
Obrázek 126 - Zatěžovací stav 57



Obrázek 127 - Zatěžovací stav 58

Obrázek 128 - Zatěžovací stav 59

Obrázek 129 - Zatěžovací stav 60

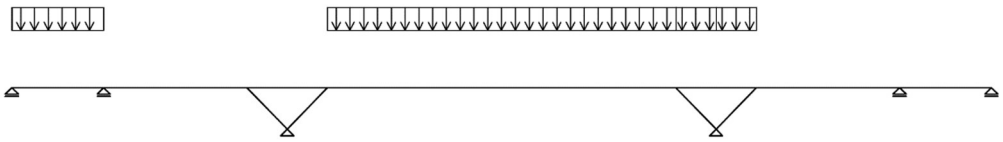


Obrázek 130 - Zatěžovací stav 61

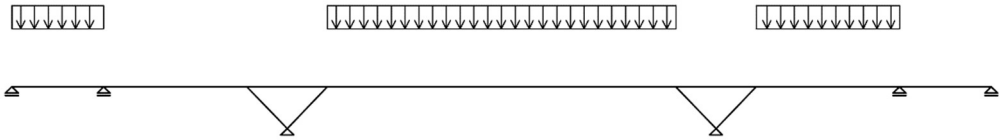
Obrázek 131 - Zatěžovací stav 62

Obrázek 132 - Zatěžovací stav 63

Obrázek 133 - Zatěžovací stav 64

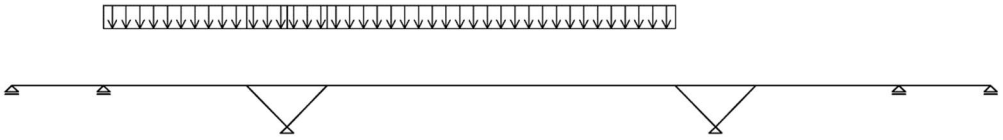


Obrázek 134 - Zatěžovací stav 65



Obrázek 135 - Zatěžovací stav 66

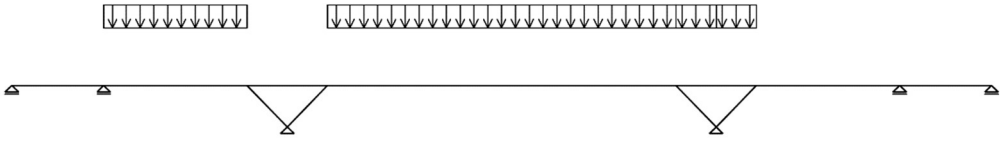
Obrázek 136 - Zatěžovací stav 67



Obrázek 137 - Zatěžovací stav 68

Obrázek 138 - Zatěžovací stav 69

Obrázek 139 - Zatěžovací stav 70



Obrázek 140 - Zatěžovací stav 71

5.2.2.3 Vodorovná složka zatížení provozem

Vodorovnou složku zatížení provozem jsem uvažoval podle [39, s. 8] jako:

$$Q_{flk} = max.\{0{,}1 \cdot q_{fk} \cdot L\ ;\ 0{,}6 \cdot Q_{serv.}\}$$

Toto zatížení tedy přestavuje větší hodnotu z dvojice 10 % zatížení davem chodců a 60 % zatížení obslužným vozidlem.

$$Q_{flk} = max.\{0{,}1 \cdot 5 \cdot 4{,}5 \cdot 215{,}5\ ;\ 0{,}6 \cdot (80 + 40)\} = 484{,}9\ kN$$

5.2.3 Sestavy zatížení

Pro lávky jsou normou dány dvě sestavy zatížení. Jsou uvedeny níže v přehledné tabulce. Použil jsem obě dvě sestavy.

Tabulka 2 - Sestavy zatížení dopravou

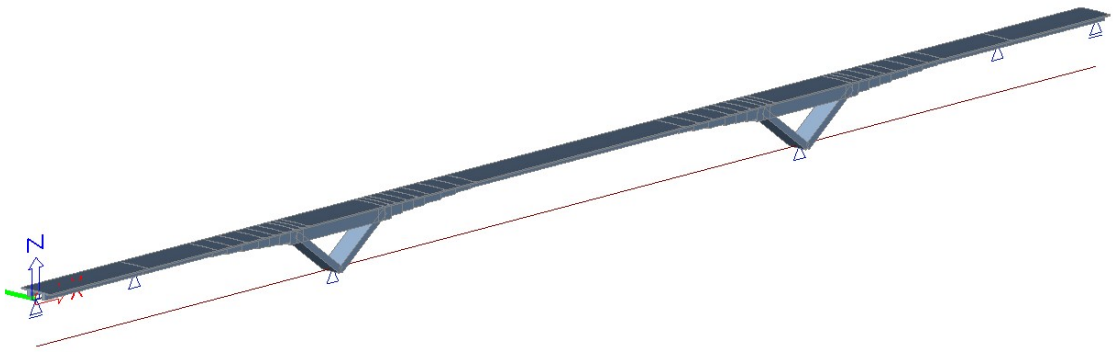
Druh zatížení		Svislé síly		Vodorovné síly
Zatěžovací systém		rovnoměrné zatížení	obslužné vozidlo	
Sestava zatížení	gr1	q_{fk}	0	Q_{flk}
	gr2	0	$Q_{serv.}$	Q_{flk}

5.3 Vnitřní síly

Tato kapitola pojednává o vnitřních silách. U všech ZS uvádím přehlednou tabulku s hodnotami. V parametrické studii následně porovnávám různé konstrukce mimo jiné se současně navrženou konstrukcí, kterou nazývám výchozí. I z toho důvodu jsou zde uvedeny zmiňované tabulky.

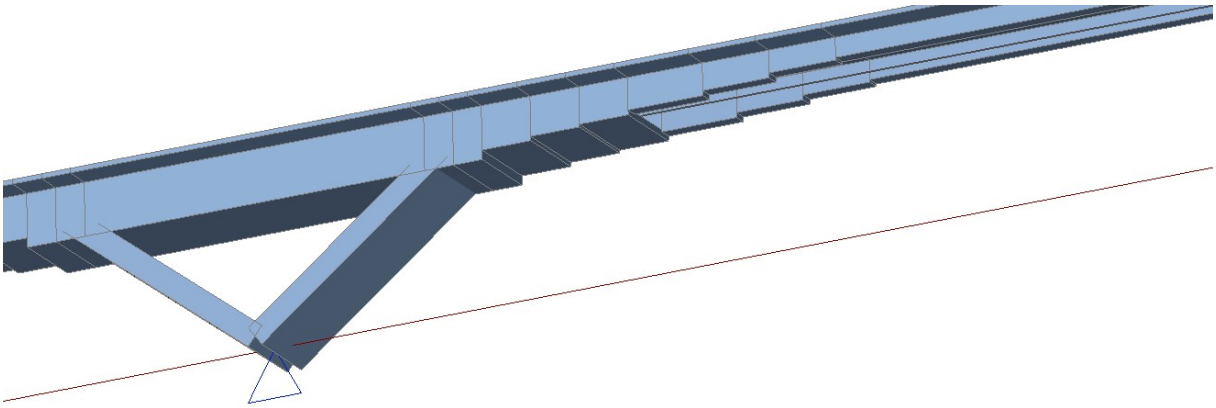
5.3.1 Výpočetní model

Nejprve jsem namodeloval svou konstrukci ve výpočetním programu. Použil jsem Rám XZ v programu SCIA Engineer 19.1.2030.



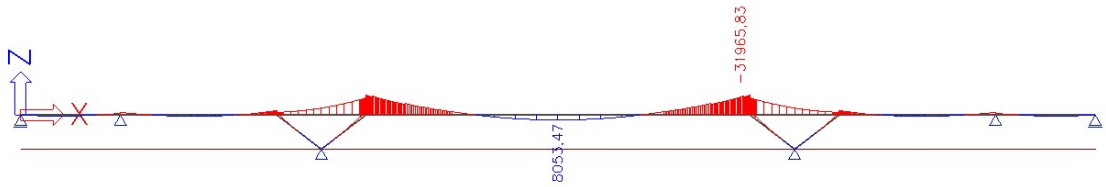
Obrázek 141 - Model ve výpočetním programu SCIA

Obrázek 142 - Model ve výpočetním programu SCIA

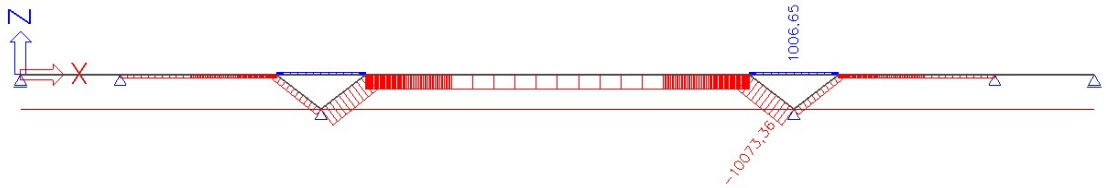


Obrázek 143 - Model ve výpočetním programu SCIA

Pro kontrolu správnosti zadání výpočetního modelu jsem se podíval na vnitřní síly od vlastní tíhy konstrukce.



Obrázek 144 - Ohybové momenty od vl. tíhy



Obrázek 145 - Normálové síly od vl. tíhy

Již v této fázi jsem musel svůj model opravit. Chybně jsem namodeloval mezilehlé podpory, které nemohou být kloubově uloženy. Všechny normálové síly jsou v tomto místě zachyceny. Bylo by problematické tuto konstrukci předpínat. Prozatím je zde uvažovat posuvné uložení.

Mnou navržená konstrukce je opatřena náběhy, které jsem v modelu zprostředkoval zjednodušeně pomocí dílců s jiným průřezem. Dílcům na příčli jsem přiřadil systémovou osu prvku jako vrchní, takže vrchní hrana mostovky je v jedné rovině. Prvkům na mostovce jsem také přiřadil excentricitu takovou, aby připojení vzpěr končilo v těžišťové ose prvku, ke kterému se připojuje. V důsledku skutečných poloh prvků, ale není suma momentů ve styčníku nulová. Raději jsem tento problém konzultoval i s podporou výpočetního programu SCIA a souhlasili s uvažovanými úpravami jako vhodnými. Dle mého názoru tento model obsahuje přijatelná zjednodušení.

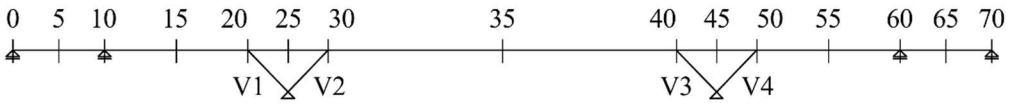
5.3.2 Průběhy vnitřních sil

Po opravení modelu na Obrázku 146 jsem zadal všechny zatěžovací stavy. Programem jsem si spočítal vnitřní síly, reakce a deformace. Pro jistotu jsem si ještě vygeneroval příčinkové čáry na

konstrukci. Pomocí nich a pohyblivého zatížení jsem si mohl zkontrolovat, zda jsem zvolil správná rozmístění zatížení davem lidí. Dle mého úsudku je ručně rozmístěné zatížení názornější.

Obrázek 146 - Výpočetní model

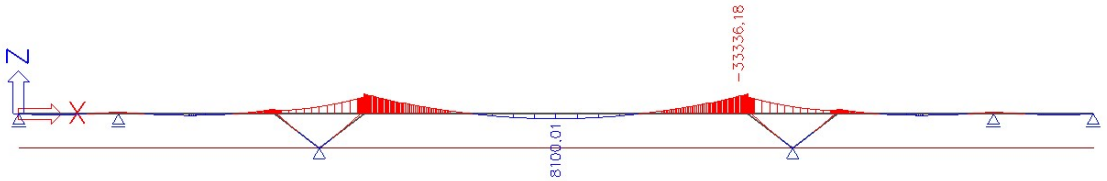
Pro vyšetření hodnot vnitřních sil jsem na konstrukci zvolil řezy vždy v polovině příslušného rozpětí a nad podporami vždy zleva a zprava. Z důvodu symetričnosti konstrukce si některé řezy vzájemně odpovídají.



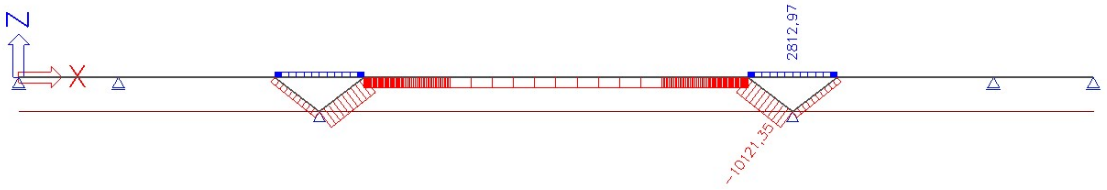
Obrázek 147 - Popis řezů na konstrukci

5.3.2.1 Vlastní tíha

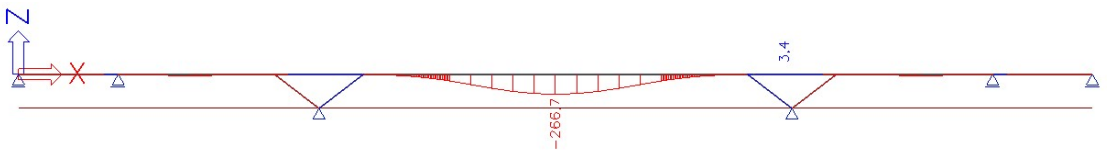
Ohybové momenty od zatížení vlastní tíhou nabývají značných velikostí. V hlavním poli jsem navrhl dvoutrámový průřez o výšce 1,1 m. Právě v tomto poli je zároveň s extrémními hodnotami ohybových momentů i významná záporná hodnota normálových sil. Tyto normálové síly výhodným způsobem předpínají příčli. Konkrétně od vlastní tíhy nabývají hodnot -5 268,87 kN. V kombinaci s menší průřezovou plochou v poli můžeme dostat poměrně dobrou tlakovou rezervu. Jako problematické z pohledu normálových sil se jeví oblast mezi řezy 20 a 30. Tam je totiž průřez namáhán značným ohybovým momentem a zároveň tahovou normálovou silou.



Obrázek 148 - Ohybové momenty od zatížení vl. tíhou



Obrázek 149 - Normálové síly od zatížení vl. tíhy



Obrázek 150 - Svislé deformace od zatížení vl. tíhou

Tabulka 3 - Vnitřní síly a reakce od vl. tíhy

Normálová síla N [kN]						
Řez 20 ≈ Řez 50		Řez 25	Řez 30 ≈ Řez 40			Řez 35
P	Vzpěra	Řez 45	L	P	Vzpěra	
2 812,97	-3 033,07	2 812,97	2 812,97	-5 268,87	-9 551,46	-5 268,87

Posouvající síla V [kN]											
Řez 0 Řez 70	Řez 5 Řez 65	Řez 10 ≈ Řez 60		Řez 15 Řez 55	Řez 20 ≈ Řez 50			Řez 25 Řez 45	Řez 30 ≈ Řez 40			Řez 35
		L	P		L	P	Vzpěra		L	P	Vzpěra	
403,83	-182,29	-768,42	842,70	-80,06	-1 499,43	-186,24	661,63	-1 288,62	-2 391,00	-2 762,55	803,05	0,00

Ohybový moment M_y [kNm]											
Řez 0 Řez 70	Řez 5 Řez 65	Řez 10 ≈ Řez 60		Řez 15 Řez 55	Řez 20 ≈ Řez 50			Řez 25 Řez 45	Řez 30 ≈ Řez 40			Řez 35
		L	P		L	P	Vzpěra		L	P	Vzpěra	
0,00	1 107,72	-3 645,81	-3 645,81	2 359,97	-8 260,93	-5 301,41	-2 752,70	-12 075,50	-28 395,57	**-33 336,18**	-4 346,41	**8 100,01**

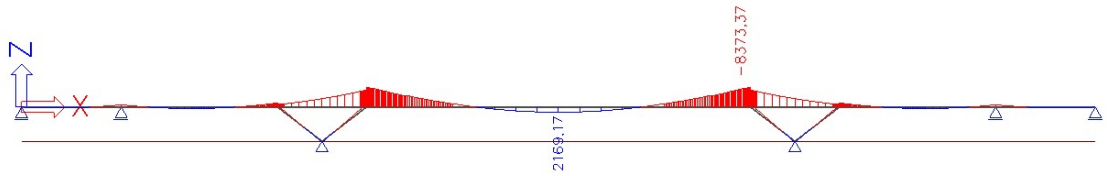
Reakce R_z [kN]					
Řez 0	Řez 10	V1-V2	V3-V4	Řez 60	Řez 70
403,83	1 611,12	8 346,27	8 346,27	1 611,12	403,83

Reakce R_x [kN]	
V1-V2	V3-V4
5 268,87	5 268,87

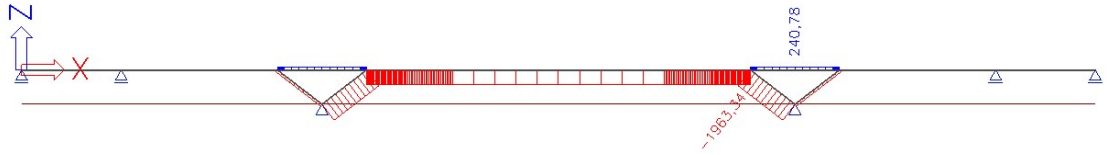
Průhyb u_z [mm]
Řez 35
-266,70

U vzpěradlových konstrukcí, které nemají tak dlouhá převislá pole nepůsobí vnější vzpěra (V1, V4) jako vzpěra, nýbrž jako táhlo. Od stálého rovnoměrného zatížení po celé délce jsou totiž většinou namáhány kladnou, tedy tahovou normálovou silou. To jsem ale předpokládal již v kapitole 4.2.2.1.

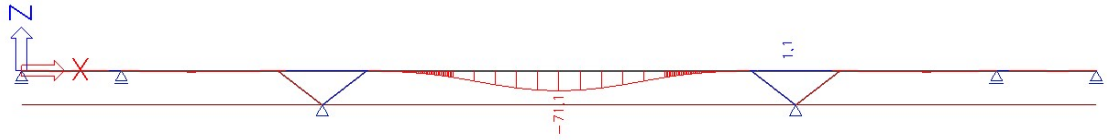
5.3.2.2 Zatížení ostatním stálým



Obrázek 151 - Ohybové momenty od zatížení ost. stálým



Obrázek 152 - Normálové síly od zatížení ost. stálým



Obrázek 153 - Svislé deformace od zatížení ost. stálým

Tabulka 4 - Vnitřní síly a reakce od ost. stálého

Normálová síla N [kN]						
Řez 20 ≈ Řez 50		Řez 25	Řez 30 ≈ Řez 40			Řez 35
P	Vzpěra	Řez 45	L	P	Vzpěra	
240,78	-234,20	240,78	240,78	-1 397,68	-1 963,34	-1 397,68

Posouvající síla V [kN]												
Řez 0 Řez 70	Řez 5 Řez 65	Řez 10 ≈ Řez 60		Řez 15 Řez 55	Řez 20 ≈ Řez 50			Řez 25 Řez 45	Řez 30 ≈ Řez 40			Řez 35
		L	P		L	P	Vzpěra		L	P	Vzpěra	
10í,69	-47,81	-205,31	222,20	-24,46	271,14	-200,65	89,96	-341,78	-482,91	-606,32	127,47	0,00

Ohybový moment M_y [kNm]												
Řez 0 Řez 70	Řez 5 Řez 65	Řez 10 ≈ Řez 60		Řez 15 Řez 55	Řez 20 ≈ Řez 50			Řez 25 Řez 45	Řez 30 ≈ Řez 40			Řez 35
		L	P		L	P	Vzpěra		L	P	Vzpěra	
0,00	309,38	-956,23	-956,23	592,23	-1 722,63	-1 077,97	-626,96	-3 496,73	**-7 203,24**	-8 373,37	-1 049,67	**2 169,17**

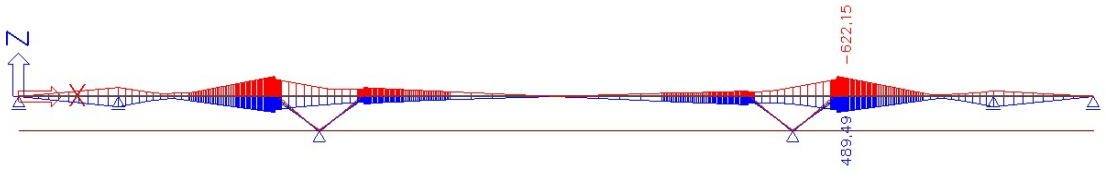
Reakce R_z [kN]					
Řez 0	Řez 10	V1-V2	V3-V4	Řez 60	Řez 70
109,60	427,51	1 159,72	1 159,72	427,51	109,60

Reakce R_x [kN]	
V1-V2	V3-V4
1 397,68	1 397,68

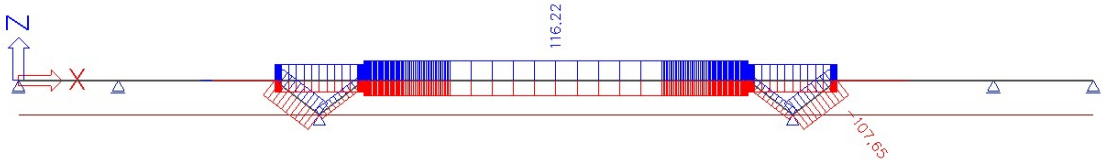
Průhyb u_z [mm]
Řez 35
-71,10

Při zatížení ostatním stálým i vlastní tíhou lze pozorovat, že největší hodnoty ohybových momentů se vyskytují ve středním poli a u přilehlých V-vzpěr. V polích krajních jsou hodnoty momentů výrazně menší.

5.3.2.3 Nerovnoměrné poklesy podpor



Obrázek 154 - Obálka ohybových momentů od zatížení nerovnom. poklesy



Obrázek 155 - Obálka normálových sil od zatížení nerovnom. poklesy

Tabulka 5 - Obálky vnitřních sil a reakcí - zatížení nerovnom. poklesy

Normálová síla N [kN]						
	Řez 20 ≈ Řez 50		Řez 25	Řez 30 ≈ Řez 40		Řez 35
	P	Vzpěra	Řez 45	L	P	Vzpěra	
MIN	-107,65	-69,11	-107,65	-107,65	-88,66	-28,69	-88,66
MAX	91,58	80,99	91,58	91,58	116,22	36,21	116,22

Posouvající síla V [kN]													
	Řez 0 Řez 70	Řez 5 Řez 65	Řez 10 ≈ Řez 60		Řez 15 Řez 55	Řez 20 ≈ Řez 50			Řez 25 Řez 45	Řez 30 ≈ Řez 40			Řez 35
			L	P		L	P	Vzpěra		L	P	Vzpěra	
MIN	-13,88	-13,88	-13,88	-30,04	-30,04	-30,04	-21,69	-8,80	-21,69	-21,69	-6,88	-7,48	-6,88
MAX	15,94	15,94	15,94	23,39	23,39	23,39	27,40	9,86	27,40	27,40	4,61	6,84	4,61

Ohybový moment M_y [kNm]													
	Řez 0 Řez 70	Řez 5 Řez 65	Řez 10 ≈ Řez 60		Řez 15 Řez 55	Řez 20 ≈ Řez 50			Řez 25 Řez 45	Řez 30 ≈ Řez 40			Řez 35
			L	P		L	P	Vzpěra		L	P	Vzpěra	
MIN	0,00	-138,84	-277,69	-277,69	-151,63	**-622,15**	-534,00	-81,42	-284,06	-222,21	-275,55	-51,89	-4,07
MAX	0,00	159,43	318,85	318,85	156,76	**489,49**	420,30	69,90	270,71	210,92	254,49	54,94	5,25

Reakce R_z [kNm]						
	Řez 0	Řez 10	V1-V2	V3-V4	Řez 60	Řez 70
MIN	-13,88	-45,98	-28,00	-28,00	-45,98	-13,88
MAX	15,94	37,27	30,04	30,04	37,27	15,94

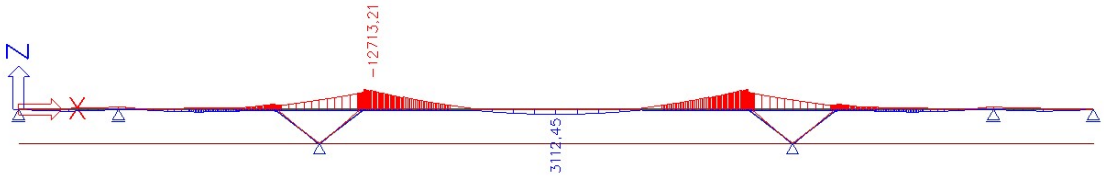
Reakce R_x [kNm]		
	V1-V2	V3-V4
MIN	-116,22	-116,22
MAX	88,66	88,66

Průhyb u_z [mm]	
Řez 35	
MIN	-4,80

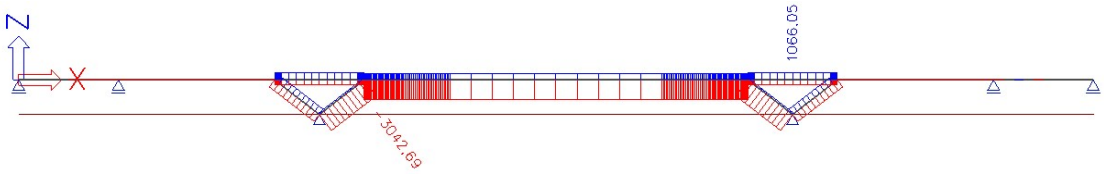
U vnitřních sil od nerovnoměrných poklesů jsem byl překvapen jejich relativně malou hodnotu. Hodnota poklesu 5 mm však není mnoho a má konstrukce poměrně dlouhá. Pokud by se jednalo o kratší tužší konstrukci výsledky by byly jistě výraznější.

5.3.2.4 Zatížení davem chodců - gr1

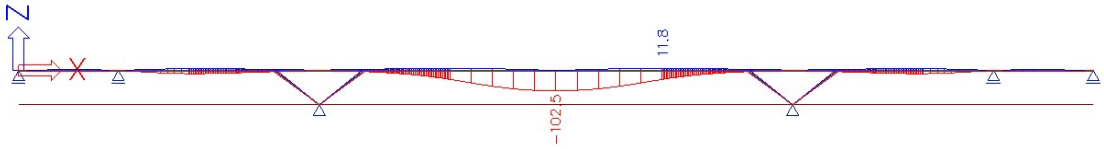
Provedl jsem výpočet všech 71 zatěžovacích stavů ukázaných v kapitole 5.2.2.2. Poté jsem ještě nechal vnitřní síly od zatížení davem chodců spočítat výpočetní program pomocí pohyblivého zatížení. Níže jsou přiloženy obálky vnitřních sil na konstrukci vypočítané prvním způsobem.



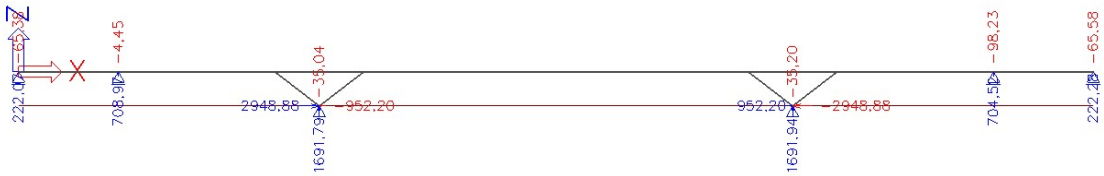
Obrázek 156 - Obálka ohybových momentů od zatížení davem chodců - ZS ručně



Obrázek 157 - Obálka normálových sil od zatížení davem chodců - ZS ručně

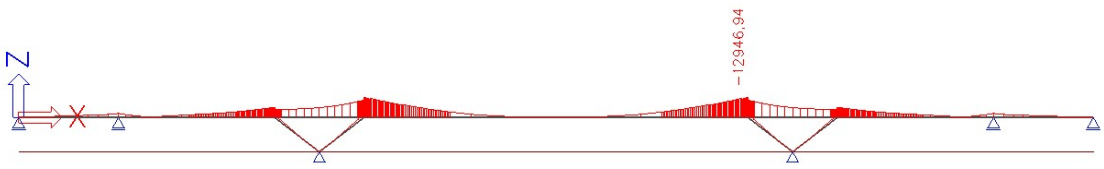


Obrázek 158 - Obálka extrémních svislých deformací od zatížení davem chodců - ZS ručně

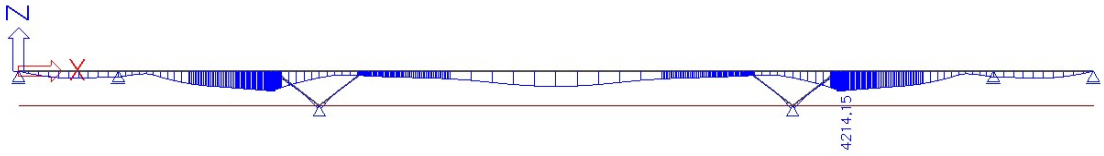


Obrázek 159 - Extrémní hodnoty reakcí na konstrukci od zatížení davech chodců - ZS ručně

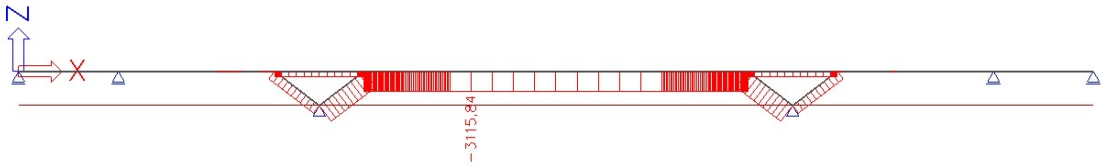
S pomocí výpočetního softwaru jsem získal výsledky přesnější. Mou metodou jsem umisťoval zatížení pouze na celá pole. Tím však nelze získat absolutní extrémy. To by bylo možné umístěním zatížení přesně podle pořadnic kladných částí příčinkových čar dané veličiny v daném bodě. Tímto způsobem zatěžují konstrukci pohyblivá zatížení, která jsem použil ve výpočetním programu. Uvádím jednotlivé maximální a minimální hodnoty vykreslené na konstrukci a uvedené v tabulkách.



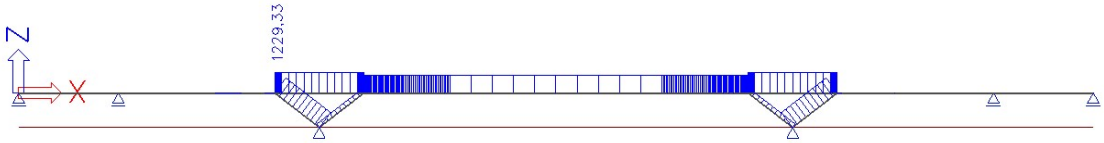
Obrázek 160 - Minimální ohybové momenty od zatížení davem chodců



Obrázek 161 - Maximální ohybové momenty od zatížení davem chodců



Obrázek 162 - Minimální normálové síly od zatížení davem chodců



Obrázek 163 - Maximální normálové síly od zatížení davem chodců

V Tabulce 6 jsou uvedeny všechny extrémní hodnoty vnitřních sil a reakcí vypočítány pomocí funkce pohyblivého zatížení. V Tabulce 7 jsou pro porovnání uvedeny obdobné hodnoty, které byli získány z ručně zvolených 71 zatěžovacích stavů.

Tabulka 6 - Obálky vnitřních sil a reakcí - zatížení davem (pohyblivé zatížení)

Normálová síla N [kN]							
	Řez 20 ≈ Řez 50		Řez 25	Řez 30 ≈ Řez 40			Řez 35
	P	Vzpěra	Řez 45	L	P	Vzpěra	
MIN	-885,24	-1 481,55	-885,24	-885,24	-3 115,84	-3 171,26	-3 115,84
MAX	1 229,31	1 146,84	1 229,31	1 229,31	1 056,91	266,54	1 056,91

Posouvající síla V [kN]													
	Řez 0	Řez 5	Řez 10 ≈ Řez 60		Řez 15	Řez 20 ≈ Řez 50			Řez 25	Řez 30 ≈ Řez 40			Řez 35
	Řez 70	Řez 65	L	P	Řez 55	L	P	Vzpěra	Řez 45	L	P	Vzpěra	
MIN	-105,47	-173,03	-356,29	-201,89	-297,42	-567,37	-672,86	-50,35	-744,57	-877,05	-904,77	-29,04	-194,72
MAX	262,28	104,83	63,07	519,33	262,43	176,01	393,55	178,87	256,35	181,47	33,10	211,14	206,17

Ohybový moment M_y [kNm]													
	Řez 0	Řez 5	Řez 10 ≈ Řez 60		Řez 15	Řez 20 ≈ Řez 50			Řez 25	Řez 30 ≈ Řez 40			Řez 35
	Řez 70	Řez 65	L	P	Řez 55	L	P	Vzpěra	Řez 45	L	P	Vzpěra	
MIN	0,00	-1 054,69	-2 625,47	-2 625,47	2 000,32	-6 675,44	-5 456,91	-1 327,93	-6 398,09	-11 214,43	**-12 946,84**	-1 689,77	-15,13
MAX	0,00	1 497,87	1 261,46	1 261,46	2 847,95	**4 213,32**	3 917,47	432,19	1 404,28	924,00	986,14	190,22	3 113,91

Reakce R_z [kNm]						
	Řez 0	Řez 10	V1-V2	V3-V4	Řez 60	Řez 70
MIN	-105,47	-264,97	-75,08	-75,08	-264,97	-105,47
MAX	262,20	875,54	1 731,86	1 731,86	875,54	262,20

Reakce R_x [kNm]		
	V1-V2	V3-V4
MIN	-1 056,91	-1 056,91
MAX	3 053,44	3 053,44

Průhyb u_z [mm]
Řez 35
-102,50

Tabulka 7 - Obálky vnitřních sil a reakcí - zatížení davem (ruční volba ZS)

Normálová síla N [kN]							
	Řez 20 ≈ Řez 50		Řez 25	Řez 30 ≈ Řez 40			Řez 35
	P	Vzpěra	Řez 45	L	P	Vzpěra	
MIN	-722,08	-1 316,99	-722,08	-722,08	-2 948,88	-3 042,69	-2 948,88
MAX	1 066,05	982,42	1 066,05	1 066,05	952,20	237,92	952,20

Posouvající síla V [kN]													
	Řez 0 Řez 70	Řez 5 Řez 65	Řez 10 ≈ Řez 60		Řez 15 Řez 55	Řez 20 ≈ Řez 50			Řez 25 Řez 45	Řez 30 ≈ Řez 40			Řez 35
			L	P		L	P	Vzpěra		L	P	Vzpěra	
MIN	-65,58	-91,43	-316,43	-75,10	-85,56	-437,96	-622,62	-27,81	-622,62	-822,54	-894,24	-25,66	-28,07
MAX	222,28	23,13	23,13	392,54	50,62	50,62	335,98	156,33	134,36	132,67	28,07	207,76	28,07

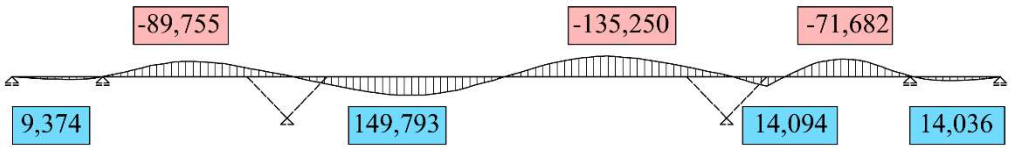
Ohybový moment M_y [kNm]													
	Řez 0 Řez 70	Řez 5 Řez 65	Řez 10 ≈ Řez 60		Řez 15 Řez 55	Řez 20 ≈ Řez 50			Řez 25 Řez 45	Řez 30 ≈ Řez 40			Řez 35
			L	P		L	P	Vzpěra		L	P	Vzpěra	
MIN	0,00	-655,81	-1 828,64	-1 828,64	-813,67	-3 395,45	-3 027,57	-1 101,73	-5 977,24	-11 019,68	**-12 713,21**	-1 680,61	-13,64
MAX	0,00	1 097,79	462,59	462,59	1 659,72	934,56	1 487,62	205,71	981,91	729,34	751,25	181,09	**3 112,45**

Reakce R_z [kNm]						
	Řez 0	Řez 10	V1-V2	V3-V4	Řez 60	Řez 70
MIN	-65,58	-98,23	-35,20	-35,20	-98,23	-65,58
MAX	220,28	708,97	1 691,79	1 691,79	708,97	220,28

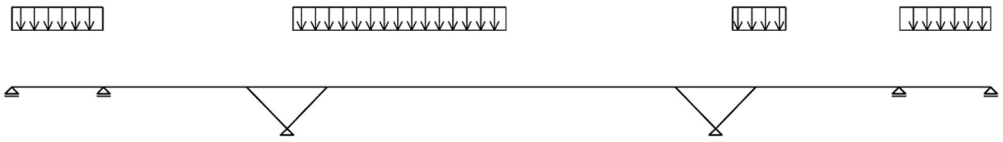
Reakce R_x [kNm]		
	V1-V2	V3-V4
MIN	-952,20	-952,20
MAX	2 948,88	2 948,88

Průhyb u_z [mm]
Řez 35
-102,50

Překvapující pro mne byla hodnota maximálního kladného ohybového momentu z pohyblivého zatížení. Ten se zde nenachází uprostřed hlavního pole, ale můžeme ho najít ve vnějším řezu u vnější vzpěry (řezy 20L a 50P). Rozhodl jsem se to raději ověřit pomocí použití příčinkových čar.



Obrázek 164 - Příčinková čára My v řezu 50P

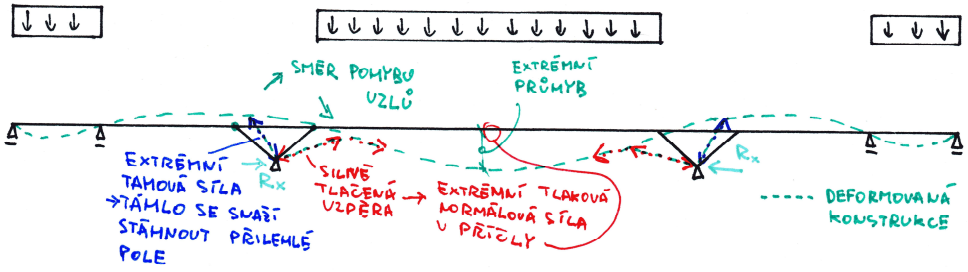


Obrázek 165 - Zatěžovací stav vyvozující maximální kladný ohyb. moment v řez 50P

Na Obrázku 164 jsem u příčinkové čáry uvedl i plochy jednotlivých částí. Pro získání maximálního kladného ohybového momentu musím zatížení chodci umístit do částí s kladným znaménkem. Výpočet jsem provedl tak, že jsem zatížení přenásobil celkovou plochou všech kladných ploch. Pro tento případ je to tedy 22,5·(9,374+149,793+14,094+14,036)=4 214,18 kNm. Přesvědčil jsem se, že má konstrukce je tedy relativně složitá. Při svém ručním vytváření zatěžovacích stavů jsem v tomto stejném průřezu vyvolal maximální kladný ohybový moment pouze 539,75 kNm. Tuto hodnotu způsobil zatěžovací stav 15, který zatěžuje symetricky obě krajní pole. Plocha kladné části příčinkových čar, kterou jsou využil je tedy 9,374+14,036=23,41, přičemž celková kladná plocha je 187,297.

Zatěžovací stav 5 považuji za významný. Při něm lze pozorovat názorné chování konstrukce viz Obrázek 166. Je dosaženo téměř maximální tlakové normálové síly ve vnějších vzpěrách (V1, V4). Ty se totiž snaží stáhnout směrem dolu příčli, která se zvedá vlivem umístění zatížení. V hlavním poli se deformuje směrem dolů o hodnotu 100,7 mm, což je takřka maximální svislá deformace vyvozená davem chodců. Obě vzpěry se tedy natočí směrem do hlavního pole, přičemž vnitřní jsou silně tlačeny.

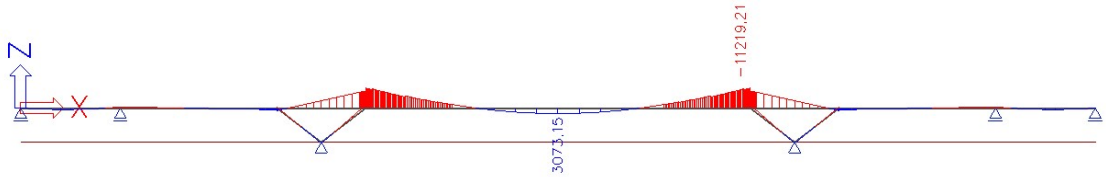
Tyto vnitřní vzpěry tedy tlačí na vnitřní část příčle a vyvozují v ní značnou zápornou normálovou sílu, která může konstrukci výhodně pomoci cestou jakéhosi přirozeného předpětí. Díky natočení se zvedají vedlejší pole. Krajní pole, která jsou také zatížena se deformují směrem dolů, což zvedá pole vedlejší. Nad vnitřními tlačenými vzpěrami na straně do hlavního pole vzniká velký záporný ohybový moment o hodnotě -11 219,21 kNm, zatímco extrémní hodnota momentu v tomto místě je jen o něco větší, a to -12 713,21 kNm. V hlavním poli zároveň vzniká kladný ohybový moment o velikosti 3 073,15 kNm blížící se maximálnímu ohybovému momentu o velikosti 3 112,45 kNm.



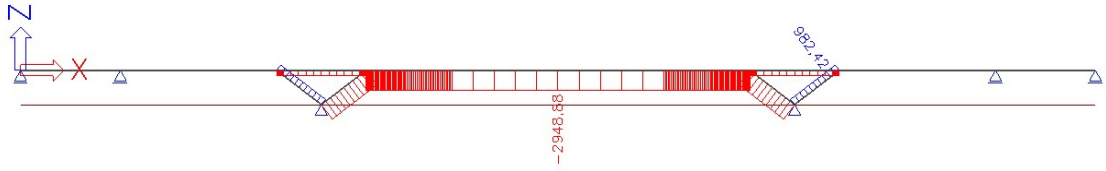
Obrázek 166 - Chování konstrukce při ZS5 (zdroj autor)

Jak již bylo řečeno, při ZS5 získáme významnou hodnotu tahové síly ve vzpěře V1 a tlakovou normálovou sílu blížící se extrémní hodnotě ve vzpěře V2. Pokud složíme od obou sil vodorovné složky dostaneme extrémní hodnotu vodorovné reakce R_x.

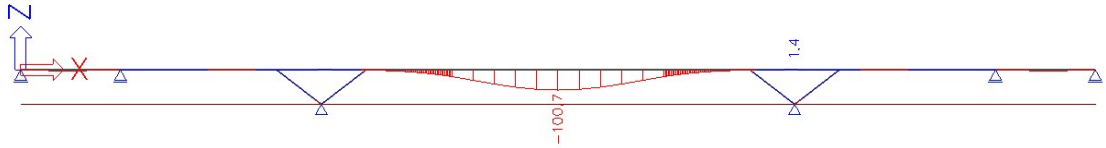
Podle úvah z kapitoly 4.2.2.1 bych mohl ovlivnit velikosti vodorovné reakce a tlakové normálové síly v příčli uprostřed pole změnou ukloněním vzpěr, nebo volbou jiného poměru tuhosti jednotlivých prvků.



Obrázek 167 - Průběh ohybových momentů při ZS5



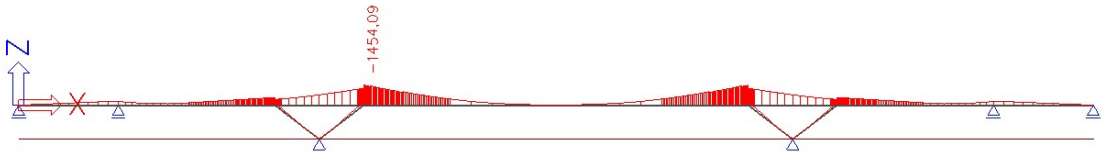
Obrázek 168 - Průběh normálových sil při ZS5



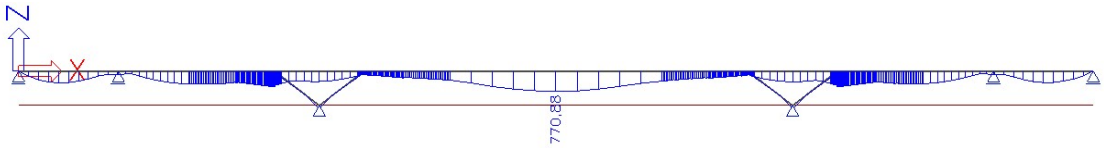
Obrázek 169 - Průběh deformací od ZS5

V tuto chvíli by bylo zajímavé zjistit, jak odlišně se bude konstrukce chovat při tomto zatěžovacím stavu s vetknutím ve styku dvojice vzpěr namísto kloubu. Tato varianta bude zpracována v kapitole 5.5.3.

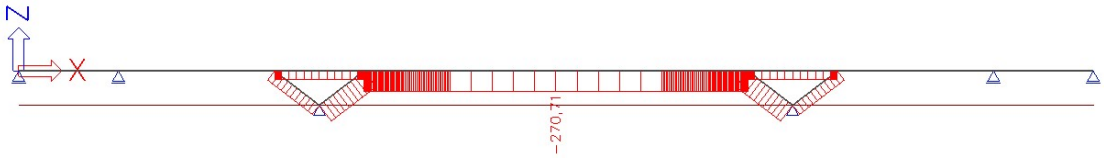
5.3.2.5 Zatížení obslužným vozidlem - gr2



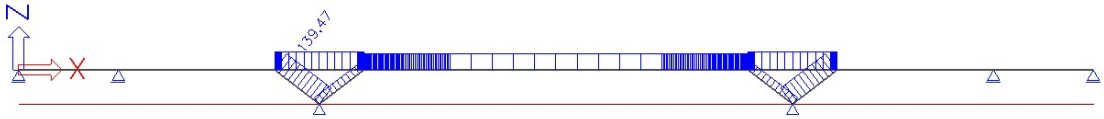
Obrázek 170 - Obálka minimálních ohybových momentů od obslužného vozidla



Obrázek 171 - Obálka maximálních ohybových momentů od obslužného vozidla



Obrázek 172 - Obálka minimálních normálových sil od obslužného vozidla



Obrázek 173 - Obálka maximálních normálových sil od obslužného vozidla

Tabulka 8 - Obálky vnitřních sil a reakcí - zatížení obslužným vozidlem

Normálová síla N [kN]							
	Řez 20 ≈ Řez 50		Řez 25	Řez 30 ≈ Řez 40			Řez 35
	P	Vzpěra	Řez 45	L	P	Vzpěra	
MIN	-112,22	-154,91	-112,22	-112,22	-270,71	-269,67	-270,71
MAX	127,63	139,47	127,63	127,63	113,76	56,53	113,76

Posouvající síla V [kN]													
	Řez 0 Řez 70	Řez 5 Řez 65	Řez 10 ≈ Řez 60		Řez 15 Řez 55	Řez 20 ≈ Řez 50			Řez 25 Řez 45	Řez 30 ≈ Řez 40			Řez 35
			L	P		L	P	Vzpěra		L	P	Vzpěra	
MIN	-15,00	-57,15	-112,47	-22,18	-59,24	-104,08	-68,01	-8,34	-68,01	-86,08	-116,06	-7,91	-53,34
MAX	112,65	43,66	6,97	116,81	48,51	24,14	92,07	20,98	56,72	29,69	5,91	26,38	56,94

Ohybový moment M_y [kNm]													
	Řez 0 Řez 70	Řez 5 Řez 65	Řez 10 ≈ Řez 60		Řez 15 Řez 55	Řez 20 ≈ Řez 50			Řez 25 Řez 45	Řez 30 ≈ Řez 40			Řez 35
			L	P		L	P	Vzpěra		L	P	Vzpěra	
MIN	0,00	-149,97	-299,93	-299,93	-208,01	-555,40	-421,63	-150,16	-755,98	-1 229,57	-1 454,09	-210,50	-2,42
MAX	0,00	436,56	139,36	139,36	503,67	606,74	553,73	62,57	399,59	144,25	140,04	58,00	770,88

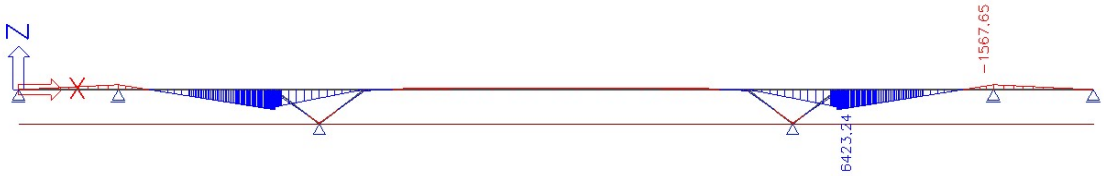
Reakce R_z [kNm]						
	Řez 0	Řez 10	V1-V2	V3-V4	Řez 60	Řez 70
MIN	-15,00	-29,16	-11,83	-11,83	-29,16	-15,00
MAX	112,65	119,24	130,85	130,85	119,24	112,65

Reakce R_x [kNm]		
	V1-V2	V3-V4
MIN	-113,76	-113,76
MAX	270,71	270,71

Průhyb u_z [mm]
Řez 35
-16,70

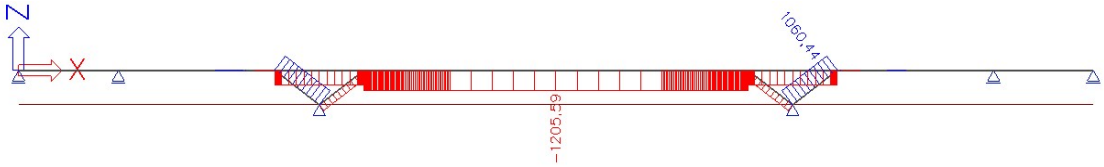
V porovnání se zatížení davem chodců jsou vnitřní síly od toho ZS výrazně menší. Je to dáno délkou konstrukce.

5.3.2.6 Zatížení rovnoměrnými změnami teploty

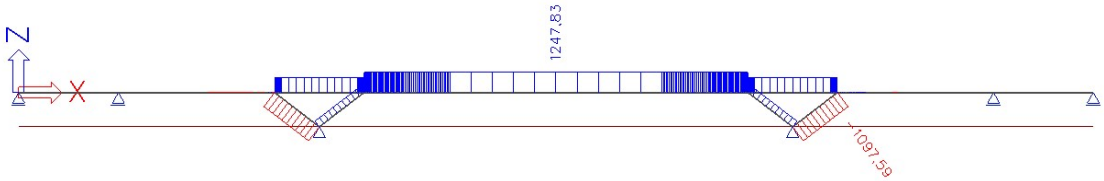


Obrázek 174 - Průběh ohybových momentů při oteplení konstrukce

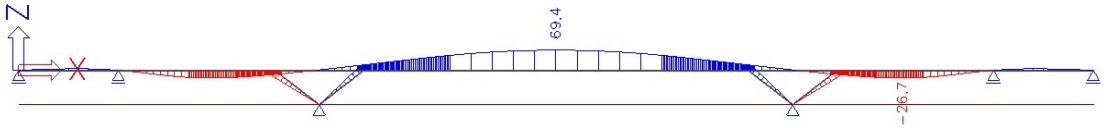
Obrázek 175 - Průběh ohybových momentů při ochlazení konstrukce



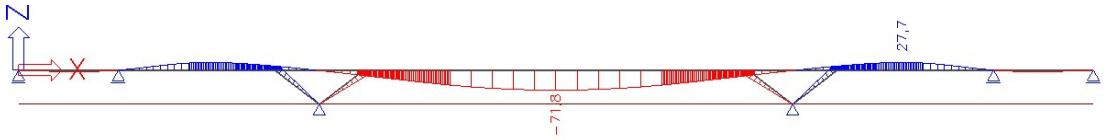
Obrázek 176 - Průběh normálových sil od oteplení konstrukce



Obrázek 177 - Průběh normálových sil od ochlazení konstrukce



Obrázek 178 - Průběh svislých deformací od oteplení konstrukce



Obrázek 179 - Průběh svislých deformací od ochlazení konstrukce

V následujících tabulkách jsou uvedeny vnitřní síly od zatížení rovnoměrnými změnami teploty.

Tabulka 9 - Obálky vnitřních sil a reakcí - zatížení teplotními změnami

Normálová síla N [kN]							
	Řez 20 ≈ Řez 50		Řez 25	Řez 30 ≈ Řez 40			Řez 35
	P	Vzpěra	Řez 45	L	P	Vzpěra	
Oteplení	-902,06	1 060,44	-902,06	-902,06	-1 205,59	-429,82	-1 205,59
Ochlazení	933,66	-1 097,59	933,66	933,66	1 247,83	444,87	1 247,83

Posouvající síla V [kN]												
	Řez 0 Řez 70	Řez 5 Řez 65	Řez 10 ≈ Řez 60		Řez 15 Řez 55	Řez 20 ≈ Řez 50			Řez 25 Řez 45	Řez 30 ≈ Řez 40			Řez 35
			L	P		L	P	Vzpěra		L	P	Vzpěra	
Oteplení	-78,38	-78,38	-78,38	255,11	255,11	255,11	-310,79	-97,05	-310,79	-310,79	0,00	-63,06	0,00
Ochlazení	81,13	81,13	81,13	-264,05	-264,05	-264,05	321,67	100,45	321,67	321,67	0,00	65,27	0,00

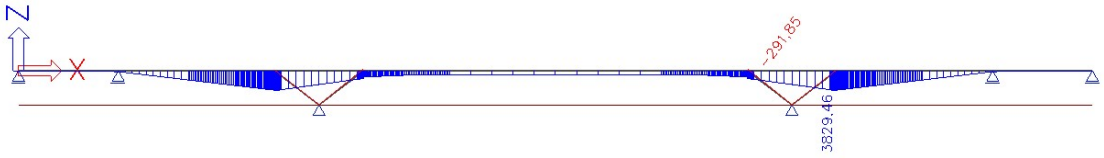
Ohybový moment My [kNm]												
	Řez 0 Řez 70	Řez 5 Řez 65	Řez 10 ≈ Řez 60		Řez 15 Řez 55	Řez 20 ≈ Řez 50			Řez 25 Řez 45	Řez 30 ≈ Řez 40			Řez 35
			L	P		L	P	Vzpěra		L	P	Vzpěra	
Oteplení	0,00	-783,83	-1 567,65	-1 567,65	2 427,67	6 423,24	5 547,99	808,93	2 719,84	-21,81	381,81	425,94	-591,09
Ochlazení	0,00	811,29	1 622,57	1 622,57	-2 512,71	-6 648,26	-5 742,34	-837,27	-2 815,12	22,58	-395,19	-440,86	611,79

Reakce Rz [kNm]						
	Řez 0	Řez 10	V1-V2	V3-V4	Řez 60	Řez 70
Oteplení	-78,38	333,49	-255,11	-255,11	333,49	-78,38
Ochlazení	81,13	-345,18	264,05	264,05	-345,18	81,13

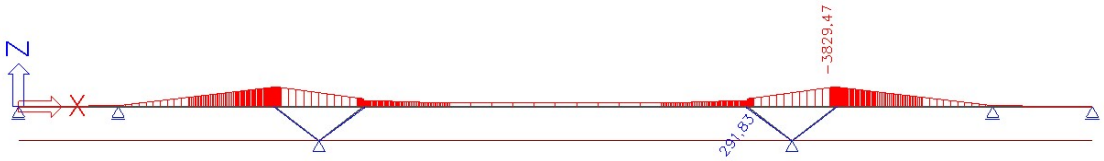
Reakce Rx [kNm]		
	V1-V2	V3-V4
Oteplení	1 205,59	1 205,59
Ochlazení	-1 247,83	-1 247,83

Průhyb u_z [mm]	
Řez 35	
Oteplení	69,40
Ochlazení	-71,80

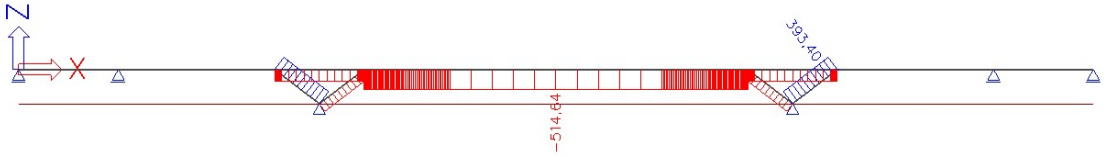
5.3.2.7 Zatížení změnami teploty pouze na mostovce



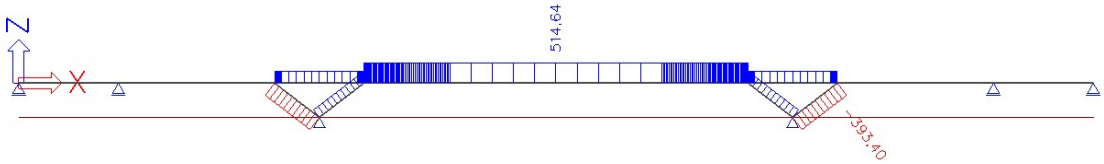
Obrázek 180 - Průběh ohybových momentů od oteplení mostovky



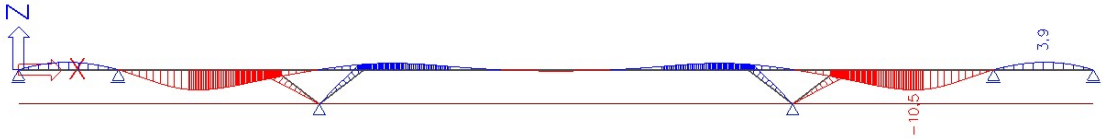
Obrázek 181 - Průběh ohybových momentů od ochlazení mostovky



Obrázek 182 - Průběh normálových sil od oteplení mostovky



Obrázek 183 - Průběh normálových sil od ochlazení mostovky

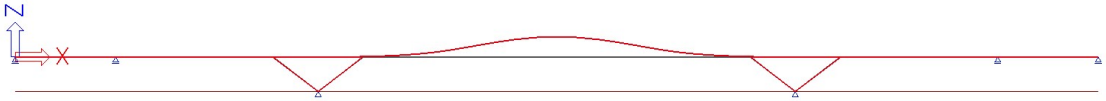


Obrázek 184 - Průběh svislých deformací od oteplení mostovky

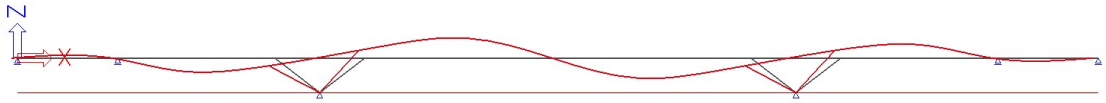
Obrázek 185 - Průběh svislých deformací od ochlazení mostovky

5.4 Předběžná dynamická analýza

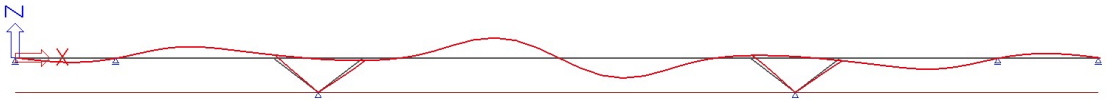
V této kapitole jsem se zabýval vlastními tvary a vlastními frekvencemi konstrukce. Jelikož jsem pracoval s 2D modelem - Rám XZ, byl jsem schopen získat vlastní tvary konstrukce pouze při svislém kmitání. Tuto analýzu jsem provedl z důvodu, abych byl schopen jednotlivé zkoumané konstrukce v parametrické studii porovnávat v oblasti dynamického chování.



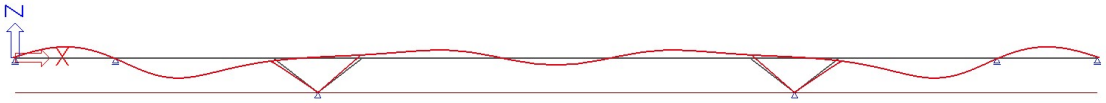
Obrázek 186 - 1. vlastní tvar konstrukce



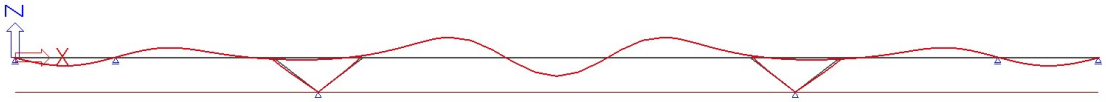
Obrázek 187 - 2. vlastní tvar konstrukce



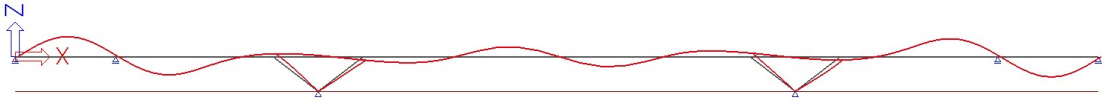
Obrázek 188 - 3. vlastní tvar konstrukce



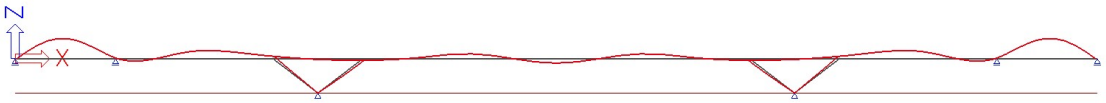
Obrázek 189 - 4. vlastní tvar konstrukce



Obrázek 190 - 5. vlastní tvar konstrukce



Obrázek 191 - 6. vlastní frekvence konstrukce



Obrázek 192 - 7. vlastní frekvence konstrukce

V Tabulce 10 je uvedeno 7 prvních vlastních frekvencí konstrukce. Je patrné, že hodnoty prvních několika z nich se mohou nebezpečně blížit hodnotám frekvencí, které jsou schopni uživatelé lávky svými běžnými činnostmi vyvodit.

Tabulka 10 - Vlastní frekvence [Hz]

Vlastní frekvence [Hz]						
1.	**2.**	**3.**	**4.**	**5.**	**6.**	**7.**
1,08	1,12	2,96	3,62	4,54	4,55	5,56

5.5 Parametrická studie

V této kapitole se zabývám sériemi konstrukcí vždy v jistém oboru odlišnými. Zkoumám změny vlivů jejich rozdílných vlastností na jejich působení. Postupně se obohacuji o poznatky pomáhající mi s návrhem finální varianty pro předepnutí.

5.5.1 Rozdílné tuhosti jednotlivých prvků

Pro poznání, jak se konstrukce chová při různých zatíženích s různě tuhými prvky jsem udělal několik dílčích výpočtů. Navrhl jsem konstrukci s tuhou příčlí. Všem prutům příčle jsem přidělil komorový průřez z původní konstrukce nad vzpěrami. Vzpěrám jsem zachoval stále stejný průřez. Poté jsem vytvořil konstrukci s příčlí tvořenou průřezem, který lze najít na původní konstrukci uprostřed hlavního pole, tedy dvoutrámový průřez výšky 1,1 m. Poté jsem provedl návrh s příčlí, která byla totožná s původním návrhem a u vzpěr jsem zvětšil 2x jejich tloušťku. Konstrukce s takto extrémně rozdílně tuhými prvky by patrně nebylo moudré navrhovat. Já jsem je však navrhoval z důvodu lepší názornosti a možnosti poukázání na rozdílnosti v jejich chování.

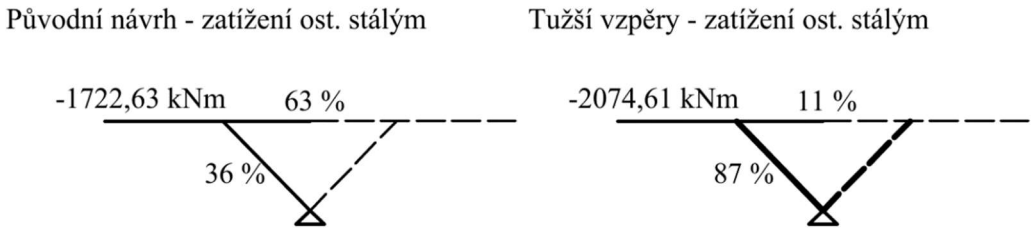
Všechny konstrukce jsem zatížil vlastní tíhou, ostatním stálým zatížení a rovnoměrnými změnami teploty. Ostatní stálé jsem zvolil, protože jsem chtěl konstrukci zatížit stálým rovnoměrným zatížením. Pro demonstraci chování konstrukce není tolik podstatné, zda konstrukci zatížíme právě ostatním stálým nebo jednotkovým rovnoměrným zatížením. Nakonec zatížení teplotou jsem zkoumal hlavně kvůli tomu, že konstrukce je staticky neurčitá a tyto nesilové účinky na ní mají velký vliv v závislosti na tuhosti jejích prvků. V následujících kapitolách neuvádím hodnoty vnitřních sil od nerovnoměrných poklesů, jelikož jejich velikost není tak drastická jako zatížení teplotními změnami, které zde tedy budou reprezentovat nesilové zatížení. Nerovnoměrné poklesy podpor by rozhodně hrály svou roli v případě nadměrně tuhé příčle, nebo při situaci, kdy je konstrukce podporovaná větším počtem podpor.

Obrázek 193 - Model konstrukce s tuhou příčlí

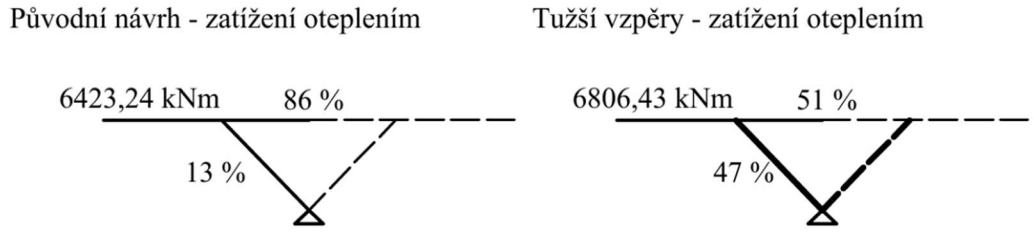
Obrázek 194 - Model konstrukce s poddajnou příčlí

Obrázek 195 - Model konstrukce s tuhými vzpěrami

Na těchto příkladech je očividná spolupráce vzpěr s příčlí a přerozdělování momentů v závislosti poměru tuhostí jednotlivých prvků. To demonstruji na mé původní konstrukci ve srovnání s identickou konstrukcí se vzpěrami o 2x větší tloušťce. Čárkovaná část konstrukce na obrázcích pokračuje do středního pole.



Obrázek 196 - Porovnání rozdělení ohybových momentů - ost. stálé

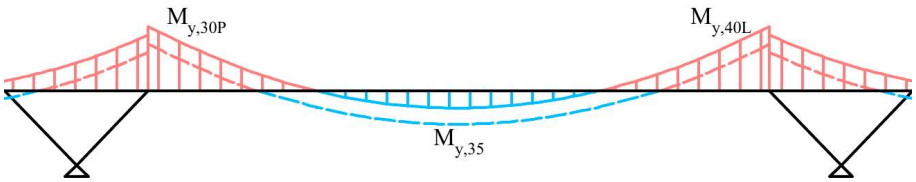


Obrázek 197 - Porovnání rozdělení ohybových momentů - oteplení

Obrázky znázorňují část konstrukce s hodnotou ohybového momentu v řezu 20L. Dále jsou procentuálně naznačeny hodnoty momentů v řezu 20 zprava nebo na vzpěře. Jedná se vždy o procentuální část konkrétního ohybového momentu z vyčísleného momentu v řezu 20L. Je patrné, že na původním návrhu je tužší příčle a větší část momentu jde právě na ni, a to jak u zatížení ostatním stálým, tak změnou teploty. Pokud však zvětším průřez vzpěry, situace se výrazně změní. V případě ostatního stálého zatížení se změní moment na vzpěře z 36 % na 87 %. U zatížení změnou teploty se moment na vzpěře zvětší z 13 % na 47 %.

Tabulka 11 - Poměry momentů na konstrukcích s různými tuhostmi

Poměr momentů		
	$M_{y,35}$	**$M_{y,30P}$**
Výchozí konstrukce	1:	3,86
Tuhá příčel	1:	1,41
Poddajná příčel	1:	1,76
Tuhé vzpěry	1:	3,98



Obrázek 198 - Schématické rozdílných poměrů ohybových momentů (zdroj autor)

V Tabulce 11 jsou uvedeny poměry momentů jednotlivých konstrukcí. Lze pozorovat, že u standartní konstrukce a konstrukce s tuhými vzpěrami jsem získal velice nevyrovnaný průběh momentů s poměrem okolo hodnoty 1:3,9. Oproti tomu u konstrukcí s tuhou nebo naopak méně tuhou příčlí vychází průběh momentů rovnoměrnější s poměrem přibližně 1:1,5. Tento trend je schematicky zobrazen na Obrázku 198, kde jsou plnou čarou naznačeny průběhy momentů s velkým poměrem a čárkovaně s menším poměrem. V extrémních hodnotách ohybových momentů při oteplení konstrukce jednoznačně vede konstrukce s tuhou příčlí. Naopak nejmenší hodnoty při tomto zatížení můžeme hledat u konstrukce s poddajnou příčlí.

Zabýval jsem se i pro betonové konstrukce nejdůležitějším stavem, tedy vlastní tíhou. Nejzávažnější se situace jeví na konstrukce s tuhou příčlí, u které je maximální moment v poli 31 770 kNm a minimální nad podporou -45 157 kNm. Na konstrukci s tuhými vzpěrami jsem dostal obdobné ohybové momenty jako na standartní konstrukci až na oblasti kolem vzpěr, kdy na vzpěrách vychází větší hodnoty. U poddajné příčle můžeme najít poměrně velký moment v poli ve srovnání s ostatními, a to 15 699 kNm. I zde přibližně platí vzájemné poměry rozdělení momentů mezi oblastí nad podporou a v poli jako v Tabulce 11.

Tabulka 12 - Ohybové momenty při vybraných ZS (různě tuhé konstrukce)

Ohybový moment M_y [kNm] - Zatížení vlastní tíhou												
	Řez 5	Řez 10 ≈ Řez 60		Řez 15	Řez 20 ≈ Řez 50			Řez 25	Řez 30 ≈ Řez 40			Řez 35
	Řez 65	L	P	Řez 55	L	P	Vzpěra	Řez 45	L	P	Vzpěra	
Výchozí konstrukce	1 107,72	-3 645,81	-3 645,81	2 359,97	-8 260,93	-5 301,41	-2 752,70	-12 075,50	-28 395,57	**-33 336,18**	-4 346,41	**8 100,01**
Tuhá příčel	1 234,47	-7 913,02	-7 913,02	6 410,40	-4 731,86	-471,30	-4 260,56	-14 495,75	-36 856,49	**-45 157,40**	-8 300,92	**31 770,83**
Poddajná příčel	878,02	-4 105,20	-4 105,20	2 852,01	-4 567,79	1 242,52	-5 810,31	-2 196,74	-10 342,36	**-27 731,16**	-17 388,80	**15 699,58**
Tuhé vzpěry	1 242,03	-3 377,19	-3 377,19	1 866,17	-9 517,20	-2 389,74	-6 776,04	-5 287,70	-17 920,24	**-33 656,83**	-15 012,38	**7 939,65**

Ohybový moment M_y [kNm] - Zatížení ostatním stálým zatížením												
	Řez 5	Řez 10 ≈ Řez 60		Řez 15	Řez 20 ≈ Řez 50			Řez 25	Řez 30 ≈ Řez 40			Řez 35
	Řez 65	L	P	Řez 55	L	P	Vzpěra	Řez 45	L	P	Vzpěra	
Výchozí konstrukce	309,38	-956,23	-956,23	592,23	-1 722,63	-1 077,97	-626,96	-3 496,73	-7 203,24	**-8 373,37**	-1 049,67	**2 169,17**
Tuhá příčel	185,31	-1 204,37	-1 204,37	985,41	-688,10	-570,07	-118,03	-2 252,28	-5 651,19	**-6 835,69**	-1 184,50	**4 834,76**
Poddajná příčel	328,59	-1 109,69	-1 109,69	775,61	-1 202,39	307,13	-1 509,52	621,29	-2 814,38	**-7 443,69**	-4 629,31	**4 226,75**
Tuhé vzpěry	346,78	-881,44	-881,44	453,64	-2 074,61	-220,21	-1 803,97	-1 609,79	-4 329,81	**-8 462,35**	-3 983,45	**2 125,18**

Ohybový moment M_y [kNm] - Zatížení oteplením												
	Řez 5	Řez 10 ≈ Řez 60		Řez 15	Řez 20 ≈ Řez 50			Řez 25	Řez 30 ≈ Řez 40			Řez 35
	Řez 65	L	P	Řez 55	L	P	Vzpěra	Řez 45	L	P	Vzpěra	
Výchozí konstrukce	-783,83	**-1 567,65**	**-1 567,65**	2 427,67	**6 423,24**	5 547,99	808,93	2 719,84	-21,81	381,81	425,94	-591,09
Tuhá příčel	-3 248,72	**-6 497,43**	**-6 497,43**	4 129,73	**14 757,57**	12 453,35	2 304,22	3 976,04	-4 501,26	-4 066,59	434,67	-4 066,59
Poddajná příčel	-425,54	**-851,09**	**-851,09**	585,71	**2 022,60**	784,00	1 238,60	175,27	-433,47	-410,34	23,13	-410,34
Tuhé vzpěry	-824,57	**-1 649,14**	**-1 649,14**	2 578,51	**6 806,43**	3 496,42	3 219,03	1 389,57	-598,62	451,80	1 052,82	-573,22

Dále jsem pozoroval změnu normálových sil na různě tuhých konstrukcích. Tuto problematiku jsem částečně rozebral v kapitole 4.2.2.1. Na zde uvedených příkladech je skutečně vidět, že rozdílné tuhosti ovlivňují rozdělení normálových sil. V Tabulce 13 jsou uvedeny normálové síly na jednotlivých konstrukcích.

Tabulka 13 - Normálové síly na konstrukcích s různými tuhostmi (ost. stálé)

Normálové síly N [kN] od zatížení ost. stálým				
	V1	N_{25}	V2	N_{35}
Výchozí konstrukce	-234,20	240,78	-1 963,34	-1 397,68
Tuhá příčel	-215,50	223,29	-1 925,51	-1 392,78
Poddajná příčel	-700,01	715,17	-2 225,66	-1 381,00
Tuhé vzpěry	-664,72	686,05	-2 204,86	-1 341,92

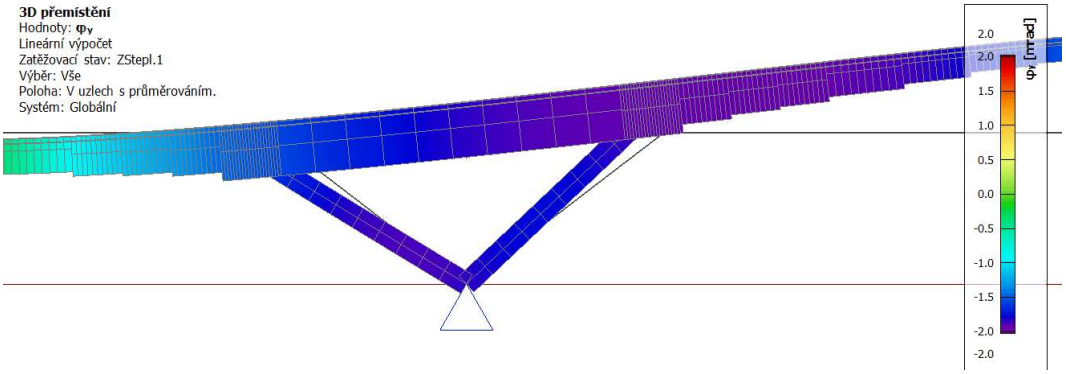
Je patrné, že u vzpěr v porovnání s příčlí tužšími jsou normálové síly výrazně větší viz například vzpěra V1 u konstrukce s tuhými vzpěrami oproti konstrukci s tuhou příčlí, kde se jedná o nárůst o více než trojnásobek. S tím samozřejmě souvisí i nárůst tahové síly N_{25}. Nárůst normálových sil ve středním poli není tak patrný, protože velkou část síly, která zde tlak vytváří je zachycována právě taženou příčlí nad nimi.

Dále jsem pozoroval chování normálových sil a reakcí při zatížení teplotními změnami. Konkrétně jsem si vybral stav rovnoměrného oteplení celé konstrukce.

Tabulka 14 - Normálové síly na konstrukcích s různými tuhostmi (oteplení)

Normálové síly N [kN] při rovnoměrném oteplení							
	V1	N_{25}	V2	N_{35}	V2	N_{25}	V1
Výchozí konstrukce	1 060,44	-902,06	-429,82	-1 205,59	35,7%	74,8%	88,0%
Tuhá příčel	3 015,94	-2 553,93	-1 440,73	-3 644,34	39,5%	70,1%	82,8%
Poddajná příčel	440,83	-432,62	-75,94	-476,31	15,9%	90,8%	92,6%
Tuhé vzpěry	1 286,31	-1 237,56	-164,50	-1 270,18	13,0%	97,4%	101,3%

Situace zde není na první pohled úplně jasná. Všechny pozorované normálové síly jsou uvedeny v Tabulce 14. Stejná tabulka uvádí i procentuální hodnoty jednotlivých sil z normálové síly ve středu rozpětí. Je zjevné, že největší normálové síly lze najít u konstrukce s tuhou příčlí. Při oteplení se střední pole konstrukce zvedá vzhůru. Čím tužší konstrukce je, tím větší vnitřní síly vznikají. Logicky je tedy možno najít největší tlakovou normálovou sílu ve středu rozpětí (N_{35}) na konstrukci s tuhou příčlí. Následují konstrukce s tuhými vzpěrami a nejmenší N_{35} je na poddajné příčli. Část tlaku se zde přenáší do vnitřních vzpěr (V2). Vnější vzpěry (V1) u všech variant působí v tomto případě jednoznačně jako táhla. U všech případů je také možné pozorovat jev, kdy více něž 80 % normálové síly ze středního pole přenáší právě vnější táhlo (V1). A právě kvůli tomu, že hlavní část normálové síly je přenášena vnějším táhlem musí tyto síly „protéci“ i řezem N_{25} a poté jsou zachyceny zmíněným táhlem. V případě poddajné příčle je dokonce vidět, že tlaková síla na V2 je 75,94 kN, což je pouze 15,9 % hodnoty normálové síly ve středním poli. Je tedy patrné, že vnitřní vzpěra se podílí na přenosu normálových sil relativně malou měrou (maximálně 35,7 % hodnoty N_{35} u standartní konstrukce). Opět tedy platí fakt, že se normálové síly rozdělují v závislosti na normálové tuhosti konstrukce. Takže u variant s tužšími vzpěrami než příčlí (poddajná příčel, tuhé vzpěry) hodnota N_{V1} překračuje hranici 92 %. Tudíž i v řezech N_{25} u příslušných variant lze hledat vyšší hodnoty normálových sil.



Obrázek 199 - Pootočení od oteplení konstrukce

Teoreticky u tohoto ZS je dokonce pro konstrukci výhodnější odstranění vnitřních vzpěr. Tuto úvahu jsem provedl u konstrukce s poddajnou příčlí. Všechny hodnoty ohybových momentů i normálových sil od oteplení se zmenšily.

Normálové síly od zatížení vlastní tíhou také vykazují značné hodnoty. Při tomto zatěžovacím stavu mají největší hodnoty vždy vnitřní vzpěry. Z důvodu velké hmotnosti celé konstrukce jsou největší normálové síly na konstrukci s tuhou příčlí. Příčle nad vzpěrami je u těchto stavů tažená, a to až hodnotu 4 780 kN u konstrukce s tuhými vzpěrami.

V neposlední řadě se zmíním o reakcích na konstrukcích. Od ostatního stálého se hodnoty svislých ani vodorovných reakcí příliš nemění. Při teplotních zatíženích konstrukce lze snadno odhadnout, že právě konstrukce s tuhou příčlí bude mít největší hodnoty vodorovných a zároveň i svislých reakcí.

Tabulka 15 - Průhyby různě tuhých konstrukcí

Svislé deformace uprostřed hl. pole (ŘEZ 35) [mm]				
	Ost. stálé	Oteplení	Dav	Vl. tíha
Výchozí konstrukce	-71,1	69,4	-102,5	-266,7
Tuhá příčel	-29,6	60,0	-43,4	-194,0
Poddajná příčel	-226,4	61,7	-326,8	-839,8
Tuhé vzpěry	-67,1	67,8	-96,3	-252,3

V závěru práce s různě tuhými konstrukce jsem se zaměřil na jejich průhyby ve středním poli. U všech zatížení kromě rovnoměrného oteplení celé lávky se konstrukce chovají naprosto předvídatelně. Nejvíce tuhá konstrukce vykazuje nejmenší průhyby, naopak největší konstrukce s poddajnou příčlí. Konstrukce s tuhými vzpěrami se v hlavním poli deformuje velice podobně jako standartní varianta. Bezkonkurenčně nejzajímavější je zatížení teplotou. Jsem si vědom faktu, že čím tužší konstrukce je, tím více narůstají její vnitřní síly. Ale s deformacemi je to komplikovanější. Zcela jasné je, že u tuhé konstrukce jsou největší vnitřní síly při oteplení konstrukce. Opačně tomu bude u konstrukce s poddajnou příčlí. To, že obě konstrukce mají odlišný průhyb od konstrukce tuhými vzpěrami a standartní konstrukce není překvapení. Pozoruhodné je, že se navzájem liší jen o 1,7 mm. Je to tím, že čím tužší konstrukce tím více vzdoruje potenciálnímu průhybu. Takže vliv od oteplení na tuhé konstrukci je velký, ale právě protože je tak tuhá, dokáže průhybu vzdorovat. U konstrukce s poddajnou příčlí není vliv teploty tak velký jako u konstrukce s tuhou příčlí, takže nemusí vzdorovat takovým silám. To, jak poddajná konstrukce není schopna vzdorovat zatížení lze vidět při zatížení vlastní tíhou, kdy

jsem dostal deformaci dokonce 839,8 mm. Největší průhyb od zatížení rovnoměrným oteplením celé konstrukce tak lze najít na standartní konstrukce.

Tabulka 16 - Vlastní frekvence různě tuhých konstrukcí

Vlastní frekvence [Hz]							
	1.	**2.**	**3.**	**4.**	**5.**	**6.**	**7.**
Výchozí konstrukce	1,08	1,12	2,96	3,62	4,54	4,55	5,56
Tuhá příčel	1,27	1,84	4,23	5,35	6,63	6,82	8,97
Poddajná příčel	0,62	0,8	1,98	2,85	3,2	3,29	5,48
Tuhé vzpěry	1,04	1,15	3,08	3,73	4,6	4,76	5,58

Posledním porovnávaným oborem byly vlastní frekvence jednotlivých konstrukcí, jakožto základní dynamická vlastnost. Z prvních 7 hodnot uvedených v Tabulce 16 je vidět, že nejmenší hodnoty vl. frekvence má konstrukce s poddajnou příčlí. Největší hodnoty naopak vykazuje konstrukce s tuhou příčlí.

Při zkoumání konstrukcí jsem si potvrdil fakt, jak je důležitá tuhost příčle nad V-vzpěrami. Při návrhu poddajné příčle dochází k mnohem větším průhybům uprostřed rozpětí hl. pole než v případě příčle tuhé. Tuhá příčel tvoří společně se vzpěrami důležitý trojúhelníkový systém, přes který svým způsobem zatížení v krajních polích zvedá deformace uprostřed hlavního pole směrem vzhůru. Tento trojúhelník tvoří uzavřený rám a je tak vnitřně staticky neurčitý. Pokud je příčel v oblasti nad V-vzpěrami poddajná dochází zde k výrazně menší výpomoci viz například model konstrukce uvedený v této kapitole s poddajnou příčlí po celé délce dokonce dostává v řezu 20L při momentovém namáhání od ostatního stálého tažená dolní vlákna. V tomto případě je tedy rozhodně výpomoc minimální. Ověřil jsem si to i na jiných modelech, kdy jsem navrhl poddajnou jen část příčle nad V-vzpěrami a nárůst průhybu uprostřed pole byl markantní.

5.5.2 Rozdílné naklonění vzpěr

Vytvořil jsem dvě další konstrukce pro zkoumání změn chování konstrukce při změně úhlu, který obě vzpěry svírají. U mé standartní konstrukce je tento úhel 105°. První jsem vytvořil konstrukci, nesoucí pracovní název „Konstrukce s ležatými vzpěrami“ s úhlem mezi vzpěrami 135°. Následně jsem pak namodeloval konstrukci pracovně pojmenovanou „Konstrukce se stojatými vzpěrami“ se vzpěry svírající úhel 85°.

Obrázek 200 - Model konstrukce se vzpěrami na ležato

Obrázek 201 - Model konstrukce se vzpěrami na stojato

Při zatížení vlastní tíhou jsou největší ohybové momenty na konstrukci se vzpěrami na stojato. Nejmenší hodnoty vykazuje konstrukce s ležatými vzpěrami. Zde dokonce dostávám tažená dolní

vlákna v řezu uprostřed pole mezi vzpěrami (řez 25). Momenty jsou zde tedy relativně rovnoměrně rozděleny. Extrémní se jeví hodnota -21 783 kNm v řezu 30P.

Od zatížení ostatním stálým zatížením jsem dostal jednoznačně nejmenší hodnoty ohybových momentů u konstrukce s ležatými vzpěrami. Naopak největší hodnoty jsou u jejího protipólu, tedy konstrukce se vzpěrami na stojato.

U zatížení teplotou je situace obrácená. Nejnepříznivěji se chová konstrukce s ležatými vzpěrami, u které najdeme největší hodnoty ohybových momentů. Toto chování nastává z důvodu, že účinky teplotních změn jsou tím větší, čím je větší tuhost konstrukce. A právě konstrukci se vzpěrami na ležato lze ve vodorovném směru považovat za nejtužší.

Při poměrném porovnání hodnot ohybových momentů v poli ku hodnotám nad přilehlou vzpěrou jsem od rovnoměrného spojitého zatížení získal poměry od 3,8 až do hodnoty 4,17. Lze tedy tvrdit, že různá naklonění vzpěr nemají až tak velký vliv na tento poměr.

Tabulka 17 - Ohybové momenty při vybraných ZS (různě skloněné vzpěry)

Ohybový moment My [kNm] - Zatížení vlastní tíhou											
	Řez 5	Řez 10 ≈ Řez 60		Řez 15	Řez 20 ≈ Řez 50			Řez 25	Řez 30 ≈ Řez 40			Řez 35
	Řez 65	L	P	Řez 55	L	P	Vzpěra	Řez 45	L	P	Vzpěra	
Výchozí konstrukce	1 107,72	-3 645,81	-3 645,81	2 359,97	-8 260,93	-5 301,41	-2 752,70	-12 075,50	-28 395,57	**-33 336,18**	-4 346,41	**8 100,01**
Vzpěry na ležato	1 536,95	-2 787,36	-2 787,36	1 245,79	-5 149,47	-4 029,97	-533,48	4 382,21	-19 169,36	**-21 783,03**	-1 655,10	**4 474,06**
Vzpěry na stojato	997,34	-3 866,57	-3 866,57	2 354,18	-10 643,28	-7 488,36	-3 056,69	-17 902,82	-33 027,72	**-38 277,58**	-4 771,86	**9 545,08**

Ohybový moment My [kNm] - Zatížení ostatním stálým zatížením											
	Řez 5	Řez 10 ≈ Řez 60		Řez 15	Řez 20 ≈ Řez 50			Řez 25	Řez 30 ≈ Řez 40			Řez 35
	Řez 65	L	P	Řez 55	L	P	Vzpěra	Řez 45	L	P	Vzpěra	
Výchozí konstrukce	309,38	-956,23	-956,23	592,23	-1 722,63	-1 077,97	-626,96	-3 496,73	-7 203,24	**-8 373,37**	-1 049,67	**2 169,17**
Vzpěry na ležato	412,57	-749,87	-749,87	434,66	-608,68	-521,38	-30,78	-422,14	-4 683,40	**-5 181,43**	-339,07	**1 241,99**
Vzpěry na stojato	280,77	-1 013,46	-1 013,46	587,50	-2 369,22	-1 652,58	-713,23	-4 730,57	-8 430,59	**-9 703,23**	-1 168,43	**2 554,56**

Ohybový moment M_y [kNm] - Zatížení oteplením											
	Řez 5	Řez 10 ≈ Řez 60		Řez 15	Řez 20 ≈ Řez 50			Řez 25	Řez 30 ≈ Řez 40			Řez 35
	Řez 65	L	P	Řez 55	L	P	Vzpěra	Řez 45	L	P	Vzpěra	
Výchozí konstrukce	-783,83	**-1 567,65**	**-1 567,65**	2 427,67	**6 423,24**	5 547,99	808,93	2 719,84	-21,81	381,81	425,94	-591,09
Vzpěry na ležato	-847,07	**-1 694,14**	**-1 694,14**	3 501,06	**8 431,98**	7 646,39	666,97	4 090,66	689,62	880,87	227,77	-822,07
Vzpěry na stojato	-627,31	**-1 254,63**	**-1 254,63**	1 859,84	**4 974,16**	4 373,06	556,98	2 137,20	-41,12	202,08	262,08	-489,39

U normálových sil jsem narazil na jev, který lze předpokládat. Největší normálové síly naopak od momentů pozoruji u konstrukce s ležatými vzpěrami, a to jak od zatížení rovnoměrného umístěného po celé délce konstrukce, tak i u zatížení oteplením celé konstrukce. Výjimkou je například ZS5. Zde jsem porovnal normálové síly u konstrukce se vzpěrami na stojato a na ležato. Ve všech místech byly větší hodnoty u první jmenované varianty, což si vysvětluji tím, že pole nad vzpěrami je u první konstrukce dlouhé 12,5 m. Oproti tomu u druhé konstrukce je to hodnota 33 m. Z toho plyne rozdíl v rozpětí středního pole, a tedy i vzdálenosti, na které u tohoto ZS působí zatížení ve středním poli. Tento rozdíl je 20 m. Obecně větší normálové síly lze očekávat na konstrukci se vzpěrami na ležato. Avšak od určitých ZS tomu tak není. Děje se tak z důvodu zvětšení rozpětí a tím i zatěžovací délce příčle nad V-vzpěrami.

Tabulka 18 - Normálové síly na konstrukcích s různě skloněnými vzpěrami (ost. stálé)

Normálové síly N [kN] od zatížení ost. stálým				
	V1	N_{25}	V2	N_{35}
Výchozí konstrukce	-234,20	240,78	-1 963,34	-1 397,68
Vzpěry na ležato	-830,76	768,69	-2 331,88	-1 393,46
Vzpěry na stojato	68,08	46,33	-1 907,60	-1 370,96

Tabulka 19 - Normálové síly na konstrukcích s různě skloněnými vzpěrami (oteplení)

Normálové síly N [kN] při rovnoměrném oteplení				
	V1	N_{25}	V2	N_{35}
Výchozí konstrukce	1 060,44	-902,06	-429,82	-1 205,59
Vzpěry na ležato	1 734,16	-1 613,38	-539,45	-2 109,94
	164%	179%	126%	175%
Vzpěry na stojato	800,28	-600,12	-433,30	-856,85
	75%	67%	101%	71%

Dále jsem se věnoval chování normálových sil při zatížení rovnoměrným oteplením konstrukce. Výsledné hodnoty jsou vypsány v Tabulce 19. Zde jsou uvedeny jak jednotlivé síly, tak i procentuální podíl z hodnoty příslušné síly na konstrukci se vzpěrami skloněnými podle původního návrhu. V tomto případě jednoznačně platí, že všechny normálové síly na konstrukci se vzpěrami na ležato navýšily svou hodnotu. Naopak u druhé uvažované konstrukce se všechny síly zmenšily.

U zatížení vlastní tíhou jsou největší normálové síly na konstrukci s ležatými vzpěrami s extrémní hodnotu na vnitřní vzpěře -13 860 kN. S touto hodnotou se pojí i největší tahová síla na příčlí nad vzpěrami a následně i extrémní tlaková síla na vnější vzpěře. Právě kvůli velkému sklonění vzpěr do nich proudí tak velké hodnoty. Protože jsou obě extrémně tlačené, vzpěra nad nimi je extrémně tažená (7 971 kN). Nejméně tažená je příčle nad vzpěrami na stojato, což si vysvětluji tím, že když rozložím osové síly ze vzpěr dostávám jen malé vodorovné složky a o to větší svislé složky. Právě vodorovné složky vytvářejí diskutovaný tah. Ve středním poli jsou hodnoty u všech 3 variant podobné.

Tabulka 20 - Průhyby konstrukcí s různě skloněnými vzpěrami

Svislé deformace uprostřed hl. pole (ŘEZ 35) [mm]				
	Ost. stálé	Oteplení	Dav	Vl. tíha
Výchozí konstrukce	-71,1	69,4	-102,5	-266,7
Vzpěry na ležato	-27,1	71,1	-42,0	-95,3
Vzpěry na stojato	-95,3	62,3	-136,7	-358,4

Zajímavé bylo pozorovat i průhyb uprostřed hlavního pole u všech variant. Podle očekávání největší hodnoty od ost. stálého, vl. tíhy a zatížení davem chodců najdeme na konstrukci se vzpěrami na stojato. Poté následuje standartní konstrukce a nejlepších výsledků jsem dosáhl u konstrukce se vzpěrami na ležato. Jako tomu bylo u různě tuhých variant i zde je nejzajímavější zatížení rovnoměrným oteplením konstrukce. Z předešlého pozorování vnitřních sil je jasné, že největších účinků od teploty dostaneme u konstrukce se vzpěrami na ležato z důvodu její největší vodorovné tuhosti. Takže i řešenou extrémní svislou deformaci můžeme očekávat u této konstrukce. V těsném závěsu za ní je ale konstrukce výchozí, což si vysvětluji rozdílnými velikostmi středního pole, které je nejmenší právě u konstrukce se vzpěrami na ležato. Tudíž i když na výchozí konstrukci nepůsobí oteplení takovým vlivem jako na konstrukci se vzpěrami na ležato, právě velikostí pole je průhyb relativně značný.

Tabulka 21 - Vodorovné posuny konstrukcí s různě skloněnými vzpěrami

Vodor. posun u_x [mm]	
	Oteplení
Výchozí konstrukce	31,8
Vzpěry na ležato	24,8
Vzpěry na stojato	30,6

Jako poslední jsem se zabýval vodorovnými posuny konce konstrukcí od zatížení rovnoměrným oteplením. Zde znovu uplatňuji poznatek, že konstrukce se vzpěrami na ležato je vodorovně nejtužší.

Proto vzdoruje největším vnitřním silám od tohoto zatížení, ale právě proto, že je tak tuhá, dokáže vzdorovat nejlépe. Nejmenší posun dostáváme tedy právě u této varianty. Lze tedy očekávat značné hodnoty napětí působící ve vodorovném směru. Nejhorší výsledky jsem dostal u konstrukce standartní. Konstrukce se vzpěrami na stojato má nejmenší vodorovnou tuhost, takže i přes malé vnitřní síly, kterým musí vzdorovat, vykazuje relativně velké posuny.

Tabulka 22 - Vlastní frekvence konstrukcí s rozdílně skloněnými vzpěrami

Vlastní frekvence [Hz]							
	1.	**2.**	**3.**	**4.**	**5.**	**6.**	**7.**
Výchozí konstrukce	1,08	1,12	2,96	3,62	4,54	4,55	5,56
Vzpěry na ležato	1,31	1,74	3,68	3,73	4,49	4,88	5,20
Vzpěry na stojato	0,97	0,98	2,67	3,41	4,15	4,19	5,51

V Tabulce 22 jsou uvedeny vl. frekvence jednotlivých variant. Je patrné, že největší hodnoty nalezneme na konstrukci se vzpěrami na ležato. Je to z důvodu jiných tuhostí konstrukcí, jinak velkých polí konstrukce a s tím souvisejícího rozdílného rozdělení hmoty.

Ve výsledku tedy konstrukce s ležatými vzpěrami vykazuje nesporné výhody v oblasti ohybových momentů při zatížení stálými zatíženími. Problémovou by se mohla stát oblast tažené příčle nad vzpěrami nebo naopak silně tlačené vzpěry. V ohledu průhybů vykazuje ležatá konstrukce nejlepší výsledky. Mínusy však má u teplotních zatížení, a to jak u průhybů, normálových sil tak ohybových momentů. U normálových sil nelze hned hovořit o nepříznivých vlastnostech. Hraje zde roli fakt, že tlakovou normálovou sílu mohu považovat za přirozenou formu předpětí.

Zjednodušeně lze tvrdit, že to, co platilo u konstrukce s ležatými vzpěrami, funguje obráceně u konstrukce se stojatými vzpěrami. Např. nejlepší ohybové momenty pro zatížení teplotou má právě tato konstrukce. Naopak nejhorší hodnoty dostáváme pro zatížení stálými zatíženími.

5.5.3 Vetknutí v patě V-vzpěr

V této podkapitole se zabývám chováním konstrukce s vetknutím v patách V-vzpěr.

Ohybové momenty při zatížení vl. tíhou ani ostatním stálým se příliš neliší od hodnot na výchozí konstrukci. Po výpočtu obálky ohybových momentů od davu chodců pomocí pohyblivého zatížení se zmenšily maximální kladné momenty v krajních a mezilehlých polích tak, že jejich extrémní hodnota je již uprostřed hlavního pole.

Od zatížení teplotou se znatelně zvětšily momenty v hlavách vzpěr. Tím se zmenšily hodnoty momentů na přilehlé příčli. Žádné další výrazné změny ohyb. momentů jsem nezaregistroval. Od tohoto zatěžovacího stavu jsem zaznamenal i největší momentovou reakci ve vetknutí a to hodnotu 11 238 kNm pro oteplení, respektive -11 632 kNm pro ochlazení. Navýšeny byli i vodorovné reakce od tohoto stavu, a to více než dvojnásobně. Reakce od ostatních zatížení nedoznaly mnoha významných změn.

Tak značnou velikost momentových reakcí si vysvětluji tím, že v minulých případech bylo v patě umožněno volné pootočení, které nabývalo od oteplení konstrukce hodnot 1,9 mrad. Od ručně umístěných ZS davem chodců jsem dostal maximální hodnoty pootočení 0,7 mrad. Právě u zatěžovacích stavů, pro které jsem dostal největší hodnoty pootočení jsem následně při uvažování vetknutí dostal největší hodnoty momentových reakcí. Jednalo se o ZS67, ZS51, ZS66 a ZS48.

Momentové reakce od zatěžovacích stavů jako je ostatní stálé nebo vlastní tíha nenabývaly vysokých hodnot, např. ost. stálé M_y=424 kNm. To si vykládám tím, že konstrukce má relativně přiměřeně uspořádána rozpětí polí a nedochází tak k významnějším nakláněním polí vlivem těchto stálých zatížení. Teoreticky by bylo možno délku jednotlivých polí ještě upravit a získat tím ještě menší momentové reakce od těchto ZS.

Tabulka 23 - Ohybové momenty od zatížení teplotou na konstrukcích s různě uloženými vzpěrami

Ohybový moment My [kNm] - Zatížení vlastní tíhou											
	Řez 5	Řez 10 ≈ Řez 60		Řez 15	Řez 20 ≈ Řez 50			Řez 25	Řez 30 ≈ Řez 40			Řez 35
	Řez 65	L	P	Řez 55	L	P	Vzpěra	Řez 45	L	P	Vzpěra	
Výchozí konstrukce	1 107,72	-3 645,81	-3 645,81	2 359,97	-8 260,93	-5 301,41	-2 752,70	-12 075,50	-28 395,57	**-33 336,18**	-4 346,41	**8 100,01**
Vetknutí	1 113,04	-3 635,18	-3 635,18	2 345,48	-8 300,55	-5 740,15	-2 361,43	-12 026,49	-27 848,59	**-33 172,22**	-4 721,65	**8 092,61**

Ohybový moment My [kNm] - Zatížení ostatním stálým zatížením											
	Řez 5	Řez 10 ≈ Řez 60		Řez 15	Řez 20 ≈ Řez 50			Řez 25	Řez 30 ≈ Řez 40			Řez 35
	Řez 65	L	P	Řez 55	L	P	Vzpěra	Řez 45	L	P	Vzpěra	
Výchozí konstrukce	309,38	-956,23	-956,23	592,23	-1 722,63	-1 077,97	-626,96	-3 496,73	-7 203,24	**-8 373,37**	-1 049,67	**2 169,17**
Vetknutí	310,72	-953,56	-953,56	588,59	-1 732,59	-1 188,28	-528,58	-3 484,41	-7 065,70	**-8 332,14**	-1 144,02	**2 167,31**

Ohybový moment M_y [kNm] - Zatížení oteplením											
	Řez 5	Řez 10 ≈ Řez 60		Řez 15	Řez 20 ≈ Řez 50			Řez 25	Řez 30 ≈ Řez 40			Řez 35
	Řez 65	L	P	Řez 55	L	P	Vzpěra	Řez 45	L	P	Vzpěra	
Výchozí konstrukce	-783,83	**-1 567,65**	**-1 567,65**	2 427,67	**6 423,24**	5 547,99	808,93	2 719,84	-21,81	381,81	425,94	-591,09
Vetknutí	-748,36	-1 496,72	-1 496,72	2 330,99	**6 158,94**	2 621,46	3 418,89	3 046,78	3 626,77	1 475,55	**-2 077,03**	-640,46

Vodorovné i svislé deformace nabývají srovnatelných hodnot jako u standartní konstrukce. Tuto skutečnost si vysvětluji tím, že i přes nemožnost natočení v patě vzpěr se konstrukce natáčí. Vzpěry jsou totiž značně ohýbány a zároveň nejsou nijak zvlášť tuhé. Umožňují tak pootočení konstrukce svým ohybem.

Díky nemožnosti se v patě V-vzpěr natočit vzniká cca dvojnásobná normálová síla uprostřed pole od oteplení konstrukce. Tím je i více tlačená příčle nad nimi a s tím souvisí větší tah ve vnější vzpěře.

Tabulka 24 - Normálové síly od oteplení na konstrukcích s různě uloženými vzpěrami

Normálové síly N [kN] při rovnoměrném oteplení				
	V1	N_{25}	V2	N_{35}
Výchozí konstrukce	1 060,44	-902,06	-429,82	-1 205,59
Vetknutí	1 396,81	-1 613,04	-768,34	-2 622,10
	132%	179%	179%	217%

Normálové síly od vlastní tíhy nebo ostatního stálého zatížení zůstávají víceméně nezměněny.

U vlastních frekvencí můžeme najít lehký nárůst hodnot oproti konstrukci s kloubem v patě V-vzpěr. Dle mého názoru zvýšení hodnot není natolik významné, abych upřednostnil tuto konstrukci před původní.

Tabulka 25 - Vlastní konstrukcí s různě uloženými vzpěrami

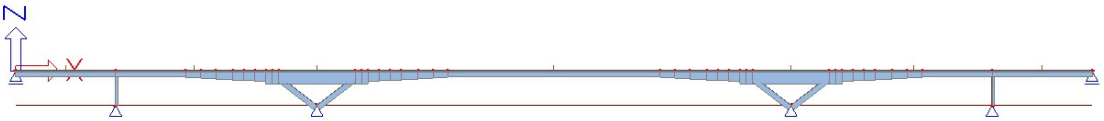
Vlastní frekvence [Hz]							
	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.
Výchozí konstrukce	1,08	1,12	2,96	3,62	4,54	4,55	5,56
Vetknutí	1,12	1,40	3,02	3,65	4,54	4,61	5,59

Vetknutí v patě V-vzpěr by mělo bezesporu jednu velkou výhodu, a tou by bylo zajištění stability v průběhu výstavby. Při návrhu kloubu bych musel tuto rovnováhu zajistit, čehož bych dosáhl dočasným přikotvením konstrukce v patě V-vzpěr.

5.5.4 Mezilehlé podpory jako sloupy s posuvným ložiskem

Dále jsem se zabýval modifikací mezilehlých podpor. Varianta mezilehlých sloupů s posuvnými ložisky je analogická, jako výchozí konstrukce. Tyto sloupy jsem namodeloval jako v patě vetknuté do základu a s kloubem umožňující vodorovný posun v podélném směru v hlavě. Tyto sloupy jsem ve výpočtech neuvažoval jako namáhané ohybem. Jelikož se jedná o konstrukce velmi podobnou jako výchozí konstrukce z předešlých výpočtů, nebudu je zde znovu uvádět.

5.5.5 Průřez a uložení stojek



Obrázek 202 - Model konstrukce

Podpěry v řezech 10 a 60 jsem v tomto oddílu změnil z posuvných kloubů na stojky do mostovky vetknuté a v patě uložené kloubově. Kvůli rámovému spojení stojky a příčle hraje roli tuhost stojky, proto jsem pozoroval i různě tuhé stojky. Za méně tuhou jsem považoval stojku s průřezem 400x3000 mm a za více tuhou s průřezem 1000x3000 mm. Rozdíly byly významné. Hlavním rozdílem od předchozích variant je rozsah působení normálových sil. Doposud tato oblast byla jen mezi vnějšími vzpěrami. Nyní jí ohraničují řešené stojky. Normálová síla na příčli od vnější vzpěry ke stojce má za následek ohýbání stojky. Zde platí tvrzení, že čím větší jde do rámového rohu normálová síla, tím větší můžeme očekávat momentové namáhání.

Při zatížením ostatním stálým je stojka namáhána nejméně výrazným momentem a to hodnotou -271 kNm při uvažování tužší stojky. Na méně tuhé je to hodnota přibližně pětinová. Od vlastní tíhy jsou to hodnoty znatelně výraznější. Jde o hodnoty 211 kNm pro poddajnější stojku a 1 149 kNm pro tužší stojku. Ještě větší hodnoty, podle očekávání najdeme u zatížení teplotou či u zatížení davem chodců. Že se opravdu jedná o nezanedbatelné hodnoty je možno se přesvědčit v Tabulce 26. Na tužší stojce od změn teploty dostávám hodnoty přes 6 300 kNm. Zvětšil se zároveň i extrémní moment na konstrukci. Současně se zvětšily normálové síly od teploty, u konstrukce s tužšími stojkami v poli dokonce více než dvakrát.

Tabulka 26 - Ohybové momenty od zatížení teplotou na konstrukcích s různě tuhými stojkami

Ohybový moment M_y [kNm] - Zatížení teplotou														
		Řez 5	Řez 10 ≈ Řez 60			Řez 15	Řez 20 ≈ Řez 50			Řez 25	Řez 30 ≈ Řez 40			Řez 35
		Řez 65	L	P	Stojka	Řez 55	L	P	Vzpěra	Řez 45	L	P	Vzpěra	
Výchozí konstrukce	Oteplení	-783,83	**-1 567,65**	**-1 567,65**	-	2 427,67	**6 423,24**	5 547,99	808,93	2 719,84	-21,81	381,81	425,94	-591,09
	Ochlazení	811,29	**1 622,57**	**1 622,57**	-	-2 512,71	**-6 648,26**	-5 742,34	-837,27	-2 815,12	22,58	-395,19	-440,86	611,79
Stojka 400x3000	Oteplení	-459,86	-919,72	**-2 188,47**	-1 123,94	2 370,26	**7 049,55**	6 084,27	892,27	3 052,87	132,45	591,51	482,50	-600,03
	Ochlazení	476,97	951,94	**2 265,13**	1 163,31	-2 453,30	**-7 296,51**	-6 297,41	-923,52	-3 159,81	-137,09	-612,23	-490,41	621,05
Stojka 1000x3000	Oteplení	967,50	1 935,01	-4 958,87	**-6 107,04**	2 124,31	**9 861,43**	8 492,03	1 266,32	4 545,37	818,82	1 526,19	735,95	-639,98
	Ochlazení	-1 001,40	-2 002,80	5 132,59	**6 320,98**	-2 198,72	**-10 206,89**	-8 789,52	-1 310,68	-4 704,61	-847,50	-1 579,66	-761,73	662,40

Tabulka 27 - Normálové síly od zatížení teplotou na konstrukcích s různě tuhými stojkami

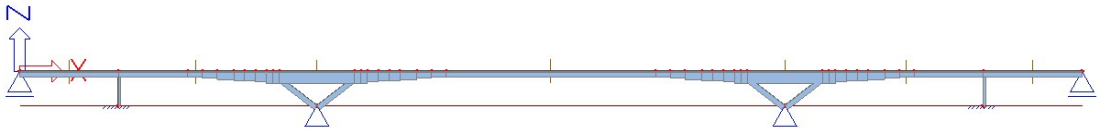
Normálové síly N [kN] při rovnoměrném oteplení						
	Stojka	N15	V1	N_{25}	V2	N_{35}
Výchozí konstrukce	-	-	1 060,44	-902,06	-429,82	-1 205,59
Stojka 400x3000	-336,67	-164,46	1 167,35	-1 157,58	-455,00	-1 476,52
	-	-	110%	128%	106%	122%
Stojka 1000x3000	-353,37	-893,63	1 647,38	-2 295,61	-568,69	-2 684,28
	-	-	155%	254%	132%	223%

Normálové síly od vlastní tíhy nebo ostatního stálého se příliš nemění. S reakcemi je to obdobné jako s vnitřními silami. Změny jsem zaznamenal v případech oteplení konstrukce, kdy vodorovná reakce na stojce může nabývat až hodnot 925 kN, přičemž se zvětší i vodorovná složka reakce v patě V-vzpěr.

Předpokládal jsem, že se zmenší vodorovné posunutí konce konstrukce od změn teploty. U konstrukce s poddajnější stojkou je posun stejný jako u výchozí konstrukce a u tužší stojky jsem zaznamenal zmenšení posunu pouze o 0,2 mm. O 1,9 mm se zvětšil svislý posun vzhůru od oteplení na konstrukci s více tuhými stojkami. Ostatní průhyby zůstávají relativně beze změny. Celkově se tak jedná o nepatrné hodnoty.

Znatelné změny postihly vlastní frekvence konstrukce. Hodnoty 1. vlastní frekvence je pro všechny tři varianty shodná. U méně tuhé stojky jsem poté narazil na zvětšení jednotlivých hodnot o cca 0,04. U tužší varianty je tento nárůst ještě výraznější, a to průměrně o cca 0,3.

5.5.6 Vetknuté stojky jako mezilehlé podpory



Obrázek 203 - Model konstrukce s vetknutými stojkami

Stejně jako v předchozí kapitole jsem vytvořil 2 různě tuhé průřezy stojek, které ale byly v tomto případě vetknuty jak do mostovky, tak do základu. Tudíž přenáší i momentovou reakci, která jak jsem tušil, je značná. Podobně jako v minulém případě se vnitřní síly od zatížení vlastní tíhou nebo ostatním stálým příliš nezměnily. Maximální normálová síla na příčli v oblasti od vnějších vzpěr na krajní pole od vlastní tíhy při uvažování tužší stojky byla -370 kN, přičemž ohybový moment na stojce vycházel maximálně -1190 kNm, což již nepovažuji za nevýznamnou hodnotu.

Svou velikostí významné hodnoty jsem získal od zatížení teplotou. Extrémní hodnoty ohybového momentu na příčli dosahovaly až 7 910 kNm u méně tuhé stojky a až 11 776 kNm s tím, že u tužší stojky jsem dokonce dostal ohybový moment v hlavě stojky 6 760 kNm. V případě méně tuhé stojky nebyly momenty na stojce tak výrazné a dosahovaly hodnot v uvozovkách pouze 1 942 kNm.

Tabulka 28 - Ohybové momenty od oteplení

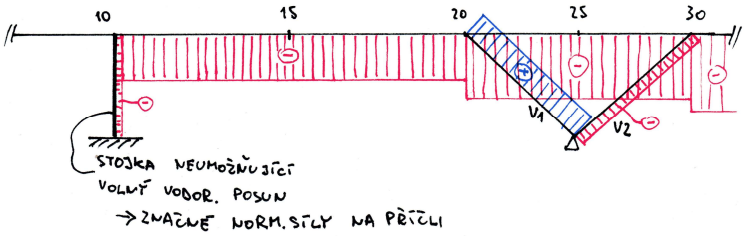
Ohybový moment M_y [kNm] - Zatížení teplotou														
		Řez 5	Řez 10 ≈ Řez 60			Řez 15	Řez 20 ≈ Řez 50			Řez 25	Řez 30 ≈ Řez 40			Řez 35
		Řez 65	L	P	Stojka	Řez 55	L	P	Vzpěra	Řez 45	L	P	Vzpěra	
Výchozí konstrukce	Oteplení	-783,83	**-1 567,65**	**-1 567,65**	-	2 427,67	**6 423,24**	5 547,99	808,93	2 719,84	-21,81	381,81	425,94	-591,09
	Ochlazení	811,29	**1 622,57**	**1 622,57**	-	-2 512,71	**-6 648,26**	-5 742,34	-837,27	-2 815,12	22,58	-395,19	-440,86	611,79
Stojka 400x3000	Oteplení	-170,21	-340,43	**-2 694,04**	-1 876,37	2 275,74	**7 642,19**	6 591,01	973,35	3 425,94	414,35	938,39	547,70	-613,05
	Ochlazení	176,18	352,35	**2 788,42**	1 942,11	-2 355,46	**-7 909,91**	-6 821,91	-1 007,44	-3 545,96	-428,86	-971,26	-566,89	634,53
Stojka 1000x3000	Oteplení	1 649,22	3 298,43	-5 857,59	**-6 531,65**	1 669,89	**11 377,47**	9 784,71	1 484,96	5 792,77	2 227,18	3 164,14	961,75	-696,32
	Ochlazení	-1 706,99	-3 413,98	6 062,80	**6 760,46**	-1 728,39	**-11 776,04**	-10 127,49	-1 536,98	-5 995,71	-2 305,20	-3 274,98	-995,44	720,72

V porovnání s předchozí sadou konstrukcí (stojky vetknuté do mostovky, ale na základ uloženy kloubově) dostávám rozhodně o něco větší hodnoty ohybových momentů od změn teploty. Je to dáno tím, že pomocí vetknutí stojek, v tomto případě umožňuji konstrukci o něco méně volně se deformovat.

Ve vetknutím v patě stojek musím přenášet momentovou reakci. Znovu od ost. stálého nebo vl. tíhy se jedná o menší hodnoty než od teploty. Například na tužší stojce od ost. stálého je to 315 kNm, od vl. tíhy pak -1 338 kNm. Na méně tuhé jsou hodnoty přibližně šestinové. Však od teplotních změn

se dostávám do čísel 1 892 kNm pro méně tuhou stojku a 14 322 kNm pro více tuhou. S touto reakcí souvisí i navýšení hodnot vodorovných reakcí. Ty od teploty v patě tužších stojek dosahují až 3 085 kN. O přibližně 39 % se v tomto případě zvětšila vodorovná reakce v patě V-vzpěr.

Normálové síly od zatížení ost. stálým či vl. tíhou se příliš nezměnily. Zajímavější výsledky dostaneme při zatížení konstrukce teplotními změnami. V obou případech dojde ke zvětšení všech hodnot. Zde je pozoruhodná hodnota -4 446,64 kN u tužších stojek v řezu N_{25}. Příčle se při jejím oteplení chce roztáhnout. Navržením tuhé stojky v řezu 10 jí ale v tomto roztažení bráním. Tudíž vznikají značné normálové síly, které jsou největší v hlavním poli. Hodnota se zmenší v řezu 30 díky vzpěře V2, která přebere část tlakové síly. Dále dojde ke zmenšení v řezu 20 díky táhlu V1. Zbylá síla na příčli, která nebyla zachycena pokračuje až do hlavy stojky, kde vzniká ohybový moment značné velikosti.



Obrázek 204 - Schéma chování konstrukce (vykresleny normálové síly) (zdroj autor)

Tabulka 29 - Normálové síly od zatížení teplotou na konstrukcích s různě tuhými stojkami

Normálové síly N [kN] při rovnoměrném oteplení						
	Stojka	**N15**	**V1**	**N_{25}**	**V2**	**N_{35}**
Výchozí konstrukce	-	-	1 060,44	-902,06	-429,82	-1 205,59
Stojka 400x3000	-333,04	-542,00	1 242,42	-1 600,64	-464,93	-1 922,51
	-	-	117%	177%	108%	159%
Stojka 1000x3000	-308,52	-2 980,53	1 708,61	-4 446,64	-523,81	-4 783,79
	-	-	161%	493%	122%	397%

Způsobů, jak zmenšit normálové síly od teplotních změn na příčli je několik. Je zde možnost zmenšit tuhost konstrukce. Zde se řešení rozpadá na několik možností.

- Zmenšení tuhosti stojek;
  Tímto krokem bych umožnil konstrukci větší vodorovné posuny s čímž souvisí i fakt, že mohu očekávat menší vnitřní síly na konstrukci. Toto řešení je podle mě nejlepší. Výsledkem je výrazné zlepšení ohybových momentů na příčli.
- Zmenšení tuhosti příčle;
  Při zmenšení tuhosti příčle by měly mít teplotní změny na konstrukci menší vliv. Zde ale musím počítat s tím, že například v rámovém rohu nad stojkou v případě, že by příčle byla subtilnější by velká část ohybových momentů mohla přejít na stojku, a ne pokračovat na příčli. Takže zde jsou důležité poměry tuhostí příčle a stojek, respektive šikmých vzpěr. Nemyslím si, že toto řešení je nejvhodnější. Provedl jsem výpočet s poddajnou příčlí z předchozích úvah a v řezu 15 jsem dostal normálové síly pouze o 10 % menší. Zároveň ohybový moment v hlavě stojky se zmenšil o 18 %, což je ve srovnání se změnou, kterou lze vyvolat zmenšením tuhosti stojky neuspokojivá hodnota.
- Změna šikmosti vzpěr;

Z kapitoly 5.5.2 vím, že při méně skloněných vzpěrách jsou normálové síly menší. Toto řešení mi však nepřijde vůbec vhodné z důvodu zvětšení rozpětí polí a ohybových momentů.

Dále pokračuji v analýze původních dvou variant. Průhyby uprostřed hlavního pole se příliš neměnily. Nejzajímavější hodnotou pro mě byl průhyb od oteplení konstrukce s tužšími stojkami, který byl ze všech 3 konstrukcí největší. To si vysvětluji tím, že tuhé stojky zapříčiňují velké vnitřní síly v konstrukci tím, že se snaží svou tuhostí zamezit vodorovnému posunu od teplotních změn. Jejich podíl na celkové svislé ohybové tuhosti konstrukce je však velice malý, takže velké vnitřní síly a nezvětšená svislá ohybová tuhost mají za následek největší průhyb. Velice zjednodušeně se také dá říci, že různé varianty těchto stojek nemá příliš velký vliv na chování konstrukce v hlavním poli. Například od vlastní tíhy se v důsledku navržení tužších stojek zmenšil průhyb jen o 0,5 mm.

Větší vliv však můžeme očekávat u vodorovných posunů od oteplení konstrukce. Zde jsem se setkal s výsledkem menším o 1,8 mm, respektive o 0,3 mm pro poddajnější stojky.

Došlo k navýšení hodnot vlastních frekvencí konstrukce. První vlastní frekvence zůstala u obou uvažovaných variant stejná jako u výchozí konstrukce. V případě méně tuhých stojek se následující hodnoty průměrně zvětšily o 0,07 Hz, u tužších stojek o hodnotu 0,43 Hz.

5.5.7 Šikmé kyvné stojky

Při řešení problému s návrhem mezilehlých podpěr v řezech 10 a 60 se mi velice zamlouvá možnost návrhu šikmých kyvných stojek obdobně jako byly použity u silničního mostu přes železnici v Poděbradech. U tohoto objektu byli ovšem použity stojky jak kyvné, tak vetknuté do příčle. Vetknuté stojky bychom zde mohli najít na nejvzdálenější části směrově zakřiveného mostu. Ostatní stojky jsou kyvné.

Pro co nejmenší navýšení vodorovné tuhosti, která by v tomto případě dle mého názoru byla na škodu, bych je navrhl co nejsubtilnější a málo ukloněné. Přílišná vodorovná tuhost by zbytečně omezovala pohyb konstrukce od teplotních změn a zvětšovala tím vnitřní síly. I přesto pro účely parametrické studie provedu i návrh stojek více ukloněných a tužších, aby byly zjevné rozdíly v chování. Kyvné stojky jsem uvažoval jako ocelové trubky vyplněné betonem. Pro obě konstrukce jsem volil stejný profil dvojice stojek, a to trubky o průměru 324 mm s tloušťkou stěny 25 mm vyplněné betonem. U vodorovně tužší konstrukce jsem volil úhel, který stojky svírají hodnotou 72,5°. U konstrukce méně vodorovně tuhé jsem navrhl stojky svírající úhel 45°.

Obrázek 205 - Model konstrukce vodorovně tužší

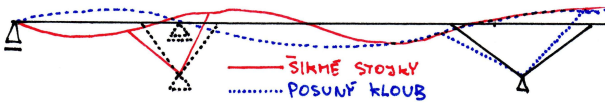
Obrázek 206 - Model konstrukce vodorovně poddajnější

Obrázek 207 - Pohled na most v Poděbradech (foto autor)

Obrázek 208 - Kyvné stojky použité na mostu v Poděbradech (foto autor)

V Tabulce 30 jsou uvedeny ohybové momenty na jednotlivých konstrukcích od oteplení, ost. stálého a vl. tíhy. V prvních dvou tabulkách se zatížením stálým je vidět, že se ohybové momenty příliš nezměnily a dá se říci, že navržení dvou šikmých stojek jsem rozložil, předtím větší, ohybový moment v řezu 10. Lze tedy konstatovat, že se dvě nově navržené konstrukce chovají o něco málo příznivěji.

Nejdůležitější se však jeví zatížení teplotními změnami. Jak jsem předpokládal hodnoty ohybových momentů se zvětšily. U konstrukce s tužšími stojkami jsem se dokonce dostal na hodnotu 14 612 kNm v řezu 20L, což je více než dvojnásobek hodnoty u výchozí konstrukce. Dále jsem dostal značné hodnoty momentů nad nově navrženými stojkami.



Obrázek 209 - Odlišně deformované konstrukce od oteplení (zdroj autor)

Na Obrázku 209 je zjevná hlavní odlišnost dvou nově navržených konstrukcí od výchozí. V krajním poli jsou nově tažena dolní vlákna, protože konstrukce se prohýbá směrem dolů. Je naprosto jasné, že konstrukce se šikmými stojkami bude více momentově namáhána.

Tabulka 30 - Průběhy ohybových momentů

Ohybový moment M_y [kNm] - Zatížení vlastní tíhou															
	Řez 5	K1		Řez 10	K2		Řez 15	Řez 20 ≈ Řez 50			Řez 25	Řez 30 ≈ Řez 40			Řez 35
	Řez 65	L	P	Řez 60	L	P	Řez 55	L	P	Vzpěra	Řez 45	L	P	Vzpěra	
Výchozí konstrukce	1 107,72	-	-	-3 645,81	-	-	2 359,97	-8 260,93	-5 301,41	-2 752,70	-12 075,50	-28 395,57	**-33 336,18**	-4 346,41	**8 100,01**
Vodorovně tužší	846,15	-928,74	-486,03	-430,35	-1 839,98	-2 615,49	2 031,28	-5 202,76	-2 682,01	-2 350,26	-10 557,56	-27 895,50	**-32 589,34**	-4 092,49	**8 064,87**
Vodorovně poddajnější	1 359,79	-1 272,87	-1 085,74	-1 571,67	-2 527,28	-2 974,53	2 232,49	-6 524,65	-3 814,19	-2 523,29	-11 194,26	-28 066,38	**-32 862,40**	-4 198,06	**8 078,52**

Ohybový moment M_y [kNm] - Zatížení ostatním stálým zatížením															
	Řez 5	K1		Řez 10	K2		Řez 15	Řez 20 ≈ Řez 50			Řez 25	Řez 30 ≈ Řez 40			Řez 35
	Řez 65	L	P	Řez 60	L	P	Řez 55	L	P	Vzpěra	Řez 45	L	P	Vzpěra	
Výchozí konstrukce	309,38	-	-	-956,23	-	-	592,23	-1 722,63	-1 077,97	-626,96	-3 496,73	-7 203,24	**-8 373,37**	-1 049,67	**2 169,17**
Vodorovně tužší	219,51	-261,36	-143,82	-106,16	-462,26	-657,96	510,00	-957,56	-422,65	-526,34	-3 118,47	-7 081,62	**-8 190,34**	-986,45	**2 160,49**
Vodorovně poddajnější	359,71	-351,80	-300,72	-408,12	-641,73	-754,13	561,57	-1 296,28	-712,76	-570,66	-3 281,10	-7 124,19	**-8 258,97**	-1 013,39	**2 163,95**

Ohybový moment M_y [kNm] - Zatížení oteplením															
	Řez 5	K1		Řez 10	K2		Řez 15	Řez 20 ≈ Řez 50			Řez 25	Řez 30 ≈ Řez 40			Řez 35
	Řez 65	L	P	Řez 60	L	P	Řez 55	L	P	Vzpěra	Řez 45	L	P	Vzpěra	
Výchozí konstrukce	-783,83	-	-	**-1 567,65**	-	-	2 427,67	**6 423,24**	5 547,99	808,93	2 719,84	-21,81	381,81	425,94	-591,09
Vodorovně tužší	3 095,09	4 642,63	3 846,39	-786,02	-5 418,42	**-6 497,69**	1 566,59	**14 933,53**	12 834,89	1 940,05	7 219,89	2 015,91	3 166,90	1 189,08	-710,63
Vodorovně poddajnější	2 206,15	3 787,87	3 160,39	-1 084,94	-5 330,71	**-6 103,53**	1 900,41	**12 820,53**	11 026,18	1 659,29	6 097,07	1 496,58	2 461,26	998,93	-680,55

U normálových sil také nebylo těžké odhadnout jejich přibližný průběh. Od teplotních změn se téměř 4x zvětšila normálová síla na příčli ve středním poli. Tím pádem tato příčel tlačí více na vnitřní vzpěru a je více tažená příčel nad V-vzpěrami. Vnější prvek V1 zde působí jako táhlo, které je nepřekvapivě více tažené na konstrukci s tužšími stojkami. Příčel v řezu 15 je tlačená, ale hodnota této normálové síly je již zmenšena o část, kterou zadržely obě vzpěry, a to jak tlačená V2, tak tažená V1. Tato síla vyvozuje tlak v kyvné stojce značný K2. Stojka K1 je zase tažená.

Tabulka 31 - Normálové síly od oteplení konstrukce

Normálové síly N [kN] při rovnoměrném oteplení								
	K1	N_{10}	K2	N_{15}	V1	N_{25}	V2	N_{35}
Výchozí konstrukce	-	-	-	-	1 060,44	-902,06	-429,82	-1 205,59
Vodorovně tužší	1531,48	-904,29	-2075,85	-2130,03	2 535,26	-4 286,94	-778,03	-4 804,01
	-	-	-	-	239%	475%	181%	398%
Vodorovně poddajnější	1862,26	-712,64	-2293,61	-1590,34	2 158,66	-3 427,42	-692,88	-3 893,28
	-	-	-	-	204%	380%	161%	323%

V patě nově navržených stojek vznikala od oteplení nezanedbatelná vodorovná reakce. Řádově se jedná o 1 400 kN pro poddajnější konstrukci a 2 100 kN pro tužší konstrukci. U ostatního stálého a vlastní tíhy nebyly reakce ani normálové síly nijak zajímavé. Podle očekávání např. od vl. tíhy jsou obě stojky tlačené a příčle mezi nimi tažená, přičemž u tužší varianty tyto síly nabývají větších hodnot.

Poměrně velkých změn doznaly vlastní frekvence jednotlivých konstrukcí. S tužšími stojkami jsem dosáhl výsledků v průměru o 0,98 Hz vyšší než u výchozí konstrukce. S poddajnějšími stojkami jsem dostal hodnoty průměrně o 0,74 Hz vyšší než u výchozí konstrukce.

Tabulka 32 - Vlastní frekvence

Vlastní frekvence [Hz]							
	1.	**2.**	**3.**	**4.**	**5.**	**6.**	**7.**
Výchozí konstrukce	1,08	1,12	2,96	3,62	4,54	4,55	5,56
Vodorovně tužší	1,12	1,66	3,42	4,52	5,47	6,46	7,64
Vodorovně poddajnější	1,12	1,54	3,30	4,51	5,00	5,94	7,19

5.5.8 Dvoukloubový rám

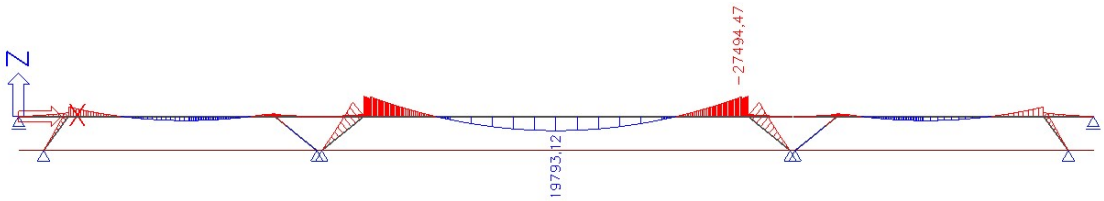
Navrhl jsem konstrukci i jako sestavu 3 dvoukloubových rámů. Nad V-vzpěrami je umožněn vodorovný posun. Jedná se o vzdálenou obdobu mostů z rešerše (most u La Voulte a holešovický železniční most).

Obrázek 210 - Model konstrukce z dvoukloubových rámů

Tato konstrukce již není vnitřně staticky neurčitá, jako všechny předchozí návrhy. Krajní rámy jsou 2x staticky neurčité a střední rám pouze 1x staticky neurčitý. Dá se říci, že se konstrukce chová jako 3 na sobě nezávislé dvoukloubové rámy, které spolu vůbec nespolupůsobí. Proto si ani nemohou vypomoci přerozdělením vnitřních sil. Z tohoto důvodu dostávám např. průhyb ve středu rozpětí hlavního pole od vlastní tíhy až -548,5 mm, což je dvojnásobná hodnota ve srovnání s výchozí konstrukcí. Řekl bych, že u této konstrukce je mnohem snadnější předpovídat, jak se bude chovat.

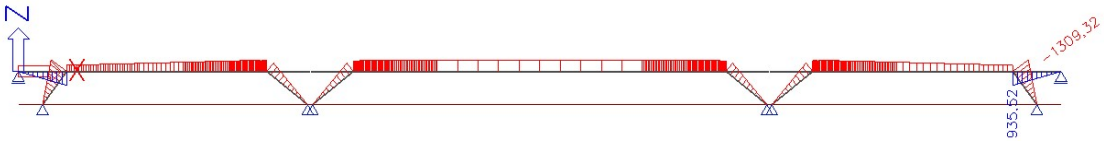
Od všech stálých zatížení jsou všechny pruty tlačené, až na zatěžovací stav nerovnoměrných poklesů, kdy mohou být některé pruty tažené. Tento tlak by mohl být velice výhodný. Největší tlakovou sílu jsem zaznamenal na příčli u středního rámu, a to hodnotu -8 228 kN.

Významně se změnilo rozložení ohybových momentů na konstrukci. Výrazně se navýšil moment v poli, čímž se jasně změnil posuzovaný poměr $M_{y,35}$:$M_{y,30P}$, který nyní nabývá hodnoty 1:1,37, zatímco u výchozí vzpěradlové konstrukce je 1:3,86.



Obrázek 211 - Ohybové momenty od vl. tíhy na dvouklobových rámech

Právě z důvodu malé úrovně statické neurčitosti oproti předchozím konstrukcím dostávám tak malé hodnoty vnitřních sil od teplotních změn, respektive i poklesů podpor.



Obrázek 212 - Ohybové momenty od oteplení na dvouklobových rámech

Domnívám se, že pro navržení sestavy dvoukloubových rámů by bylo vhodnější volit všechna rozpětí stejná, což si bohužel nemohu dovolit. Také se mi nezamlouvá množství nutných příčných spár na konstrukci. Hlavně bych volbou tohoto systému přišel o výhodu spolupůsobení jednotlivých polí konstrukce.

5.6 Optimalizace řešené konstrukce

Díky poznatkům z rešerše a parametrické studie se pokusím optimalizovat řešení mnou navržené konstrukce.

Vytvořil jsem návrh velice podobný stávající konstrukci, tedy vzpěradlovou konstrukci s pilíři v mezilehlých polích tvořící krátké krajní pole, které je přes stojky pouze převislé. Na konci tedy konstrukce není vůbec podepřena. Pilíře jsou v patě vetknuty a v hlavě je vodorovně posuvné ložisko. Takto navržená konstrukce se chová velice dobře při teplotních změnách. Upravil jsem sklon V-vzpěr, které jsem navrhl více na ležato. Jelikož již nebyla konstrukce tak výrazně náchylná na teplotní změny, větší vodorovná tuhost již nepůsobila potíže. Čím dál více jsem zkoumal různé varianty jsem zjišťoval, že současná stávající varianta tvoří velice zajímavý systém. Při návrhu převislých krajních polí se stává reálnější představa volby vetknutí v patě V-vzpěr. V průběhu optimalizace jsem dostal největší momentovou reakce v těchto místech 7 000 kNm, což je oproti hodnotám přesahujícím 11 000 kNm z kapitoly 5.5.3 úspěch. Problémem této varianty jsou rozhodně svislé posuny jejích nepodepřených konců. Stojky jsem umístil 12,5 m od krajů konstrukce tak, aby svislý posun kraje konstrukce od vlastní tíhy a ostatního stálého zatížení byl co nejmenší. Posuny od teplotních změn činily 29 mm při ochlazení a 28 mm pro oteplení. Nejhorší je situace při zatížení davem chodců kdy se posuny pohybují od +95 mm do -93 mm. Na tyto uvedené hodnoty by bylo obtížné navrhnout mostní závěry. Řešením by mohlo být navrhnutí tužší příčle v krajních polích. Avšak je to řešení velice neefektivní, protože deformace jen o něco snížily své hodnoty. Takže z důvodu velice nepříznivých svislých deformací konců konstrukce jsem tuto variantu nezvolil.

Obrázek 213 - Model optimalizované varianty 1

Jako 2. variantu jsem navrhl konstrukci s vynechanými mezilehlými stojkami. Tato varianta se, stejně jako předchozí varianta, může jevit výhodně při řešení účinků teplotních změn. Vynecháním stojek jsem však vytvořil velká krajní pole, ve kterých vznikají nemalé kladné ohybové momenty. Na pracovním výpočetním modelu jsem dokonce dostal největší kladný ohybový moment od zatížení chodci právě v tomto krajním poli.

Obrázek 214 - Model optimalizované varianty 2

Jako 3. možnou variantu jsem navrhl konstrukci se štíhlými mezilehlým kyvnými stojkami. Tato varianta je na jejích koncích klasicky posuvně uložena na opěrách. V krajních polích jsem volil příčli poddajnější z důvodu menších hodnot vnitřních sil od teplotních změn. S ohledem na teplotní změny jsem volil i polohu stojky, která je umístěna souměrně 21,5 m od krajních podpor. Při umístění stojky příliš blízko V-vzpěr narůstaly momenty od teploty. Naopak při návrhu stojky příliš daleko od V-vzpěr se zvětšovali momenty v krajních polích od vl. tíhy. Hledal jsem také vhodný kompromis v úhlu, který vzpěry svírají, abych ještě více ulevil konstrukci při teplotních změnách. Při napřimování vzpěr dochází samozřejmě k nárůstu záporných ohybových momentů. Bohužel tyto momenty se zvětšovali drastičtěji, než se zmenšovali ty od teploty v krajních polích. Štíhlé stojky byly namodelovány jako dvojice ocelových trubek vyplněných betonem opatřeny kloubem v hlavě i patě.

Obrázek 215 - Model optimalizované varianty 3

Nakonec jsem se rozhodl zvolit variantu číslo 3 s kyvnými stojkami navrženými v podobě ocelových trubek vyplněných betonem. Ocel jsem uvažoval jakosti S355 a beton shodně jako u nosné konstrukce C35/45. Trubky mají průměr 324 mm s tloušťkou stěny 25 mm.

5.7 Kombinace

Pro vytvoření jednotlivých kombinací jsem vždy uvažoval jedno proměnné zatížení jako hlavní a ostatní jako vedlejší. Pro zatěžovací stavy, které jsem použil jsem dostal 8 kombinací.

Tabulka 33 - Kombinace (obecně)

Číslo kombinace	Stálé zatížení	Hlavní proměnné zatížení	Vedlejší proměnné zatížení
1	vlastní tíha, ostatní stálé, nerovnoměrné poklesy podpor	gr1	Rovnoměrné oteplení
2			Rovnoměrné ochlazení
3		gr2	Rovnoměrné oteplení
4			Rovnoměrné ochlazení
5		Rovnoměrné oteplení	gr1
6			gr2
7		Rovnoměrné ochlazení	gr1
8			gr2

5.7.1 Kombinace MSP

Pro tvorbu kombinací mezního stavu použitelnosti byly utvořeny kombinace s koeficienty z Tabulky 34. Bylo tedy vytvořeno celkem 8 kombinací.

Tabulka 34 - Hodnoty koeficientů pro kombinace (zdroj [40])

Zatížení	Značka	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Zatížení dopravou	gr1	0,4	0,4	0
	$Q_{fw,k}$	0	0	0
	gr2	0	0	0
Zatížení větrem	$F_{w,k}$	0,3	0,2	0
Zatížení teplotou	T_k	0,6[1)]	0,6	0,5
Zatížení sněhem	$Q_{Sn,k}$ (během provádění)	0,8	-	0,0
Staveništní zatížení	Q_c	1,0	-	1,0
Doporučenou hodnotu Ψ_0 pro zatížení teplotou lze ve většině případů snížit až na nulu pro mezní stavy únosnosti EQU, STR a GEO. Viz také Eurokódy pro navrhování.				

Tabulka 35 - Kombinace 1 (MSP)

	1.	Stálé zatížení			Proměnné zatížení	
		Vlastní tíha	Ost. stálé	Nerovnom. poklesy podpor	**gr1**	Rovnoměrné oteplení
	γ	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Char.	Ψ	-	-	-	-	0,6
Častá	Ψ	-	-	-	0,4	0,5
Kvazi.	Ψ	-	-	-	0	0,5

Tabulka 36 - Kombinace 2 (MSP)

	2.	Stálé zatížení			Proměnné zatížení	
		Vlastní tíha	Ost. stálé	Nerovnom. poklesy podpor	**gr1**	Rovnoměrné ochlazení
	γ	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Char.	Ψ	-	-	-	-	0,6
Častá	Ψ	-	-	-	0,4	0,5
Kvazi.	Ψ	-	-	-	0	0,5

Tabulka 37 - Kombinace 3 (MSP)

	3.	Stálé zatížení			Proměnné zatížení	
		Vlastní tíha	Ost. stálé	Nerovnom. poklesy podpor	**gr2**	Rovnoměrné teplení
	γ	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Char.	Ψ	-	-	-	-	0,6
Častá	Ψ	-	-	-	0	0,5
Kvazi.	Ψ	-	-	-	0	0,5

Tabulka 38 - Kombinace 4 (MSP)

	4.	Stálé zatížení			Proměnné zatížení	
		Vlastní tíha	Ost. stálé	Nerovnom. poklesy podpor	**gr2**	Rovnoměrné ochlazení
	γ	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Char.	Ψ	-	-	-	-	0,6
Častá	Ψ	-	-	-	0	0,5
Kvazi.	Ψ	-	-	-	0	0,5

Tabulka 39 - Kombinace 5 (MSP)

	5.	Stálé zatížení			Proměnné zatížení	
		Vlastní tíha	Ost. stálé	Nerovnom. poklesy podpor	**Rovnoměrné oteplení**	gr1
	γ	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Char.	Ψ	-	-	-	-	0,4
Častá	Ψ	-	-	-	0,6	0
Kvazi.	Ψ	-	-	-	0,5	0

Tabulka 40 - Kombinace 6 (MSP)

	6.	Stálé zatížení			Proměnné zatížení	
		Vlastní tíha	Ost. stálé	Nerovnom. poklesy podpor	**Rovnoměrné oteplení**	gr2
	γ	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Char.	Ψ	-	-	-	-	0
Častá	Ψ	-	-	-	0,6	0
Kvazi.	Ψ	-	-	-	0,5	0

Tabulka 41 - Kombinace 7 (MSP)

	7.	Stálé zatížení			Proměnné zatížení	
		Vlastní tíha	Ost. stálé	Nerovnom. poklesy podpor	**Rovnoměrné ochlazení**	gr1
	γ	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Char.	Ψ	-	-	-	-	0,4
Častá	Ψ	-	-	-	0,6	0
Kvazi.	Ψ	-	-	-	0,5	0

Tabulka 42 - Kombinace 8 (MSP)

	8.	Stálé zatížení			Proměnné zatížení	
		Vlastní tíha	Ost. stálé	Nerovnom. poklesy podpor	**Rovnoměrné ochlazení**	gr2
	γ	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Char.	Ψ	-	-	-	-	0
Častá	Ψ	-	-	-	0,6	0
Kvazi.	Ψ	-	-	-	0,5	0

Tabulka 43 - Ohybové momenty (MSP - dokončená stavba)

MSP		**Ohybový moment M_y [kNm]**											
		Řez 5	**Řez 10 ≈ Řez 60**		**Řez 15**	**Řez 20 ≈ Řez 50**			**Řez 25**	**Řez 30 ≈ Řez 40**			**Řez 35**
		Řez 65	**L**	**P**	**Řez 55**	**L**	**P**	**Vzpěra**	**Řez 45**	**L**	**P**	**Vzpěra**	
Char.	**MIN**	271,23	-8 637,08	-8 637,08	966,87	-12 894,86	-6 498,64	-6 769,09	-17 172,31	-42 546,97	-53 893,20	-11 451,89	11 378,04
	MAX	4 002,27	-2 603,76	-2 603,76	5 642,15	-911,28	3 232,67	-3 705,43	-10 188,98	-30 043,30	-38 423,38	-7 841,52	15 931,89
Častá	**MIN**	995,56	-6 836,80	-6 836,80	1 832,24	-9 717,38	-4 202,43	-5 644,01	-14 224,67	-36 196,07	-45 772,96	-9 726,27	11 604,50
	MAX	2 941,85	-3 515,73	-3 515,73	4 245,84	-3 036,72	1 184,70	-4 029,71	-10 785,16	-30 817,37	-39 326,85	-8 090,09	13 682,94
Kvazi.	**MIN**	1 439,96	-5 713,59	-5 713,59	2 346,63	-7 803,78	-2 835,09	-4 934,79	-12 324,23	-31 989,73	-40 466,72	-8 592,36	11 659,23
	MAX	2 274,74	-4 044,04	-4 044,04	3 375,37	-4 255,89	-22,70	-4 206,46	-11 120,14	-31 304,86	-39 916,98	-8 239,85	12 221,40

Tabulka 44 - Normálové síly (MSP - dokončená stavba)

MSP		**Normálová síla N [kN]**						
		Řez 20 ≈ Řez 50		**Řez 25**	**Řez 30 ≈ Řez 40**			**Řez 35**
		P	**Vzpěra**	**Řez 45**	**L**	**P**	**Vzpěra**	
Char.	**MIN**	1 235,52	-3 961,72	1 235,52	1 235,52	-11 059,64	-14 809,14	-11 059,64
	MAX	3 823,01	-798,72	3 823,01	3 823,01	-6 139,96	-10 989,01	-6 139,96
Častá	**MIN**	1 733,78	-3 093,84	1 733,78	1 733,78	-9 140,58	-12 840,07	-9 140,58
	MAX	3 089,22	-1 806,35	3 089,22	3 089,22	-6 770,04	-11 177,00	-6 770,04
Kvazi.	**MIN**	2 032,66	-2 554,94	2 032,66	2 032,66	-7 903,87	-11 541,09	-7 903,87
	MAX	2 634,49	-1 863,86	2 634,49	2 634,49	-7 145,93	-11 288,12	-7 145,93

Při práci s jednotlivými kombinacemi jsem došel k závěru, že kombinace obsahující sestavu zatížení gr2 nezpůsobují v drtivé většině extrémní hodnoty. V dalších výpočtech tak pracuji pouze s kombinacemi se sestavou zatížení gr1. Používám tak celkem 4 kombinace. Kombinace pro MSÚ vypracuji až pro finální předepnutou variantu.

5.8 Zjednodušená dynamická analýza

Vybranou variantu jsem si namodeloval jak ve stávajícím 2D - Rám XZ, tak ve 3D, kde jsem se vytvořil deskostěnový model. Z deskostěnového modelu lze získat i jiné než svislé ohybové vlastní tvary, jako jsou vodorovné a torzní. Z 2D modelu jsem získal pouze svislé ohybové tvary, které uvádím v kapitole 5.4 a jejichž průběh je obdobný jako u nynější varianty. Získané vlastní frekvence jsem porovnal v Tabulce 50. Vlastní tvary si odpovídající jsem dal do stejného řádku a uvedl jejich procentuální rozdíl, který maximálně nabýval hodnot 3,5 %. Tato hodnota mi potvrdila, že by deskostěnový model mohl být správně sestaven.

Obrázek 216 - Deskostěnový model SCIA

Tabulka 45 - Vlastní frekvence na různých modelech bez započítání tíhy ost. stálého

Vlastní frekvence [Hz]					
Deskostěnový	**Prutový 2D**	Popis tvaru	**Deskostěnový**	**Prutový 2D**	**Rozdíl**
Číslo vl. tvaru	Číslo vl. tvaru		f_i [Hz]	f_i [Hz]	[%]
1.	**1.**	Svislý ohybový	0,8626	0,8803	2,05%
2.	**2.**	Svislý ohybový	0,9551	0,9729	1,86%
3.	-	Vodorovný příčný	1,4304	-	-
4.	-	Torzní kroutivý	2,3418	-	-
5.	-	Vodorovný příčný	2,3469	-	-
6.	**3.**	Svislý ohybový	2,6853	2,7270	1,55%
7.	-	Torzní kroutivý	2,9127	-	-
8.	-	Vodorovný příčný	3,1510	-	-
9.	**4.**	Svislý ohybový	3,2670	3,3732	3,25%
10.	**5.**	Svislý ohybový	3,6894	3,8181	3,49%
11.	**6.**	Svislý ohybový	4,1024	4,2182	2,82%
12.	-	Vodorovný příčný	4,7127	-	
13.	**7.**	Svislý ohybový	4,9595	5,0590	2,01%
14.	**8.**	Svislý ohybový	5,1569	5,3274	3,31%
15.	-	Torzní kroutivý	5,4417	-	-
16.	-	Torzní kroutivý	6,3908	-	-
17.	-	Torzní kroutivý	6,6384	-	-
18.	-	Svislý ohybový	6,8586	-	-
19.	-	-	6,9122	-	-
20.	-	Torzní kroutivý	6,9794	-	-

Svůj deskostěnový model jsem chtěl zpřesnit a vypočíst odezvu na harmonické zatížení pohybem chodců. Do vlastních frekvencí jsem započítal tíhu ostatních stálých zatížení, jako je tíha říms, izolace a zábradlí. Zde jsem pozoroval jev, který mně osobně přišel zajímavý. Bez započítání hmoty ostatního stálého byl 7. vlastní tvar charakteru torzně kroutícího a předchozí 6. vlastní tvar byl svislý ohybový. Po započtení hmoty ostatního stálého zatížení se všem vlastním tvarům změnily vlastní frekvence (přibližně o 10-20 %) a tyto dva tvary se dokonce prohodily.

Tabulka 46 - Vlastní frekvence po započítání ost. stálého

Vlastní frekvence [Hz]		
Číslo vl. tvaru	**Popis tvaru**	**f_i [Hz]**
1.	Svislý ohybový	0,781
2.	Svislý ohybový	0,854
3.	Vodorovný příčný	1,284
4.	Torzní kroutivý	2,047
5.	Vodorovný příčný	2,102
6.	Torzní kroutivý	2,284
7.	Svislý ohybový	2,406
8.	Vodorovný příčný	2,835
9.	Svislý ohybový	2,912
10.	Svislý ohybový	3,299
11.	Svislý ohybový	3,668
12.	Vodorovný příčný	4,153
13.	Torzní kroutivý	4,357
14.	Svislý ohybový	4,405
15.	Svislý ohybový	4,576
16.	Torzní kroutivý	5,086
17.	Torzní kroutivý	5,268
18.	Vodorovný příčný	5,632
19.	Torzní kroutivý	5,916
20.	Torzní kroutivý	5,917

Určil jsem přibližnou hodnotu logaritmického dekrementu, který je podle [39, s. 14-15] s odkazem na [41] uvažován jako součet ze tří hodnot (materiálový útlum, konstrukční útlum a útlum dle typu uložení). Výsledný logaritmický dekrement jsem tedy stanovil hodnotou δ=0,055. Poměrný útlum ξ jsem určil podle přibližného vzorce níže pro malé útlumy uvedený v [42, s. 13], ze kterého jsem dostal hodnotu 0,875 %.

$$\xi = \frac{\delta}{2\pi}$$

Přibližnou analýzu zrychlení konstrukce způsobených harmonickým zatížením davem chodců jsem provedl v souladu s postupem uváděným v [43] s odkazy na [41].

Pro harmonické zatížení jedním chodcem jsou v [43] uvedeny tyto síly:

$$F_{p,v}(\mathrm{t}) = 180 \cdot \sin(2 \cdot \pi \cdot f_v \cdot \mathrm{t})$$

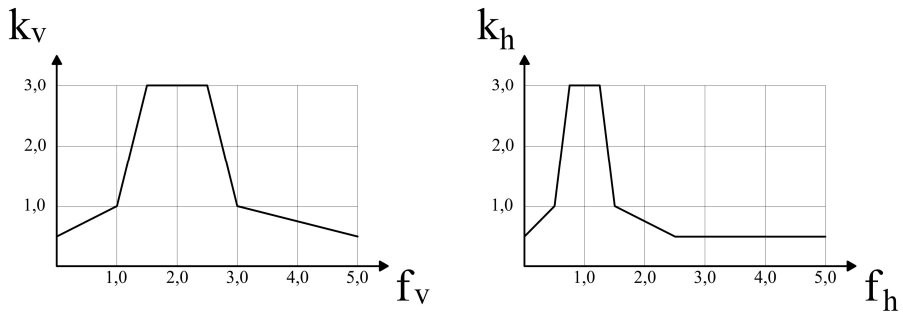
$$F_{p,h}(\mathrm{t}) = 70 \cdot \sin(2 \cdot \pi \cdot f_h \cdot \mathrm{t})$$

Pro případ zatížení skupinou 8-10 chodců jsou to síly:

$$F_{gp,v}(\mathrm{t}) = 180 \cdot k_v(f_v) \cdot \sin(2 \cdot \pi \cdot f_v \cdot \mathrm{t})$$

$$F_{gp,h}(\mathrm{t}) = 70 \cdot k_h(f_h) \sin(2 \cdot \pi \cdot f_h \cdot \mathrm{t})$$

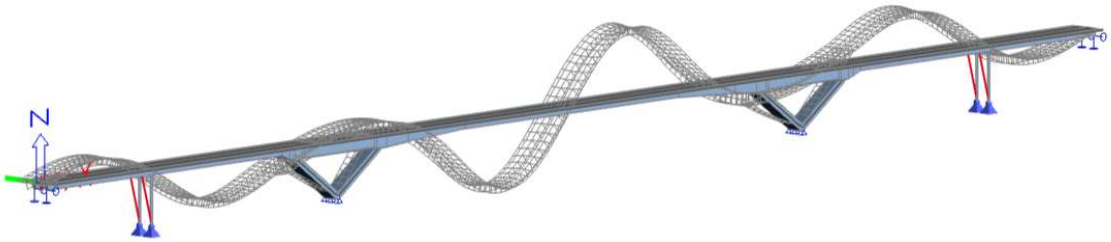
V případě uvažování zatížení skupinou chodců je dle [43, s. 530] vhodné do místa působení síly vložit hmotu o velikosti 800 kg, která by měla reprezentovat váhu skupiny. Harmonické síly jsem vždy umístil do míst největších výchylek u jednotlivých vlastních tvarů.



Obrázek 217 - Grafy k_v a k_h (zdroj [41])

Po zadání bodové hmoty reprezentující skupinku chodců jsem si znovu zjistil hodnoty vlastních frekvencí, které byly nepatrně odlišné než bez započítání této hmoty. Z grafů na Obrázku 217 jsem získal jednotlivé koeficienty k_v a k_h. Vyšetřil jsem prvních 20 vlastních tvarů. Uvádím zde jen ty nejvýznamnější. Pro svislé ohybové kmitání jsem jako nejhorší shledal vlastní tvary číslo 7 a 9 s hodnotami vlastní frekvence 2,41 a 2,91 Hz. Pro kmitání vodorovné jsem očekával, že kritický bude vlastní tvar číslo 3 s vlastní frekvencí 1,28 Hz.

Obrázek 218 - Pohled na 3. vl. tvar (f=1,28 Hz)



Obrázek 219 - Pohled na 7. vl. tvar (f=2,41 Hz)

Obrázek 220 - Pohled na 9. vl. tvar (f=2,91 Hz)

Provedl jsem výpočet jak pro zatížení jednotlivým chodcem, tak skupinou chodců. Všechny vypočtené amplitudy zrychlení jsou výrazně menší než limitní hodnoty. Mé obavy o vzdorování konstrukce při dynamickém zatěžování tak byly zdá se zbytečné.

Tabulka 47 - Výsledky dynamického výpočtu

	Číslo vl. tvaru	Popis tvaru	Vlastní frekvence	Amplituda síly	Amplituda výchylky	Vlast. kruh. frek. ω	Amplituda zrychlení	Limitní zrychlení
	[-]	[-]	[Hz]	[N]	[mm]	[s^{-1}]	[m/s^2]	[m/s^2]
1 chodec	3	Vodorovný	1,2838	70	0,157	8,07	**0,0102**	0,2
	7	Svislý	2,4066	180	0,081	15,12	**0,0185**	0,7
	9	Svislý	2,9138	180	0,176	18,31	**0,0590**	0,7
Skupina	3	Vodorovný	1,2825	191,07	0,430	8,06	**0,0279**	0,2
	7	Svislý	2,4040	540	0,447	15,10	**0,1019**	0,7
	9	Svislý	2,9071	243,14	0,244	18,27	**0,0814**	0,7

U vlastního tvaru číslo 9 jsem zaznamenal největší amplitudu zrychlení ve směru osy z při zatížení jedním chodcem. Při zatížení simulující skupinku chodců si však prvenství nezachoval. Zde totiž do zatížení vstupuje zmiňovaný součinitel k_v, který u 7. vl. tvaru nabývá maximální možné hodnoty 3,0 a u 9. vl. tvaru dostáváme hodnotu pouze 1,35. Tento součinitel zohledňuje pravděpodobnost toho, že by chodci ve skupině šli s frekvencí stejnou jako je právě vyšetřovaná vlastní frekvence. Z grafu pro k_v můžeme vidět, že největší hodnoty součinitele dostáváme pro hodnoty frekvencí 1,5 Hz až 2,5 Hz, kam již 9. vl. tvar nespadá a hodnota součinitele tak dramaticky klesla.

Hodnoty limitního zrychlení jsem nejprve odečetl z výpočetního programu. Raději jsem však výsledky ověřil pomocí vzorce,

$$a = \omega^2 \cdot A$$

kde a značí hodnotu zrychlení, ω představuje vlastní kruhovou frekvenci a A je amplituda výchylky. Výsledky jsem obdržel stejné.

5.9 Postup výstavby

Pro návrh a posouzení konstrukce je v mém případě velice důležitý postup výstavby jednotlivých částí objektu. Na Obrázku 221 jsou uvedeny jednotlivé fáze postupu výstavby.

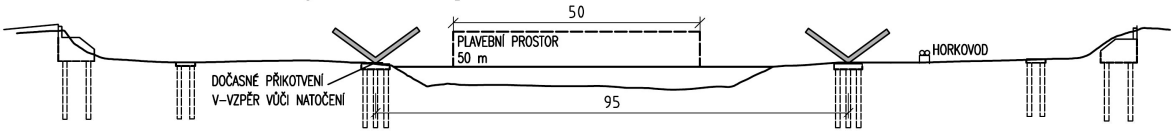
Nejdříve budou vytvořeny základové konstrukce a krajní opěry. Následuje betonáž V-vzpěr, ty uvažuji odbednit po 14 dnech. Poté bude na skruži betonováno střední pole s krajními náběhy. V řečišti řeky Vltavy budou použity bárky. Pro využití betonáže skruže bude nutno dočasně zmenšit průplavní prostor. Je možné, že by betonáž této fáze probíhala v zimních období, kdy není lodní doprava na Vltavě tak frekventovaná. V mé další práci tedy uvažuji, že mi povodí Vltavy povolilo dočasně zmenšit průplavní prostor ze šířky 50 m na 20 m. Právě z důvodu urychlení omezení jsem navrhl odbednit tuto část konstrukce již po 10 dnech. Poté následuje předepnutí 1. skupiny kabelu. Jedná se o zvedané kabely, které jsou zakotveny na koncích tohoto uvažovaného celku. Dále budou předepnuty části kabelů ze skupin 2 a 3. Ty jsou vždy na jednom konci zakotveny pomocí mrtvých kotev ve vzdálenosti 12,5 m od místa vetknutí vnitřní V-vzpěry do příčle. Poté pokračují až na finální konce konstrukce u opěr, takže bude nutné použít spojky v místech pracovních spár. Tyto kabely budou tedy předepnuty, zakotveny a

kotvy opatřeny spojkami. Poté bude vybetonována krajní část konstrukce. Ta bude následně předepnuta zbývající částí kabelů ze skupiny 2. To samé je uvažováno na straně druhé.

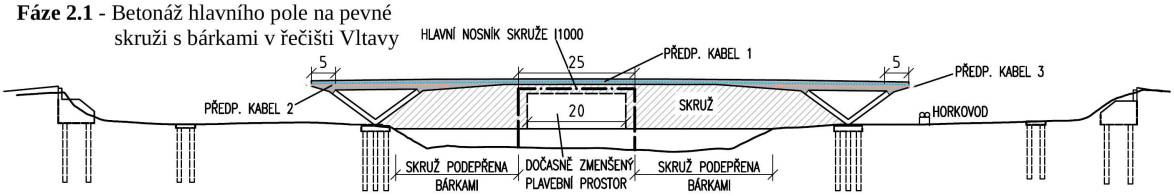
Takže ve výsledku bude konstrukce předepínána v 5 vlnách. Nejdříve střední pole kabely skup. 1, 2 a 3 a poté jedno krajní pole zbývajícími kabely skup. 2 a druhé krajní pole zbývajícími kabely skup. 3.

Ve svém návrhu uvažuji paty V-vzpěr do dne 75 výstavby jako vetknuté. V tomto čase budoe uvolněno dočasné přikotvení konstrukce a uložení bude neposuvné kloubové.

Fáze 1 - Hlubinné založení stavby a betonáž V-vzpěr



Fáze 2.1 - Betonáž hlavního pole na pevné skruži s bárkami v řečišti Vltavy



Fáze 2.2 - Předepnutí kabelu 1 a předepnutí části kabelů 2 a 3

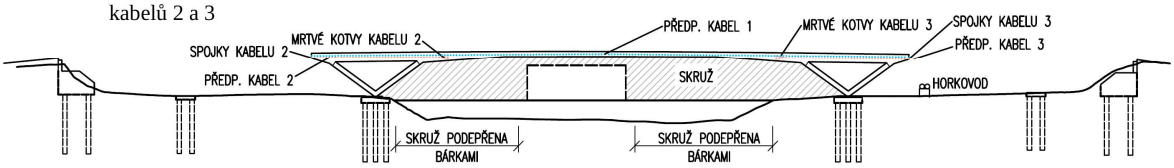
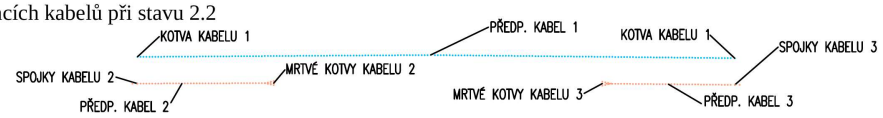
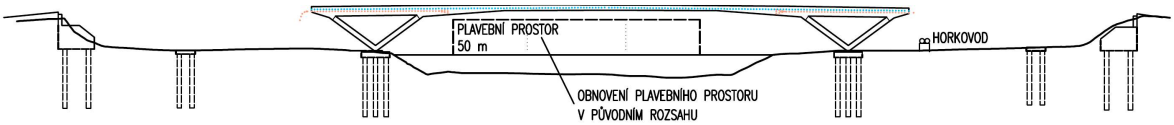


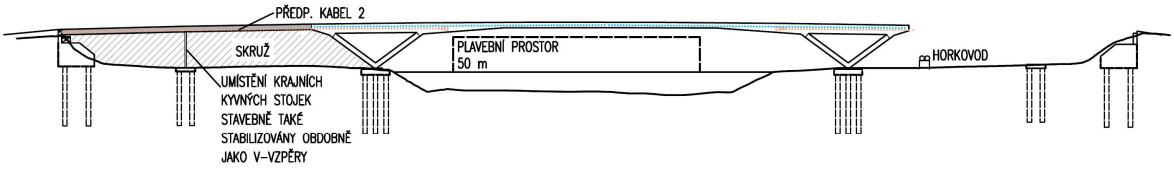
Schéma předepínacích kabelů při stavu 2.2



Fáze 2.3 - Odskružení středního pole



Fáze 3.1 - Betonáž prvního krajního pole, umístění kyv. stojky a následné předepnutí kabelu 2



Fáze 3.2 - Betonáž druhého krajního pole, umístění kyv. stojky a následné předepnutí kabelu 3

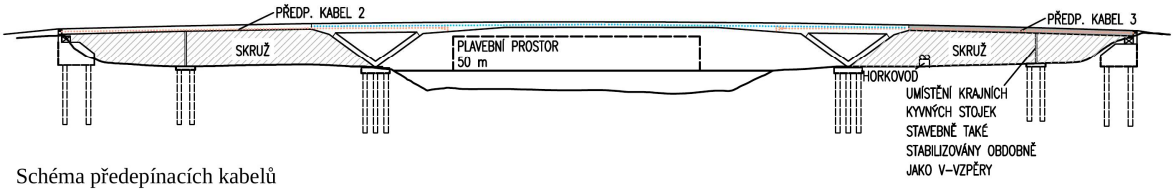
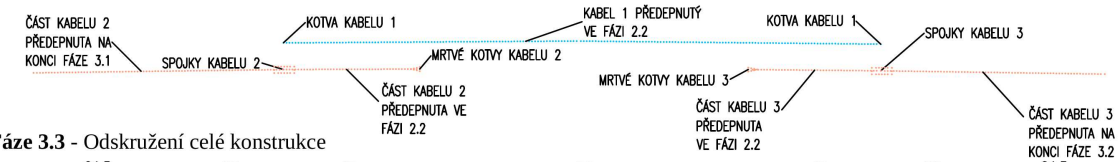
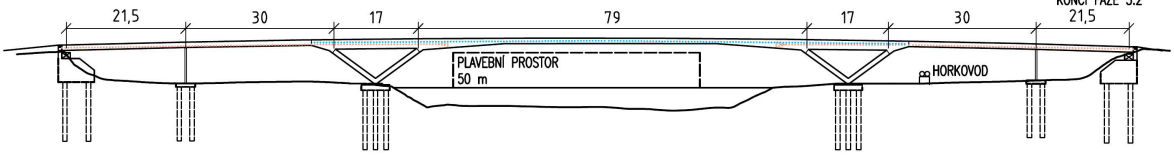


Schéma předepínacích kabelů



Fáze 3.3 - Odskružení celé konstrukce



Obrázek 221 - Schématický postup výstavby

5.9.1 TDA analýza

Pro zahrnutí postupu výstavby konstrukce jsem použil modul TDA ve výpočetním programu SCIA Engineer 19.1.2030. Ve výpočtu byla uvažována vlhkost prostředí 70 %. Doba ošetřování vybetonovaných prvků byla zadána jako 7 dní od vybetonování. Část betonovaná ve středním poli byla odbedněna a předepnuta po 10 dnech. Vzpěry a krajní pole po 14 dnech.

Tabulka 48 - Jednotlivé fáze výstavby

Název fáze	Globální čas začátku fáze	Ošetřováno (lokálně)	Bednění (lokálně)
V-vzpěry	0	7	14
Betonáž středního pole	14	7	14
Předepnutí kabelu 1	28		
Předepnutí kabelu 2	29		
Předepnutí kabelu 3	30		
Betonáž levého krajního pole	31	7	14
Předepnutí levého krajního pole	45		
Betonáž pravého krajního pole	46	7	14
Předepnutí pravého krajního pole	60		
Ostatní stálé	75		
Uvedení do provozu	100		
Provoz 100 let	36500		

Ve svých výpočtech neuvažuji diferenciální smršťování, kdy jinak smršťují jindy betonované části průřezu. Zjednodušeně uvažuji, že průřezy jsou betonovány v celku.

5.10 Návrh předpětí

Předpětí jsem navrhoval ve výpočetním programu SCIA Engineer 19.1.2030 jako součást analýzy TDA.

Stupeň protikorozní ochrany jsem uvažoval dle [44]: *„PL2 - Předpínací výztuž zainjektovaná v plastovém kanálku. Kovová povlakovaná výztuž. Nekovová předpínací výztuž.“*

S ohledem na relativně vysokou možnou agresivitu prostředí byl učiněn návrh předpětí na dekompresi při časté kombinaci.

Je mi zcela jasné, že nedokážu hned na první pokus navrhnout správně fungující předpětí konstrukce. Z důvodu vnitřní statické neurčitosti konstrukce tuším, že staticky neurčitá složka předpětí bude rozhodně značná. Navíc u mé konstrukce předpětím nevzniknou jen staticky neurčité momenty, ale i posouvající a normálové síly. Počítám tedy s tím, že proces návrhu předpětí na mé konstrukci bude do určité míry poměrně iterační. Přinejmenším první návrh předpětí provedu spíše z toho důvodu, abych viděl, jak se předpětí na konstrukci chová a do jaké míry je reálné danou konstrukci předepnout.

5.10.1 Krycí vrstva

Jmenovitou hodnotu tloušťky betonové krycí vrstvy jsem stanovil v souladu s postupem uvedeným v [34, s. 134] a [45, s. 20]. Nominální krycí vrstvy se vypočte podle vztahu níže.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

kde pro c_{min} použiji vztah níže a Δc_{dev} uvažuji hodnotou 10 mm.

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

Pro předpínací výztuž dostávám hodnoty:

$$c_{min} = max\{80\ ;\ 65 + 0 - 0 - 0; 10\ mm\}$$

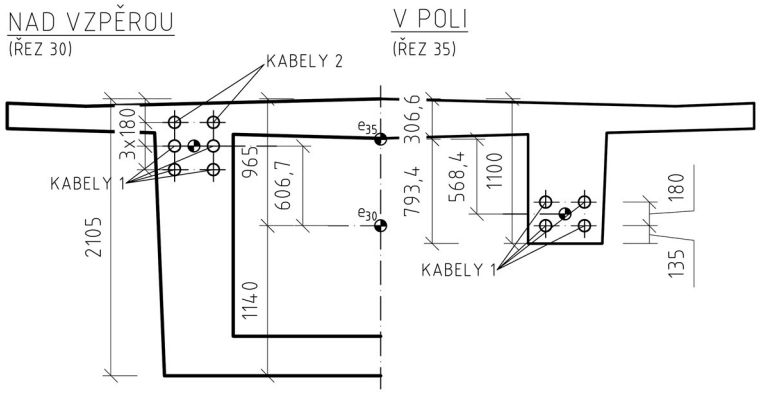
$$c_{nom} = 80 + 10 = 90\ mm$$

5.10.2 Mezery mezi kabelovými kanálky

Dle informací uvedených v [34, s. 140-141] jsou minimální hodnoty mezer mezi kabelovými kanálky závislé na průměrech kanálků, největším rozměru kameniva a konstantních minimálních vzdálenostech. Při předběžném uvažování průměru kabelových kanálků 90 mm vychází zároveň svislé i vodorovné mezery shodně také 90 mm.

5.10.3 První návrh

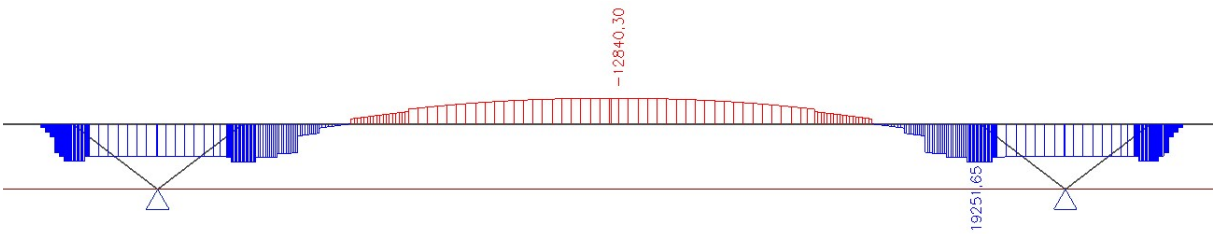
Ve svém prvotním návrhu předpětí jsem navrhl do skupiny kabelů 1 celkem 8 kabelů a do skupin 2 a 3 po 4 kabelech. Jedná se o průběžně zvedané kabely sestávající z 19 sedmidrátových lan o průměru 15,7 mm. Tedy průřezová plocha jednoho kabelu je 2 850 mm^2. V modulu TDA jsou ztráty předpětí v jednotlivých časových uzlech počítány automaticky. Při vnesení předpětí se pohybují mezi 5 až 6,6 %. Ztráty napětí v kabelech v době uvedení do provozu jsou v rozmezí přibližně 9-14 %. Na konci životnosti dosahují lokálně hodnot až 30 %.



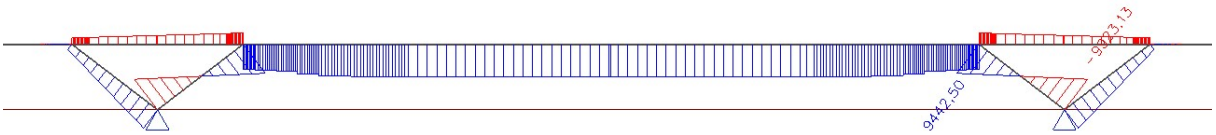
Obrázek 222 - Příčný řez s polohou kabelů v řezech 30 a 35

Geometrii vedení kabelů do výpočetního softwaru jsem zadával pomocí tečnového polygonu, ve kterém lze nejlépe zajistit polohu navrhovaných kabelů.

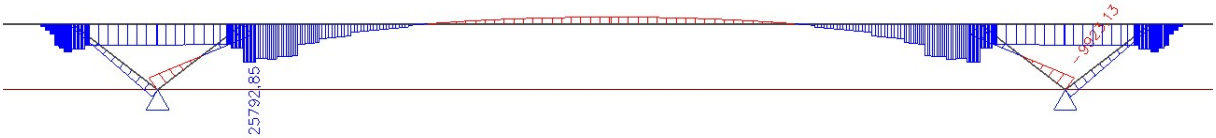
Z důvodu vnitřní statické neurčitosti jsou obrovské staticky neurčité veličiny od předpětí. Jako příklad zde uvádím tyto veličiny od první vlny předpětí skupiny kabelů 1.



Obrázek 223 - Primární moment od předpětí skupiny 1



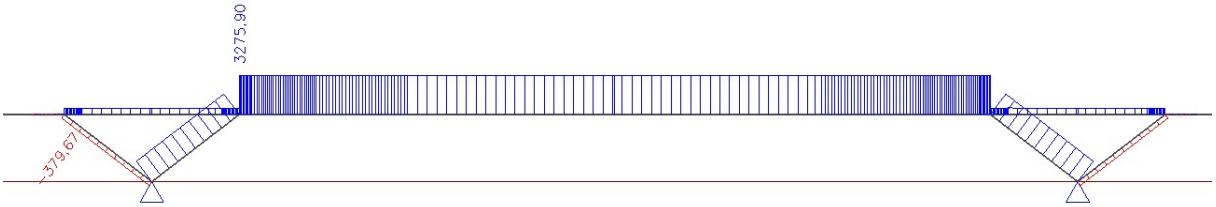
Obrázek 224 - Sekundární moment od předpětí skupiny 1



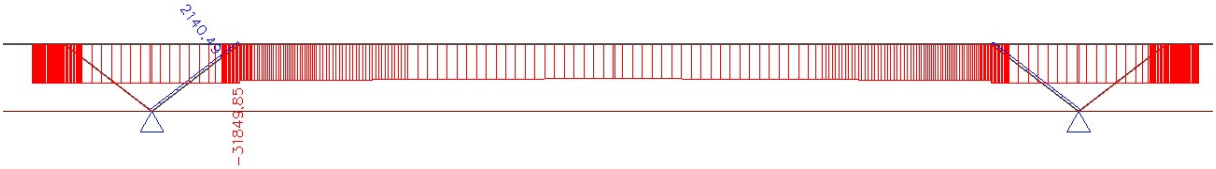
Obrázek 225 - Celkový moment od předpětí skupiny 1

V případě spojitého nosníku vznikají staticky neurčité pouze momenty. V mém případě se k nim však přidávají staticky neurčité složky normálových i posouvajících sil. Z průběhů momentů výše lze vyčíst, že z vneseného primárního momentu o velikosti -12,8 MNm je vlivem statické neurčitosti konstrukce výsledný moment pouze -4,4 MNm.

Obrázek 226 - Primární normálová síla od předpětí skupiny 1



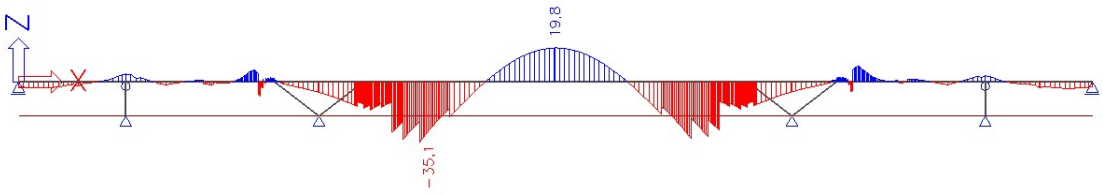
Obrázek 227 - Sekundární normálová síla od předpětí skupiny 1



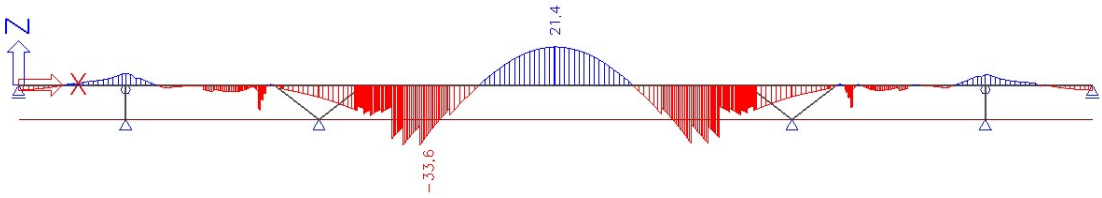
Obrázek 228 - Celková normálová síla od předpětí skupiny 1

Účinnější by bylo vnášet předpětí do méně staticky neurčité konstrukce. Například navrhnout takový postup výstavby, ve kterém by bylo možné předpětí vnést před zmonolitněním příčle s hlavami V-vzpěr. V tom případě by byly staticky neurčité veličiny nulové a vnesené předpětí by bylo nejúčinější. Nedovedu si však představit, jak by bylo možné následně provést kvalitní zmonolitnění v tomto místě, ve kterém uvažuji vetknutí vzpěr do příčle. Dále si myslím, že při předepnutí takto staticky určité konstrukce by došlo ke zdeformování konstrukce. To by přineslo zakřivení nivelety. Tu lze zpět „narovnat“ pomocí vnesení staticky neurčitých vnitřních sil. Proto ve všech následujících úvahách počítám s předpínáním po vetknutí vzpěr do příčle. Na druhou stranu, při vnášení předpětí do konstrukce

posuvně uložené na vzpěrách by sice nevyvolalo staticky neurčité vnitřní síly, ale je výraznější změna statického schématu a bude i výraznější redistribuce vnitřních sil v průběhu životnosti.



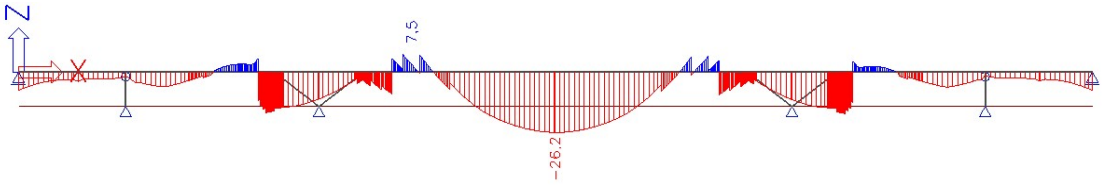
*Obrázek 229 - Největší možná tahová napětí na dolních vláknech **UP** - Častá kombinace*



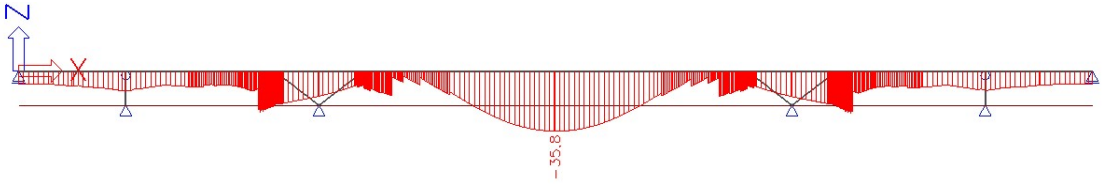
*Obrázek 230- Největší možná tahová napětí na dolních vláknech **KŽ** - Častá kombinace*

Můj odhad předpětí očividně naprosto selhal v řezu 35 v hlavním poli, kde jsem při časté kombinaci UP získal u dolních vláken tah o velikosti 19,8 MPa. Bohužel se domnívám, že pouhým přidáním předpínací výztuže do tohoto průřezu by příliš nepomohlo. Jeho horní vlákna jsou nyní tlačená hodnotou -26,2 MPa. Excentricitu v tomto řezu jsem již navrhl maximální. Proto v dalších návrzích učiním příčel částečně tužší, a to pomocí prodloužení a zjemnění náběhů do středního pole. Příliš velké rozdíly v průřezech jednotlivých dílců způsobují „schody se špičkami“ napětí.

Ne příliš vhodně se jeví návrh předpětí i v řezech 20L, kde jsem také získal tahová napětí na dolních vláknech. Zde bude také nutné upravit náběhy, které jsem navrhl příliš krátké a relativně poddajné.



*Obrázek 231 - Největší možná tahová napětí na horních vláknech **UP** - Častá kombinace*



*Obrázek 232- Největší možná tlaková napětí na horních vláknech **UP** - Častá kombinace*

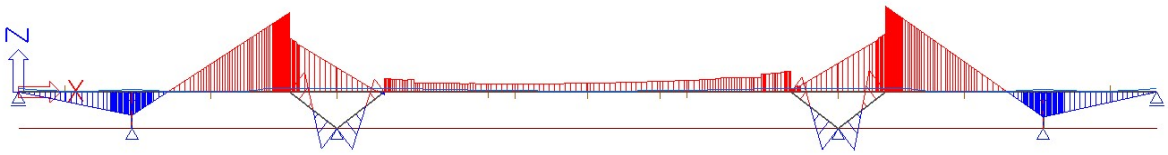
Nevyhovující jsou také tlaková napětí v určitých řezech. Kromě dekomprese je totiž nutné posoudit i nadměrné tlakové napětí v betonu. Podrobnější analýzu všech jednotlivých fází předpětí a faktu, zda by průřezy vyhověly provedu až pro vhodněji navržené předpětí.

Nad stojkami v řezu 10 jsem také získal tahová napětí u dolních vláken. Na začátku životnosti konstrukce jsou nejsilnější účinky předpětí, které v těchto vláknech vyvolávají tah. Naopak na konci životnosti je vliv předpětí nejmenší. V tomto čase ale k tahovým napětím v těchto vláknech nepříznivě přispívají účinky dotvarování a smršťování konstrukce, jak podrobněji uvádím v následující kapitole 5.10.3.1.

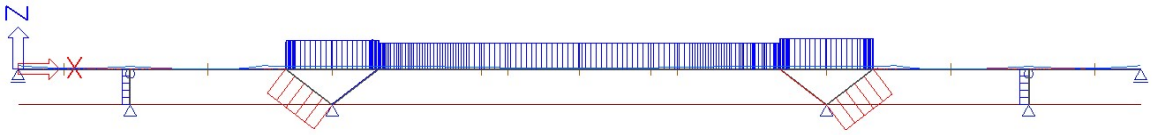
Rovněž jsem zjistil, že u mé konstrukce hrají mnohem významnější roli zatížení stálá a jejich působení po celou dobu životnosti než zatížení proměnná.

5.10.3.1 Účinky dotvarování a smršťování

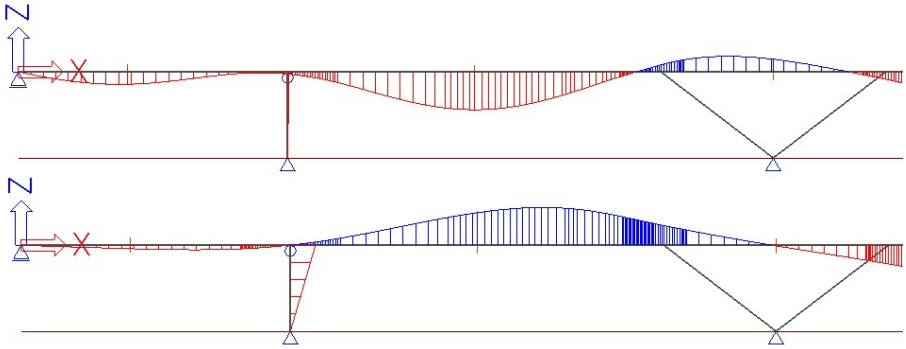
Modul TDA umožňuje navrhovat konstrukce i s ohledem na jejich dotvarování a smršťování. Jelikož má konstrukce je vnitřně staticky neurčitá, tyto jevy rozhodně není možno zanedbat. V oblasti dotvarování je možno o mé konstrukci mluvit jako o nehomogenní. [46, s. 104] Dochází zde k redistribuci vnitřních sil v průběhu času.



Obrázek 233 - Schématický průběh ohybového momentu od účinků dotvarování a smršťování na konstrukci



Obrázek 234 - Schématický průběh normálových sil od účinků dotvarování a smršťování



Obrázek 235 - Porovnání charakteru deformací (nahoře stálé zatížení, dole dotvarování a smršťování)

Na obrázku výše je zřejmý rozdíl v namáhání krajní části konstrukce od stálých zatížení a od vlivů dotvarování a smršťování. U prvního jmenovaného namáhání dostáváme klasicky v poli tažená vlákna dole, zatímco nad podporou nahoře. Na nižší části obrázku je vidět, že od dotvarování a smršťování se pole přilehlé V-vzpěrám zvedá. Dochází tak v poli s řezem 15 k tahu u horních vláken. Lze si všimnout i mnohem markantnějšího vodorovného posunu kyvné stojky. Právě od smršťování a dotvarování je průřez nad stojkou u dolních vláken tažený a u horních vláken tlačený.

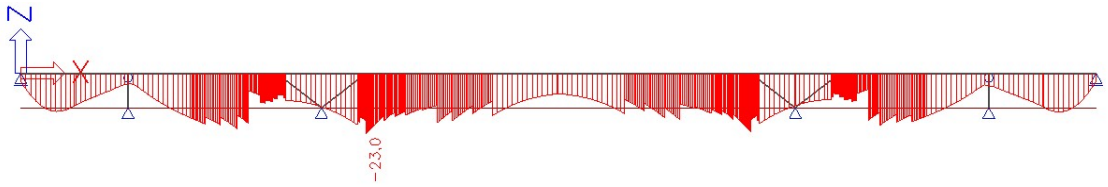
V jednodušších případech je možno proces redistribuce urychlit například řízeným poklesem podpor na začátku životnosti. Bohužel v mém případě by to bylo jen velmi těžko proveditelné. Bylo by totiž nutno navrhnou poklesy několika podpor, což by s sebou mohlo potenciálně přinášet i nepříznivá namáhání.

V průběhu řešení prvního návrhu konstrukce jsem tedy v oblasti dotvarování a smršťování narazil na několik problémů, které se u ní vyskytují na KŽ, které zde krátce shrnu.

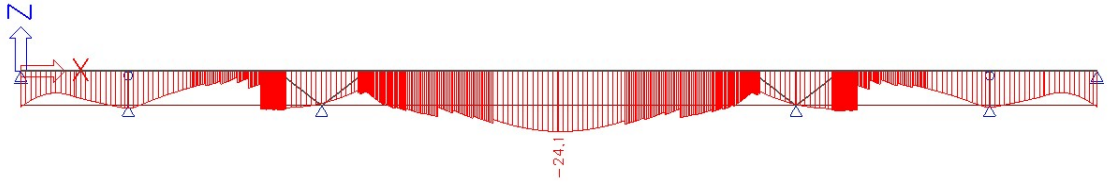
- Uprostřed hlavního rozpětí u dolních vláken, kde se po dobu životnosti vyčerpává tlaková rezerva a mohlo by dojít k tahu. Tato skutečnost mě nepřekvapila.
- U dolních vláken nad kyvnými stojkami, kdy není obtížné, zde dostat tahová napětí, na která jsem původně nebyl připraven, protože jsem neočekával možný vznik tahových napětí u dolních vláken nad podporou.
- U horních vláken v blízkosti vnějších vzpěr v místě kotvení výztuže ze středního pole. Právě v těchto místech končí náběh tvořený komorovým průřezem a dále již pokračuje jen náběh tvořený dvoutrámovým průřezem. Takže z jedné strany mám tuhou komoru, která je relativně dost předpjatá a z druhé strany poddajný dvoutrámový průřez, ve které je o poznání méně předpětí. Právě od místa poddajnější příčle směrem ke kyvným stojkám je možné dostat tažená horní vlákna. Zároveň dolní vlákna v tomto průřezu mohou být nadměrně tlačená.

Zamýšlel jsem se tedy, jak teoreticky lze zmírnit tyto vlivy od dotvarování a smršťování.

Prvním způsobem jsou již zmíněné řízené poklesy podpor. Tuto variantu jsem se pokusil namodelovat, abych viděl, jak by tato teorie fungovala. Navrhl jsem řízené poklesy podpor pod V-vzpěrami o hodnotě 75 mm v době těsně před uvedením do provozu. Skutečně jsem vyeliminoval tahová napětí na KŽ a zmírnil redistribuci vnitřních sil mezi UP a KŽ. Musel jsem však navrhnout takové předpětí, abych konstrukci řízenými poklesy nepoškodil. Zajistil jsem dekompresi v čase ihned po vnesení řízených poklesů. Uvažoval jsem, že by V-vzpěry konstrukce byly uloženy na dočasných ložiscích ve vyšší pozici, než by byla ložiska definitivní a před UP by se konstrukce snesla do definitivní polohy.



*Obrázek 236 - Napětí na dolních vláknech **KŽ** - model s řízenými poklesy*



*Obrázek 237 - Napětí na horních vláknech **KŽ** - model s řízenými poklesy*

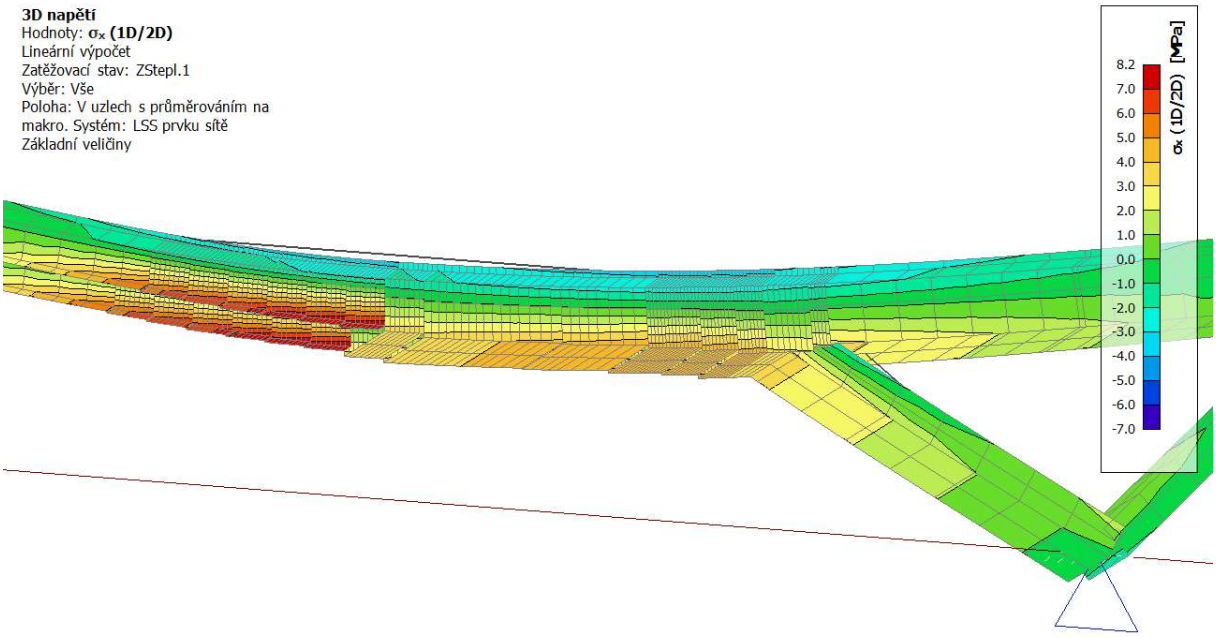
Získaná napětí byla přijatelnější, než jsem očekával. Stále jsem tedy dostával nadměrná tlaková napětí. Při aplikaci časté kombinace zatížení na KŽ jsem dostal tah na horních vláknech v oblasti těsně za pracovní spárou. V tomto místě jsem dostal v čase UP tah naopak na vláknech dolních. Ten je způsobený řízeným poklesem v patách V-vzpěr. Nejsem si úplně jist proveditelností tohoto postupu a raději bych se mu vyhnul, protože s ním nemám žádné zkušenosti. V rozvíjení této varianty řešení problému nebudu pokračovat.

Druhým způsobem, který mě napadl při řešení otázky vlivů dotvarování a smršťování na konstrukci, byl návrh uložení V-vzpěr pomocí vetknutí. Chtěl jsem tím zde zamezit volnému pootočení konstrukce. Domníval jsem se, že při zabránění potočení se nebudou deformace ve středním poli tolik propisovat do krajních polí. Při zkoušení této mé teorie ve výpočetním modelu jsem opět narazil na fakt, že nelze zamezit pootočení pouze změnou uložení. Při návrhu vetknutí jsem dostával více ohýbané vzpěry, které jsem nenavrhl nijak zvlášť tuhé, proto se relativně dost deformovali a tím se konstrukce i natáčela. Dále jsem tedy navrhoval konstrukci s vetknutím a současně vzpěry ztužené náběhy. Bohužel jsem ani zde v tomto případě nedosáhl příznivých výsledků. Jediným řešením by mohlo být přesunutí velké hmotnosti konstrukce do krajních polí. Poté by se defacto lávka ve středním poli zvedala vlivem vlastní tíhy v krajních polích. Tím by bylo možno docílit co nejmenšího natočení v patě V-vzpěr. Popřípadě lze provést tuto úvahu v kombinaci s vetknutím eventuelně i se ztuženými vzpěrami.

Posledním třetím nápadem byl návrh poddajné příčle nad V-vzpěrami, abych omezil ovlivňování krajních polí středním. Velice teoreticky by se tato varianta mohla blížit železničnímu mostu v Holešovicích, o kterém se zmiňuji v kapitole 4.3.6. Tento most sestává z několika dvoukloubových rámů, které se vzájemně minimálně ovlivňují. V mém případě bych chtěl zkusit ovlivnění jen částečně zmírnit. Bohužel ani v tomto případě jsem nebyl s výsledky spokojen. Poddajná příčle byla přemáhána předpětím, které v ní vedlo. Tato má třetí teoretická varianta mi pomohla pochopit, že takovéto omezení spolupůsobení, by pravděpodobně mé konstrukci spíše uškodilo, nežli pomohlo. Zpět jsem si uvědomil, že bych tím ztratil kouzlo mé vzpěradlové konstrukce, která funguje jako celek dohromady. Tak je nutné k ní přistupovat a řešit jí tak.

Dále jsem zkoumal vlivy rovnoměrného oteplení a ochlazení v časech UP a KŽ bez působení jiného proměnného zatížení. Při oteplení považuji za zvláště nebezpečná místa na dolních vláknech příčle za vnější vzpěrou směrem do krajního pole. V tomto místě dosahují při klasickém lineárním výpočtu bez TDA ohybové momenty svého extrému. Zároveň zde dochází díky ukončení komorového náběhu k relativně velkému poklesu tuhosti. Tahová napětí na dolních vláknech komorového průřezu nejsou tak markantní. K výraznému zhoršení tak dochází až po ukončení náběhu. Právě v tomto místě také kotvím předpínací výztuž skupiny 1 ze středního pole.

Obrázek 238 - Znázornění řešené oblasti



Obrázek 239 - Napětí na modelu bez TDA pouze od oteplení (příčle u vnější vzpěry)

Od ochlazení konstrukce je poloha extrémního momentu stejná, jako v případě minulém. Tažená jsou však samozřejmě horní vlákna. K extrémnímu skoku v napětí dochází znovu u dolních vláken a jedná se o napětí tlaková. Znovu je to dáno změnou průřezu a kotvením předpínací výztuže. Změna tahových napětí na horních vláknech není výrazná.

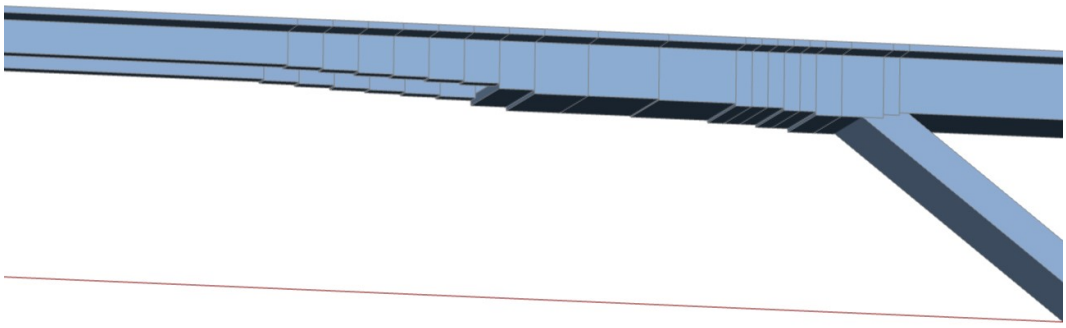
Při zkoumání této konkrétní oblasti ve spojení s dotvarováním a smršťováním je na tom lépe ZS oteplení. Podle poznatků z této podkapitoly dostávám od dotvarování a smršťování na KŽ tah na horních vláknech, stejně jako od ochlazení konstrukce. Dohromady tedy může dojít k velice nepříznivému tahovému namáhání na horních vláknech. Při oteplení dochází k tahu na druhé straně průřezu než od vlivů dotvarování a smršťování a tyto účinky tak jdou proti sobě a vzájemně se oslabují.

5.10.4 Druhý návrh

Ve svém druhém návrhu jsem se pokusil upravit jak konstrukci, tak vedení předpínacích kabelů. Po sérii iterací jsem došel k výsledkům uvedeným níže.

Obrázek 240 - Druhý návrh předepnuté konstrukce

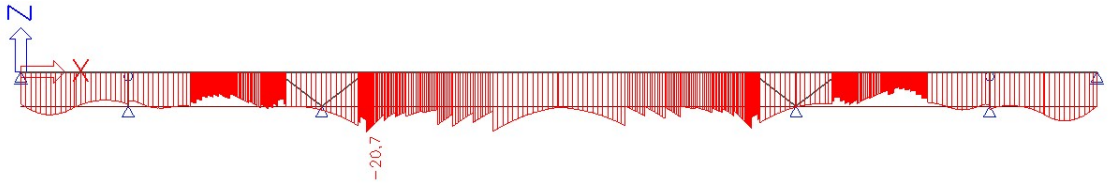
Navrhl jsem delší oba náběhy, jak do středu rozpětí hlavního pole, tak do krajních polí. Tyto náběhy jsem se snažil zjemnit, abych model přiblížil skutečnosti.



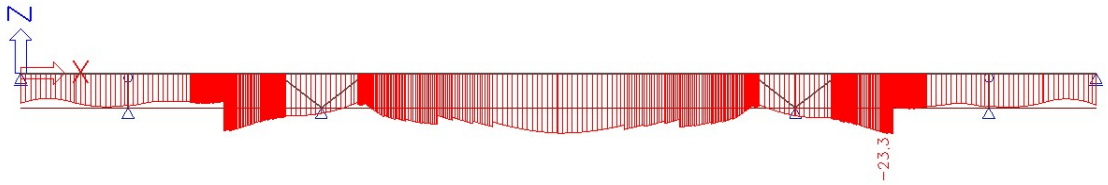
Obrázek 241 - Upravené náběhy konstrukce

Vedení předpětí v tomto a následujících návrzích v podélném a příčných řezech je naznačeno ve výkresové části práce.

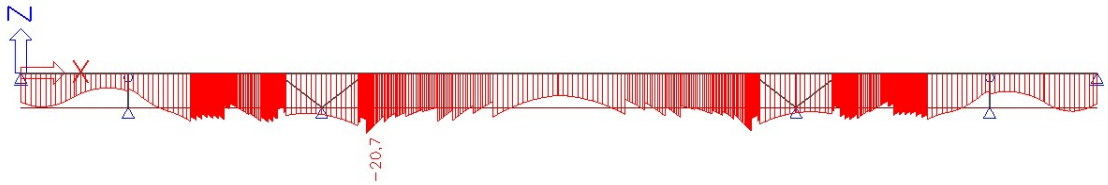
Níže uvádím napětí na konstrukci jen od stálých zatížení jak v čase UP, tak KŽ. Bez aplikace proměnných zatížení tedy nedostávám nikde tah. Ne příliš příznivě vypadá situace s velikostí tlakových napětí.



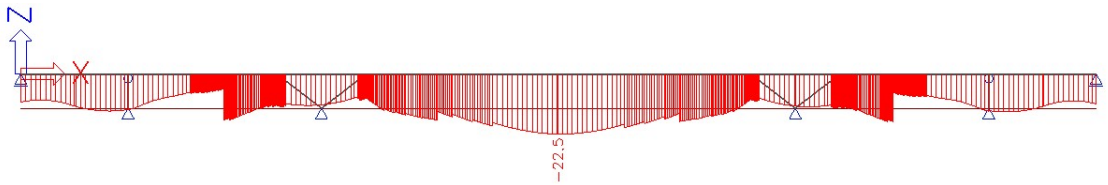
*Obrázek 242 - Napětí na dolních vláknech v čase **UP** jen od stálých zatížení*



*Obrázek 243 - Napětí na horních vláknech v čase **UP** jen od stálých zatížení*

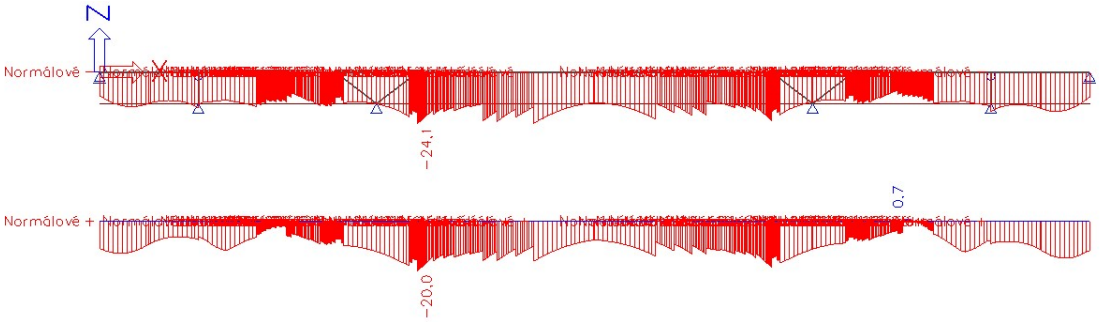


*Obrázek 244 - Napětí na dolních vláknech v čase **KŽ** jen od stálých zatížení*

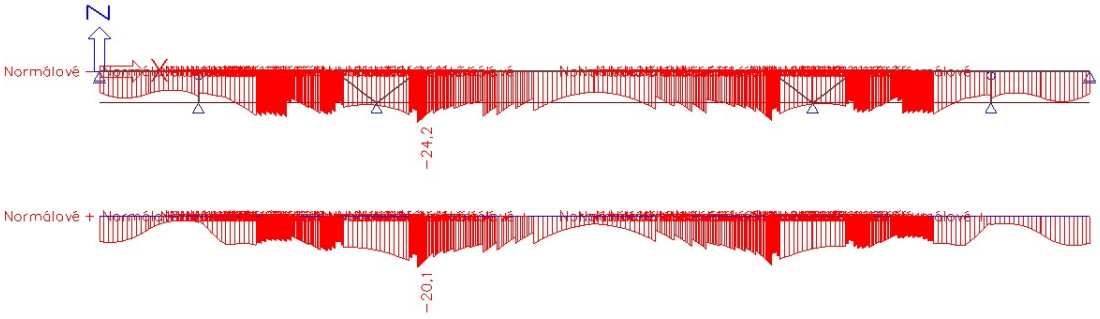


*Obrázek 245 - Napětí na dolních vláknech v čase **KŽ** jen od stálých zatížení*

Níže uvádím průběhy napětí od časté kombinace zatížení.

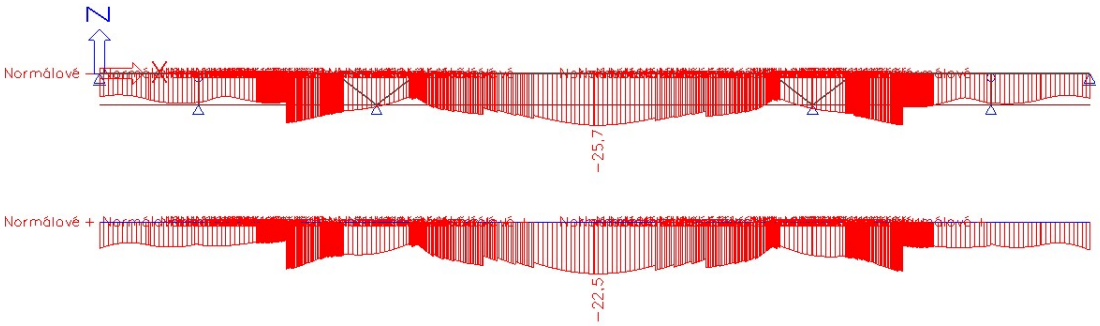


*Obrázek 246 - Napětí na dolních vláknech **UP** - Častá kombinace*

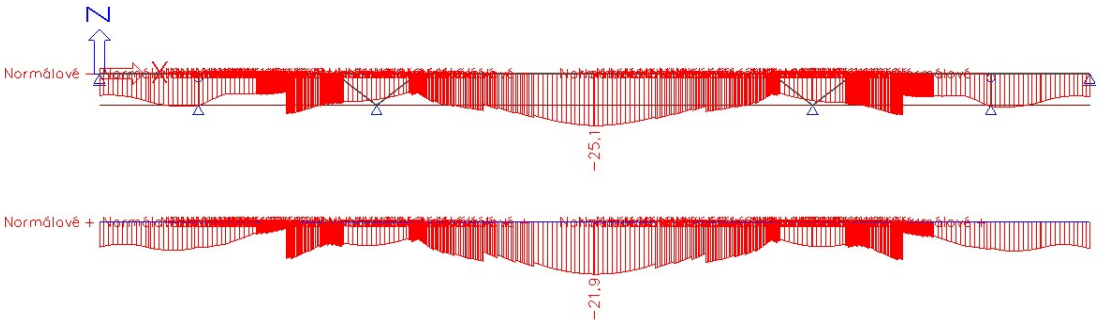


*Obrázek 247 - Napětí na dolních vláknech **KŽ** - Častá kombinace*

U průběhu napětí na dolních vláknech konstrukce ve středním poli na KŽ nejsem spokojen s nerovnoměrným rozložením, kdy ve středu je tlaková rezerva 2 MPa. Směrem do stran se však tato rezerva markantně zvyšuje, což působí neefektivně.



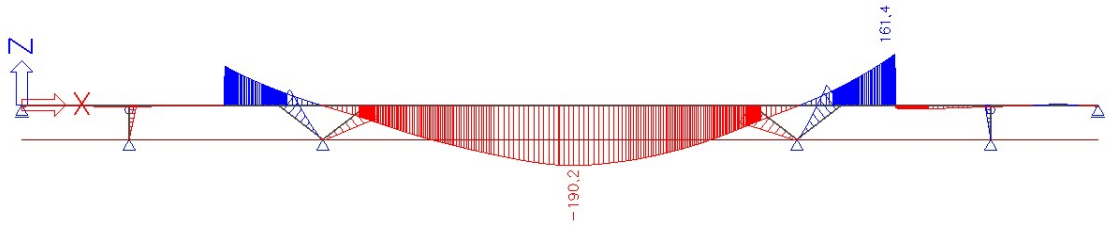
*Obrázek 248 - Napětí na horních vláknech **UP** - Častá kombinace*



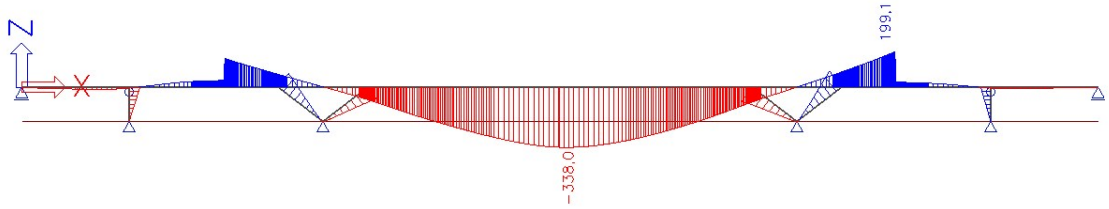
*Obrázek 249 - Napětí na horních vláknech **KŽ** - Častá kombinace*

Téměř se mi povedlo dodržet dekompresi při časté kombinaci zatížení. Tah získávám při UP na spodních vláknech v oblasti těsně za pracovní spárou. Celkově se konstrukce nechová tak, jak bych si přál. Pro zachování tlakové rezervy ve středu rozpětí na KŽ je nutné vnášet do konstrukce značné tlaky, které lze pozorovat nejvíce na horních vláknech právě průřezu ve středu rozpětí, kde se setkávám s tlakem až 25,7 MPa.

Bohužel, je konstrukce celkově příliš měkká. Tento fakt lze pozorovat například na průhybech konstrukce níže. Po UP jsem na již předpjaté konstrukci zaznamenal průhyb uprostřed hlavního pole 190 mm. Na KŽ se hodnota vyšplhala až na 338 mm. Jedná se dokonce o hodnoty průhybů lávky nezatížené chodci ani teplotními změnami. Při aplikování kvazistálého zatížení na konstrukci v čase UP zdeformuje se příčel ve středním poli ještě o dalších 35 mm.



*Obrázek 250 - Svislé deformace v době **UP***



*Obrázek 251 - Svislé deformace v době **KŽ***

Při řešení průhybů konstrukce jsem narazil na drobnou nedokonalost mnou používaného výpočetního programu. Na obrázcích demonstrujících deformace konstrukce výše je názorně vidět vliv průběhu výstavby. Střední část objektu je vybetonována nejdříve a předepnuta ještě před zahájení betonáže krajních celků. Od aplikace předpětí se deformuje střední pole směrem dolů a současně se zvedají i konce tohoto celku. To samé se děje i od účinků stálých zatížení. Při dimenzování předpětí jsem nebyl schopen dosáhnout svislých deformací středního pole směrem vzhůru. Diskutovaná nedokonalost spočívá ve zobrazování deformací na konstrukci v jednotlivých fázích výstavby. Z výše uvedených průhybů by se mohlo zdát, že se v místě pracovní spáry vyskytuje schod o velikosti až 19 cm. Ve skutečnosti však bude vybetonována a předepnuta střední část konstrukce, na které proběhnou zmiňované deformace. Poté bude provedena betonáž prvního krajního celku, který samozřejmě bude proveden v souladu, s již vybetonovanou částí. Průhyb je tedy reálně i na styku těchto celků spojitý a nedochází zde ke skoku v deformacích. Chvíli jsem pracoval s variantou, ve které jsem se snažil zabránit deformacím převislých konců středního betonážního celku pomocí sepnutí k provizornímu základu umístěného teoreticky pod pracovní spárou. Postupně jsem se dostával k tomu, že tato varianta není moc reálná. Osobně si nedokážu představit, jak by byla tato myšlenka proveditelná. Dále jsem se jí tedy nezabýval. S drobnou nuancí zobrazování průhybů konstrukce jsem se tedy seznámil a dále jí akceptuji.

Setkal jsem se také s velkými tlakovými napětími v době těsně po předepnutí konstrukce jejichž hodnoty se blížily až 25 MPa. Musel bych tedy volit vnášení předpětí do již starší konstrukce, kdy má beton vyšší pevnost, zvolit beton vyšší pevnosti nebo navrhnout předpětí menší. Poslední jmenované řešení nelze dost dobře provést, protože tlaková rezerva na konci životnosti byla pouze 2 MPa.

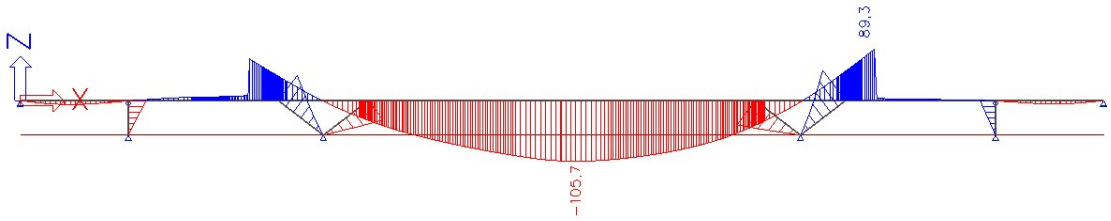
Ze všech zmiňovaných důvodů se domnívám se, že je nezbytně nutné konstrukci přehodnotit a pokusit se ji navrhnout celkově tužší a adekvátně ji předepnout.

5.10.5 Třetí návrh

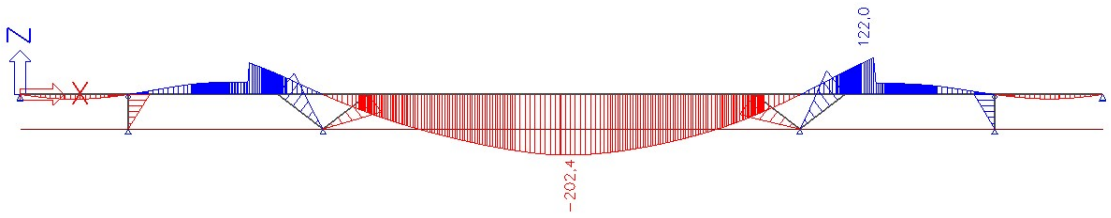
Nejdříve jsem navrhl konstrukci, jak jsem avizoval v předcházející kapitole, celkově tužší. Ve středu hlavního pole jsem navrhl dvoutrámový průřez výšky 2 350 mm s dvoutrámovými náběhy, které se následně mění na náběhy komorové s maximální výškou 3 000 mm. V krajních polích jsem navrhl průřez dvoukomorový o výšce 1 850 mm. Doufal jsem, že tím přitížím krajní pole, čímž ulevím i střednímu poli. Změnil jsem průřezy vnější i vnitřní vzpěry. Vnější jsem navrhl nyní tloušťky 1 300 mm a vnitřní 1 600 mm. Ve skupině kabelů 1 vedené převážně ve středním poli jsem navrhl 7 kabelů. Skupiny kabelů v krajních polích jsem navrhl po 8 kabelech. Vypustil jsem příložkovou skupinu kabelů vedoucí z mrtvé kotvy ze středního pole k pracovní spáře. Všechny kabely jsem navrhl stejných parametrů jako ty předchozí.

Na obrázcích níže jsou uvedeny průhyby konstrukce pouze od stálého zatížení ve významných časech životnosti konstrukce. Oproti minulému návrhu došlo k výraznému zlepšení.

Nárůst deformace od kvazistálého zatížení v době UP činil 32,6 mm.

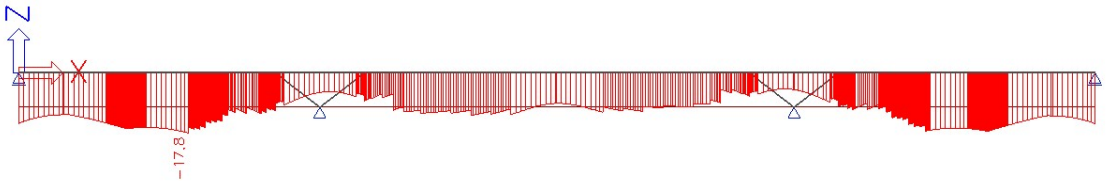


*Obrázek 252 - Svislé deformace v době **UP***

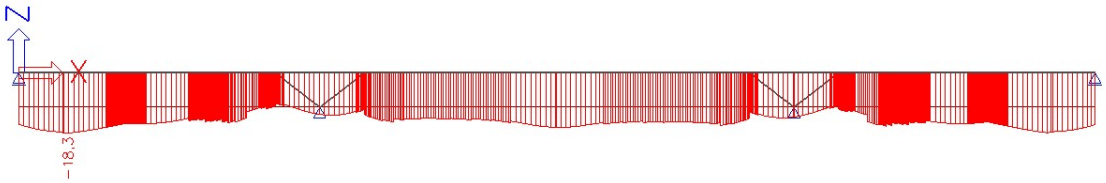


*Obrázek 253 - Svislé deformace v době **UP***

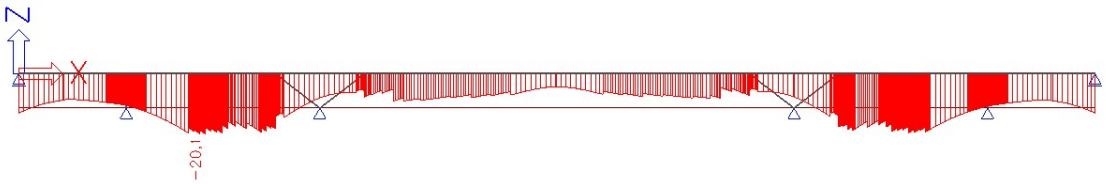
Zajímal jsem se také o to, jakou zásluhu má jaké proměnné zatížení na průhybu konstrukce. Zjistil jsem, že mnohem větší měrou k deformaci příčle přispívají teplotní zatížení. Při UP se od ochlazení průhyb zvětšil o 64,5 mm. Od zatížení davem chodců se jednalo o hodnotu pouze 26,7 mm. Na konstrukci jsem v tomto případě inkriminované ZS aplikoval se součiniteli 1,0.



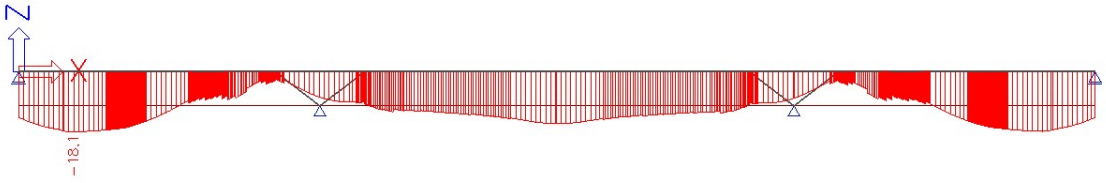
*Obrázek 254 - Napětí na dolních vláknech v čase **UP** jen od stálých zatížení*



*Obrázek 255 - Napětí na horních vláknech v čase **UP** jen od stálých zatížení*

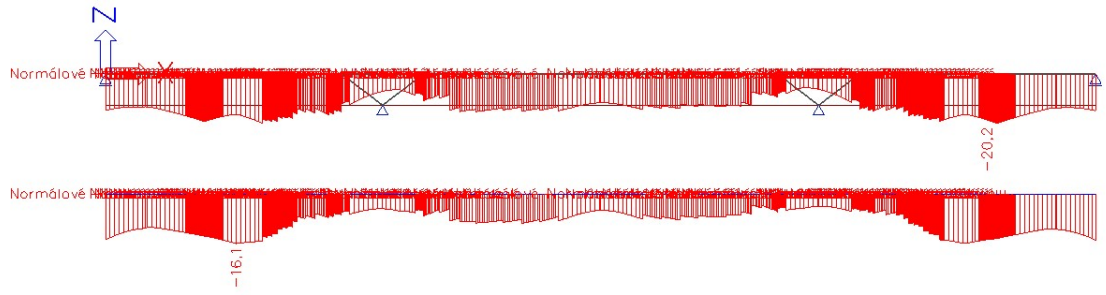


*Obrázek 256 - Napětí na dolních vláknech v čase **KŽ** jen od stálých zatížení*

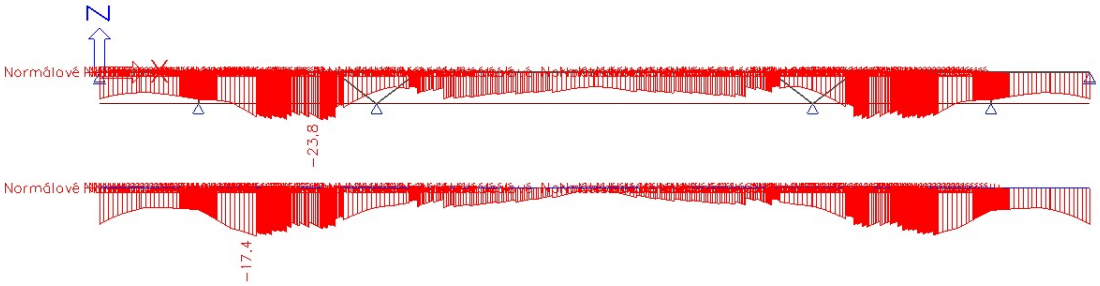


*Obrázek 257 - Napětí na horních vláknech v čase **KŽ** jen od stálých zatížení*

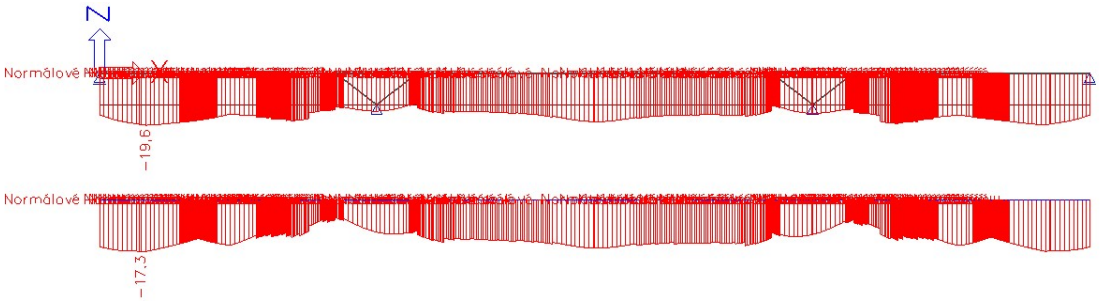
Na uvedených napětích od stálých zatížení je vidět, že rozložení napětí ve středním poli je již o něco příznivější. Zvláště na KŽ se postupně vyčerpává tlaková rezerva téměř po celé příčli mezi vzpěrami. Velice nepříznivě se nyní jeví oblast za vnějšími vzpěrami v mezilehlém poli.



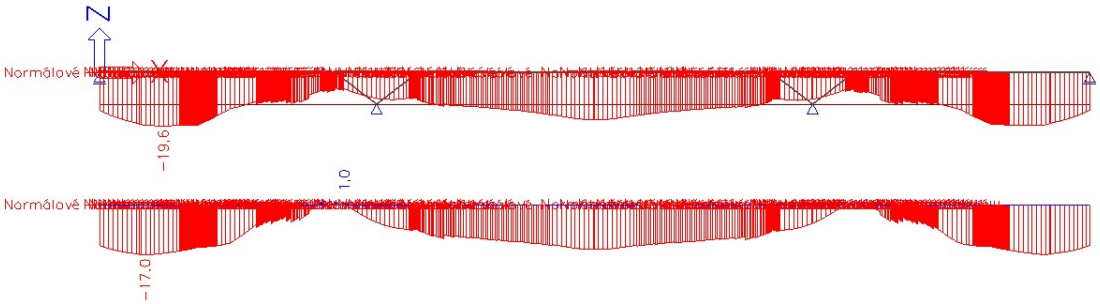
*Obrázek 258 - Napětí na dolních vláknech **UP** - Častá kombinace*



*Obrázek 259 - Napětí na dolních vláknech **KŽ** - Častá kombinace*



*Obrázek 260 - Napětí na horních vláknech **UP** - Častá kombinace*



*Obrázek 261 - Napětí na horních vláknech **KŽ** - Častá kombinace*

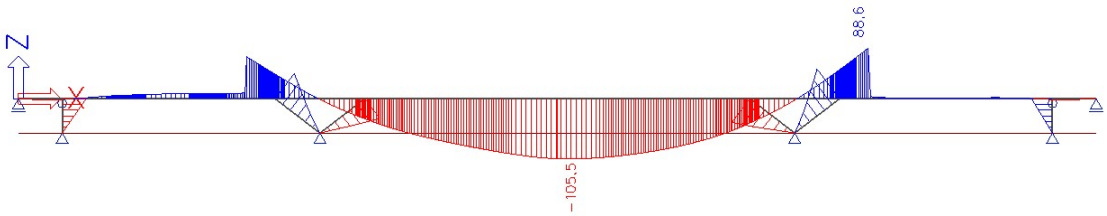
Pokud k účinkům stálých zatížení přidám ještě účinky časté kombinace, dostávám ve zmiňované oblasti na KŽ tah u horních vláken spolu s tlakem až 23,8 MPa u vláken dolních.

Dále jsem se zaměřil na svislé reakce. U mého prvního i druhého návrhu předpínané konstrukce byla orientace všech svislých reakcí stejná a všechny směřovali nahoru. U tohoto návrhu tomu tak také bylo, až na čas na KŽ. V tomto čase jsem dostával pouze od účinků stálých zatížení tahovou reakci u kyvných stojek. Její vznik však není záhadou. Střední pole se prohne směrem dolů, přičemž deformuje přilehlá pole směrem vzhůru. Právě v těchto místech jsou navrženy kyvné stojky, které se snaží právě na KŽ této deformaci směrem vzhůru zabránit. Vliv na orientaci této reakce má zajisté i geometrie vedení předpínací výztuže a spousta dalších skutečností. Tabulku hodnot reakcí s komentářem uvádím u následujícího návrhu.

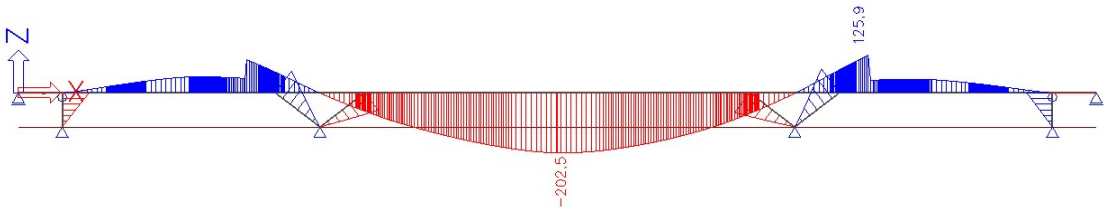
5.10.6 Čtvrtý návrh

V tomto návrhu jsem posunul mezilehlé kyvné stojky do vzdálenosti 8,75 m od opěr. Od toho jsem si sliboval zlepšení zejména v oblasti těsně za vnějšími vzpěrami. Doufal jsem ve zmenšení tlaků na dolních vláken a eliminaci tahů u horních vláken.

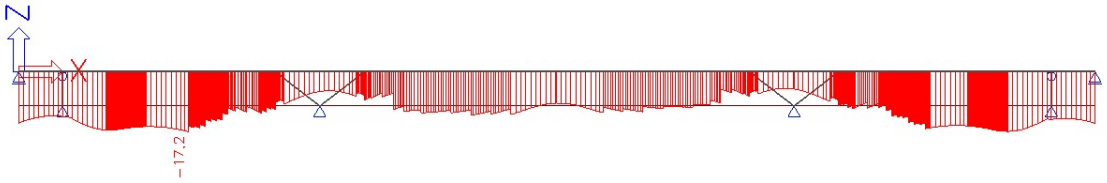
Průhyby konstrukce ve středním poli dosahují přibližně stejných hodnot jako u předchozího návrhu.



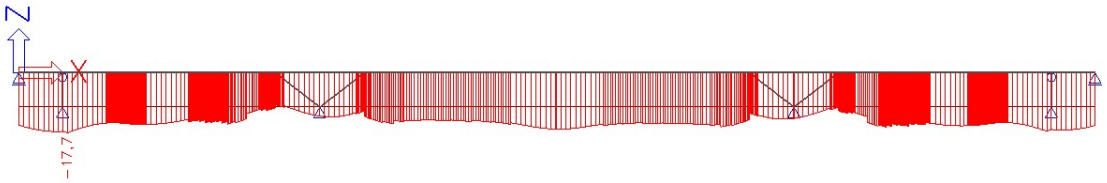
*Obrázek 262 - Svislé deformace v době **UP***



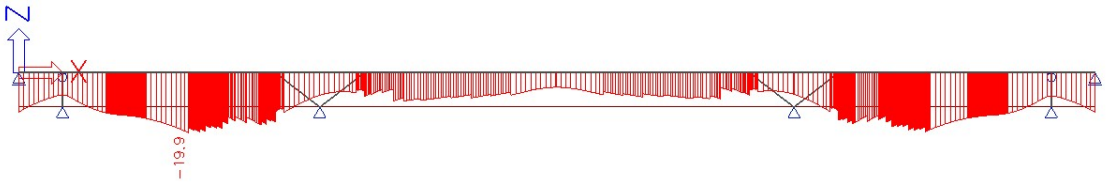
*Obrázek 263 - Svislé deformace v době **KŽ***



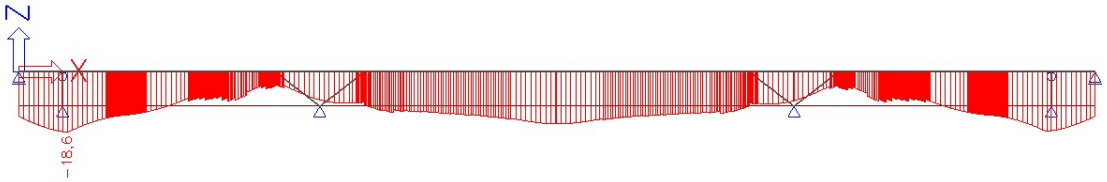
*Obrázek 264 - Napětí na dolních vláknech v čase **UP** jen od stálých zatížení*



*Obrázek 265 - Napětí na horních vláknech v čase **UP** jen od stálých zatížení*

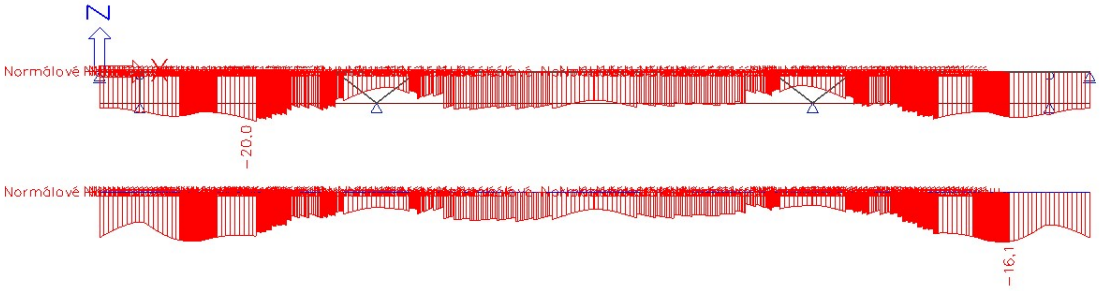


*Obrázek 266 - Napětí na dolních vláknech v čase **KŽ** jen od stálých zatížení*

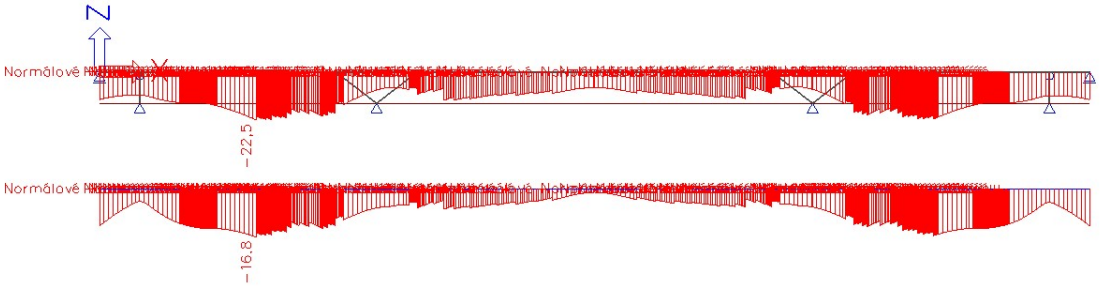


*Obrázek 267 - Napětí na horních vláknech v čase **KŽ** jen od stálých zatížení*

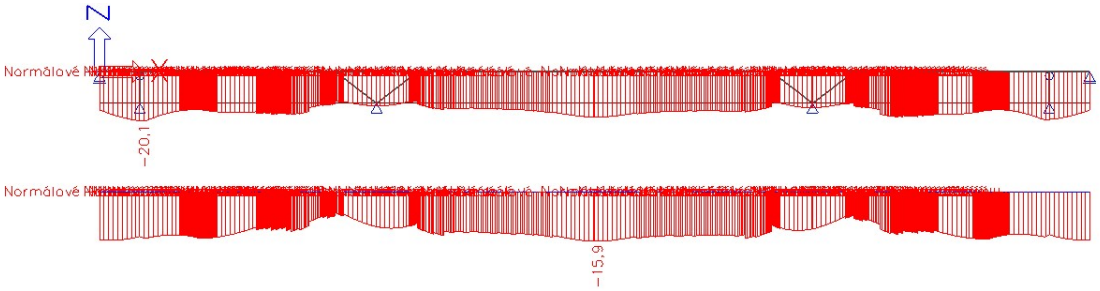
Napětí od stálých zatížení nedoznala velkých změn. V oblasti tlaků na dolních vláknech na KŽ jsem dostal extrémní hodnotu pouze o 0,2 MPa menší.



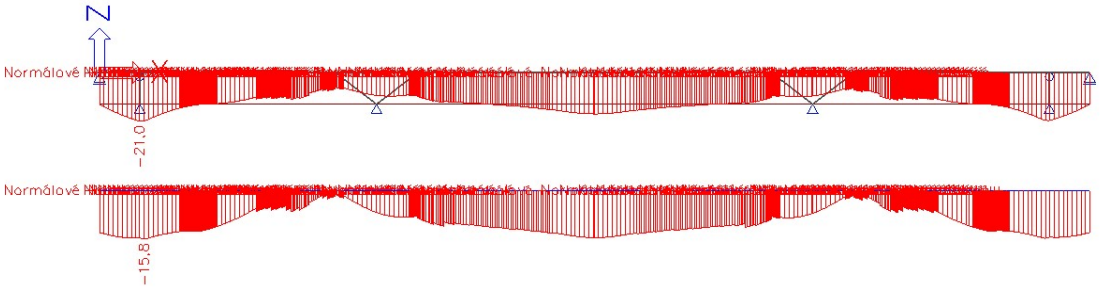
*Obrázek 268 - Napětí na dolních vláknech **UP** - Častá kombinace*



*Obrázek 269 - Napětí na dolních vláknech **KŽ** - Častá kombinace*



*Obrázek 270 - Napětí na horních vláknech **UP** - Častá kombinace*



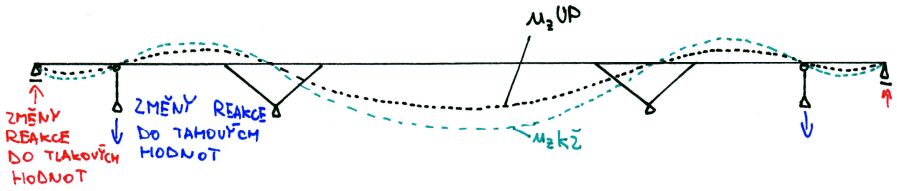
*Obrázek 271 - Napětí na horních vláknech **KŽ** - Častá kombinace*

Při aplikaci časté kombinace s proměnnými zatíženími se extrémního tlaková hodnota na spodních vláknech v oblasti za vnějšími vzpěrami zmenšila o 1,3 MPa. Očekával jsem, že se mi dostane výrazněji lepších výsledků. Dále jsem se věnoval svislým reakcím.

Tabulka 49 - Svislé reakce od stálých zatížení na různých konstrukcích

R_z (pouze stálá zatížení)		Opěra [kN]	Stojka [kN]	V-vzpěry [kN]
Návrh 2	UP	1194,03	835,29	10038,94
	KŽ	1230,2	500,99	10321,14
Přechod k návrhu 3	UP	1654,23	996,75	12697,86
	KŽ	1891,44	-228,37	13650,10
Návrh 3	UP	176,38	2514,83	12648,19
	KŽ	901,16	1215,35	13192,49

Na Tabulce 49 jsou velice pěkně vidět postupné změny reakcí v čase. Jak jsem se již zmiňoval, u stojky se hodnota zmenšuje, jelikož se v čase střední pole deformuje a nadlehčuje pole přilehlá. Tohoto jevu, ale v poněkud upravené variantě bych chtěl dosáhnout u dalšího návrhu konstrukce, kdy navrhnu výrazně těžší krajní pole, od kterých očekávám, že by mohla částečně odlehčovat pole střední. Abych dosáhl lepšího výsledku odstraním z návrhu kyvné stojky.



Obrázek 272 - Schéma změny svislých reakcí v krajních polích (zdroj autor)

Při současném zvětšování hodnot svislých deformací se zvětšuje i tlaková reakce na krajní podpory (na Obrázku 272 znázorněno červeně).

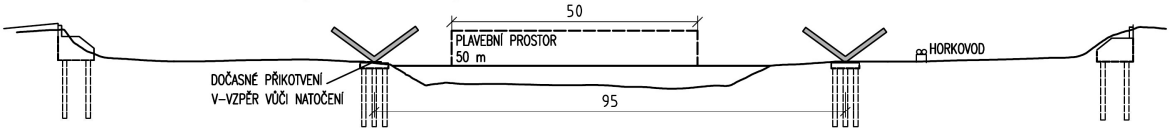
Narazil jsem také na důležitou chybu, které jsem se dopustil. Nyní předpínací kabely spojkuji vždy všechny v jednom řezu. Toto řešení však není přípustné. Nelze spojkovat všechny kabely v jednom řezu. Je nutné spojkovat minimálně určitou část kabelů vést průběžně. Ve další variantě tuto skutečnosti již zohledním.

5.10.7 Pátý návrh

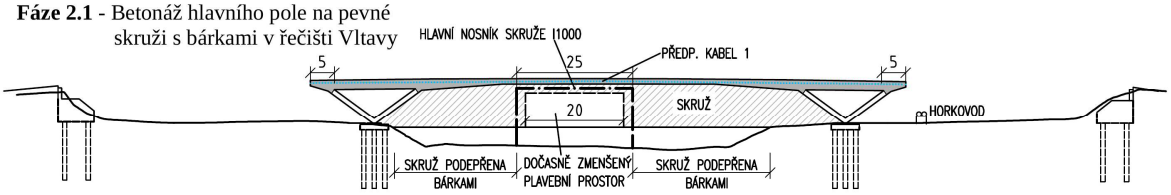
V této variantě navrhuji krajní pole těžší a bez kyvných stojek. Aby byla lávka stále esteticky atraktivní pokusím se navrhnout průřez co nejnižší. Dosáhnu toho modifikací dvoutrámového průřezu z původních návrhů, kdy prostor mezi trámy navrhnu plný. Tato úprava je patrná ve výkresové části práce.

Kvůli problému se spojkováním předpínací výztuže jsem také pozměnil postup výstavby. Po vybetonování středního pole bude toto pole předepnuto 2x4 kabely vedenými v obou trámech kotvenými v čelech tohoto celku. Poté bude vybetonován krajní celek, který bude předepnut rovněž 2x4 kabely. Tento proces bude zopakován i na druhé straně. Následně bude celá konstrukce předepnuta 2x4 kabely průběžnými kotvenými na konečných krajích konstrukce. V každém příčném řezu na konstrukci je tedy navrženo celkem 16 kabelů po 19 lanech. Změnil jsem také dobu předpínání střední části konstrukce. Ta je nyní předpínána ve stáří betonu 14 dní.

Fáze 1 - Hlubinné založení stavby a betonáž V-vzpěr



Fáze 2.1 - Betonáž hlavního pole na pevné skruži s bárkami v řečišti Vltavy



Fáze 2.2 - Předepnutí kabelu středního pole kabelem 1

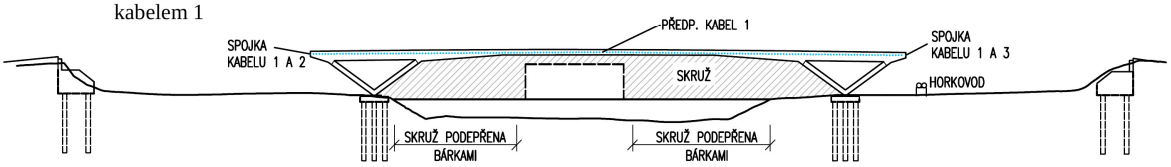
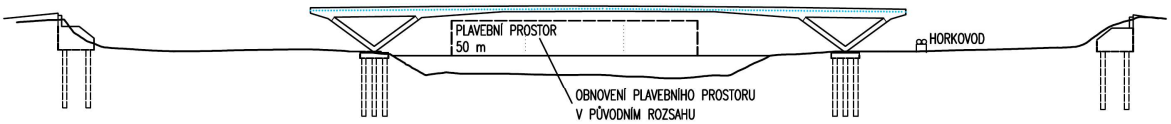
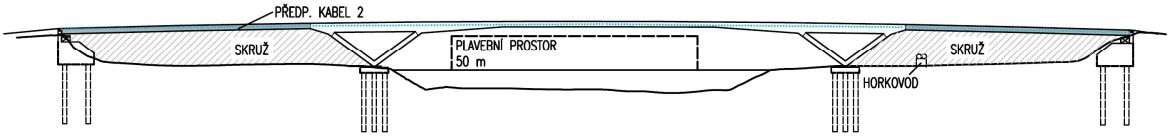


Schéma předepínacích kabelů při stavu 2.2

Fáze 2.3 - Odskružení středního pole



Fáze 3.1 - Betonáž obou krajních polí a následné předepnutí krajních kabelů 2 a 3



Fáze 3.2 - Předepnutí průběžného kabelu

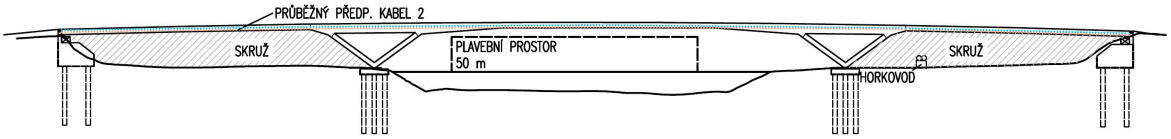
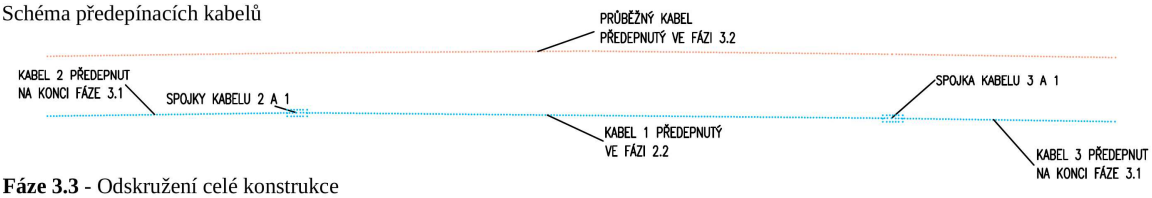
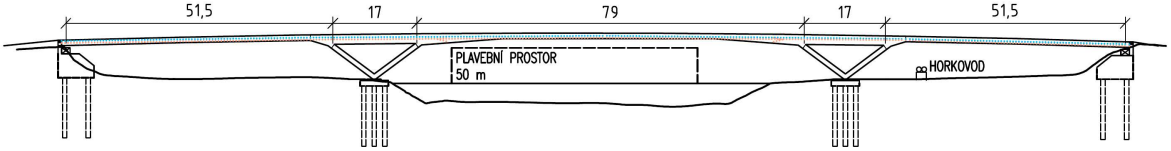


Schéma předepínacích kabelů



Fáze 3.3 - Odskružení celé konstrukce



Obrázek 273 - Pozměněný schématický postup výstavby

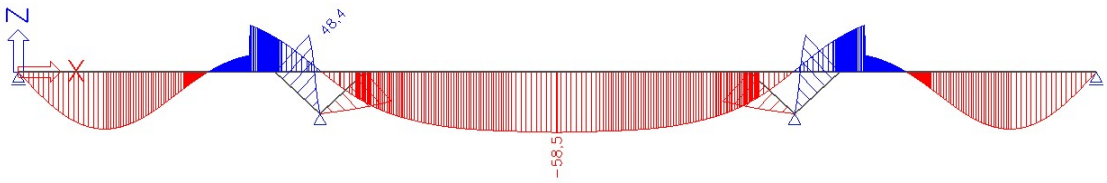
Tabulka 50 - Jednotlivé pozměněné fáze výstavby

Název fáze	Globální čas začátku fáze	Ošetřováno (lokálně)	Bednění (lokálně)
V-vzpěry	0	7	14
Betonáž středního pole	14	7	14
Předepnutí stř. pole	28		
Betonáž krajních polí	31	7	14
Předepnutí levého pole	45		
Předepnutí pravé pole	45,1		
Předepnutí průběžný kabel	45,2		
Ostatní stálé	75		
Uvedení do provozu	100		
Provoz 100 let	36500		

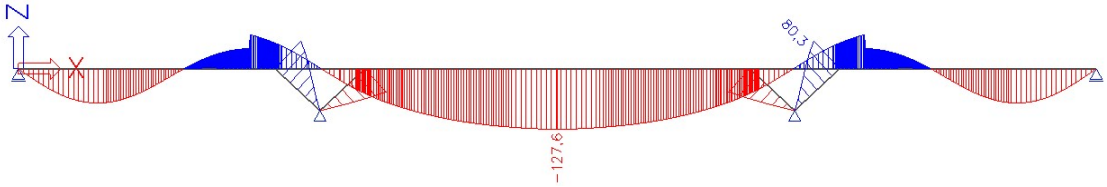
Fáze předpínání krajních skupin kabelů a průběžného kabelu jsou ve výpočetním modelu nastaveny těsně za sebe. Věřím, že tak rychle reálně tyto úkony nelze provést. Do modelu to zavádím ale z důvodu, že nechci nechat konstrukci příliš dlouho nepředepnutou a zároveň nepodepřenou. V reálu bude konstrukce stále na bednění a vnášením předpětí se bude zvedat z bednění vzhůru a současně tedy odbedňovat. Nejlepší by bylo do výpočetního modelu zavést bednění ve formě nelineární dočasné liniové podpory, která působí pouze v tlaku. To však mnou využívaný software nepodporuje. Mám možnost zavést dočasnou liniovou podporu s omezením posunů ve směru os x a z. To mi zároveň zabraňuje uvažovat současné podporování lávky bedněním a její předpínání, které by kvůli omezeným posunům nešlo dost dobře vnést. Proto jsem zavedl toto, dle mého názoru přijatelné, zjednodušení.

Také jsem si uvědomil, že s narůstající výškou příčle se můj výpočetní model vzdaluje potenciálnímu reálnému provedení. Dostával jsem se totiž do kolize s výškou průplavního prostoru. Proto jsem v tomto a dalších návrzích zvýšil polohu mostovky tak, abych již do tohoto prostoru nezasahoval.

V krajních polích jsem navrhl plný průřez výšky 1 750 mm, který je směrem k V-vzpěrám opatřen náběhy rovněž s plným průřezem s maximální výškou 3 000 mm. Od tohoto návrhu jsem si toho nesliboval mnoho. Spíše jsem chtěl pozorovat, jak se změní chování konstrukce.



*Obrázek 274 - Svislé deformace v době **UP***

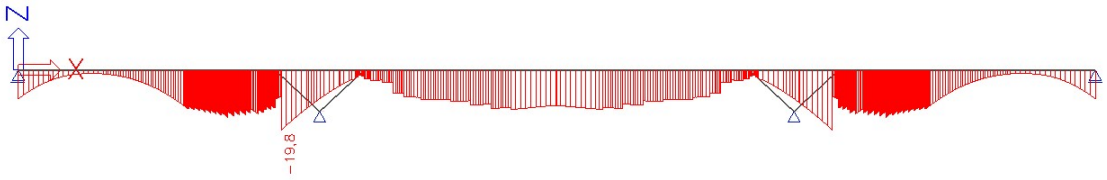


*Obrázek 275 - Svislé deformace v době **KŽ***

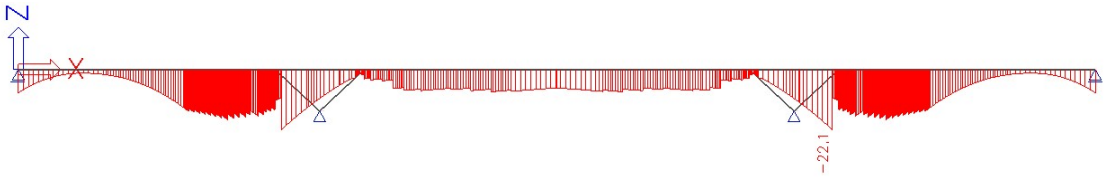
Na výše znázorněných průhybech konstrukce je vidět, že již nejsou deformace středního pole tak markantně větší než v polích krajních. Hodnoty těchto deformací jsou o téměř polovinu menší než v případech předchozích. Z charakteru průběhu průhybů na konstrukci v čase UP vnímám, že průhyb je

realizován spíše deformací vzpěr a jejich natočením v patě než deformací příčle samotné. Usuzuji to z téměř nulové směrnice ke zmiňovanému průběhu svislých deformací. Však i když jsem se pokoušel navrhnout vzpěry opravdu velmi tuhé a v patě vetknuté po celou dobu životnosti dostal jsem menší hodnoty deformací pouze o cca 10 mm.

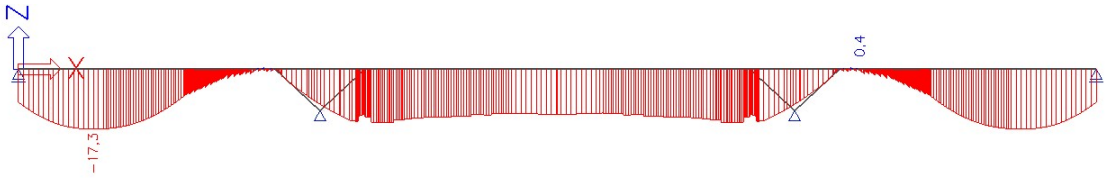
Ve všech minulých návrzích jsem při předpínání konstrukce dostával hodnoty deformací konstrukce nepříznivě dolů. To se u tohoto návrhu úspěšně změnilo a již všechny předpínací ZS vyvolávají deformaci příčle směrem vzhůru.



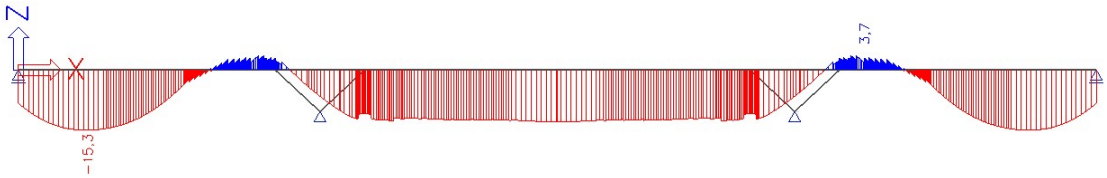
*Obrázek 276 - Napětí na dolních vláknech v čase **UP** jen od stálých zatížení*



*Obrázek 277 - Napětí na dolních vláknech v čase **KŽ** jen od stálých zatížení*



*Obrázek 278 - Napětí na horních vláknech v čase **UP** jen od stálých zatížení*



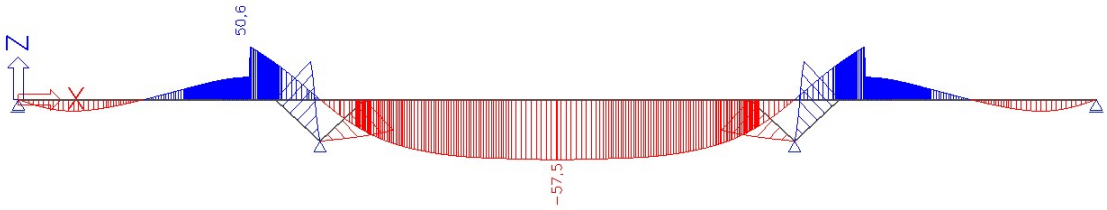
*Obrázek 279 - Napětí na horních vláknech v čase **KŽ** jen od stálých zatížení*

Se zmenšením průhybů souvisí i tahová napětí zobrazovaná výše. Jedná se o oblast za vnějšími vzpěrami u vláken horních. Trojúhelníky tvořené vzpěrami se natočí do středního pole a krajní pole jsou přes vnější vzpěru zvedána. Horní vlákna jsou tedy tažená a dolní tlačená. Při aplikování účinků dotvarování a smršťování spolu s ochlazením se tyto napětí ještě zvětšují. V tomto případě jsou tažená horní vlákna již od účinků stálých zatížení. Tento problém jsem se rozhodl řešit částečným vylehčením příčle v krajních polích.

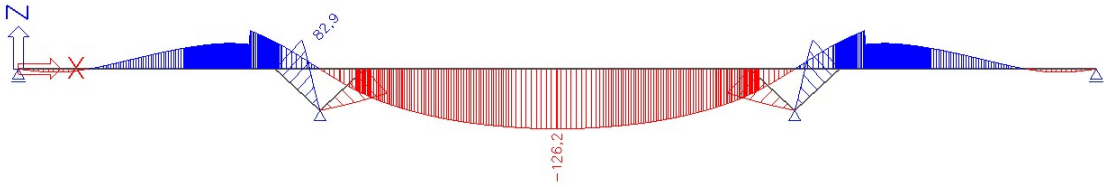
5.10.8 Šestý návrh

Postupně jsem tedy směrem ke krajům konstrukce navrhoval průřez až dvoutrámový s tloušťkou horní desky 550 mm.

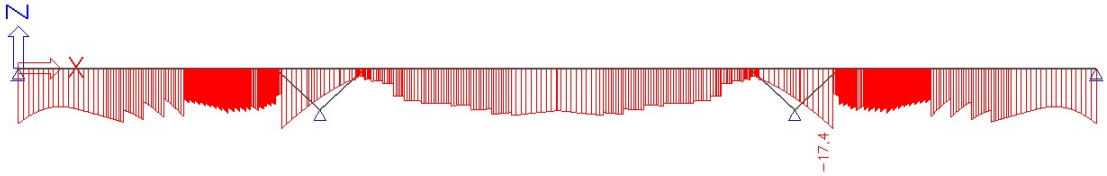
Vlivem menší vl. tíhy konstrukce v jejích krajích je zde i výrazně menší průhyb oproti předchozímu návrhu. Hodnoty průhybů ve střední poli zůstávají relativně stejné.



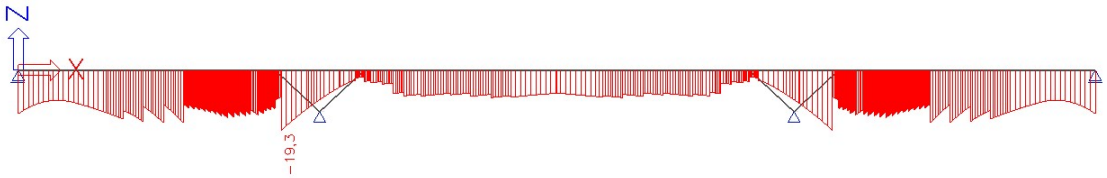
*Obrázek 280 - Svislé deformace v době **UP***



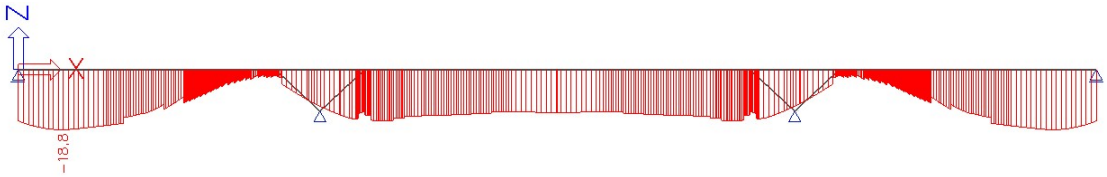
*Obrázek 281 - Svislé deformace v době **KŽ***



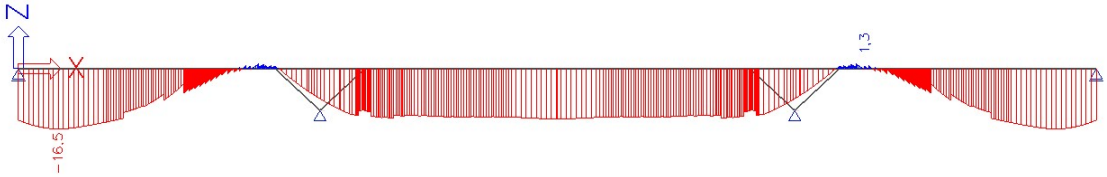
*Obrázek 282 - Napětí na dolních vláknech v čase **UP** jen od stálých zatížení*



*Obrázek 283 - Napětí na dolních vláknech v čase **KŽ** jen od stálých zatížení*



*Obrázek 284 - Napětí na horních vláknech v čase **UP** jen od stálých zatížení*



*Obrázek 285 - Napětí na horních vláknech v čase **KŽ** jen od stálých zatížení*

Dle mého názoru, došlo ke zlepšení téměř ve všech ohledech. Zmenšila se tahová napětí na horních vláknech u vnějších vzpěr a zároveň se samozřejmě zmenšila i napětí tlaková na vláknech dolních ve stejné oblasti.

Dalším vylehčováním průřezů v krajních polích bych zpět ztratil výhodu jejich tíhy, kvůli které jsem se navrhoval. V dalším návrhu jsem se tedy rozhodl navrhnout příložky řešící oblast u vnějších vzpěr.

5.10.9 Sedmý návrh

Navržené příložky vykrývají tah na problematických horních vláknech. Jsou tedy na první pohled umístěny na velice netradičním místě u vnějších vzpěr. Svůj účel však splňují.

Po konzultaci navržených fází výstavby s vedoucím práce jsem přehodnotil rozdělení předpínacích celků a jednotlivých fází předpínání z důvodu příliš velké délky průběžného kabelu. Ten byl v minulých návrzích dlouhý 215,564 m.

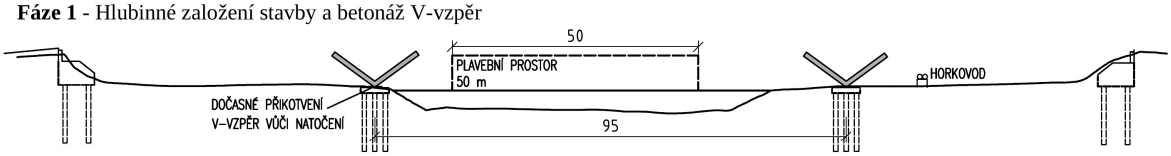
Ve svém novém návrhu jsem tedy vedl kabely v jednotlivých betonážních celcích stejně jako do teď, tedy ve středním poli 2x3 kabely zde výjimečně po 22 lanech a na ně spojkované v krajních polích rovněž 2x4 kabely již po 19 lanech jako všude jinde. Ve středním poli jsem nechtěl navrhovat zbytečně příliš předpětí. Při návrhu 2x3 kabelů po 19 lanech jsem dostával tah na spodních vláknech uprostřed hl. pole. Při změně návrhu na finálních 2x3 kabely po 22 lanech jsem dosáhl lepšího využití.

K těmto kabelům jsem přidal pozměněné průběžné kabely, které vedu od obou opěr a kotvím je vždy 31 m od opěry protilehlé. Jedná se o dvě skupiny kabelů po 2x2 kabelech po 19 lanech. V ani jedné pracovní spáře tak není spojkováno více než 50 % předpínací výztuže. Na předchozím návrhu je vidět, že u opěr v krajních polích jsou velké hodnoty tlakových napětí. Nový návrh mi umožňuje krajním polím tlakově ulevil tím, že průběžné kabely neprochází až k opěrám.

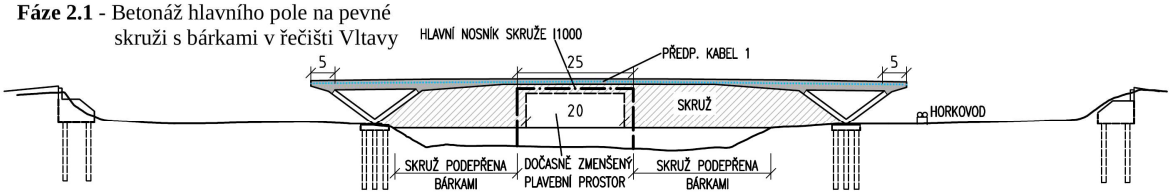
Tabulka 51 - Jednotlivé pozměněné fáze výstavby

Název fáze	Globální čas začátku fáze	Ošetřováno (lokálně)	Bednění (lokálně)
V-vzpěry	0	7	14
Betonáž středního pole	14	7	14
Předepnutí stř. pole	28		
Betonáž krajních polí	31	7	14
Předepnutí levého pole	45		
Předepnutí pravé pole	45,1		
Předepnutí průběžný kabel	45,2		
Předepnutí příložek	46		
Ostatní stálé	75		
Uvedení do provozu	100		
Provoz 100 let	36500		

Fáze 1 - Hlubinné založení stavby a betonáž V-vzpěr



Fáze 2.1 - Betonáž hlavního pole na pevné skruži s bárkami v řečišti Vltavy



Fáze 2.2 - Předepnutí kabelu středního pole kabelem 1

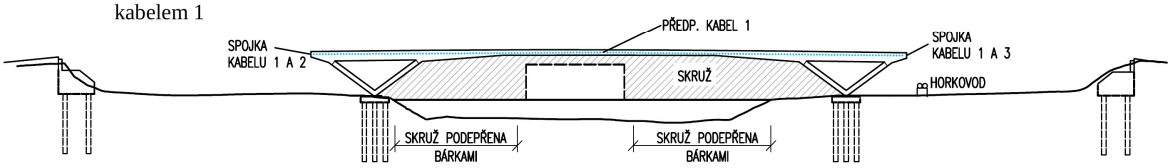
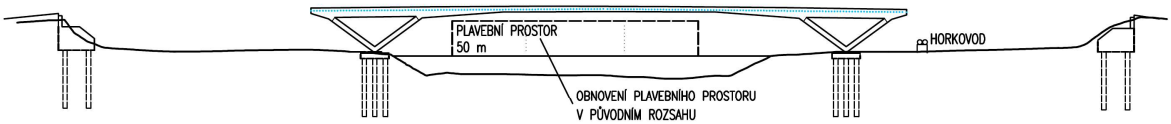
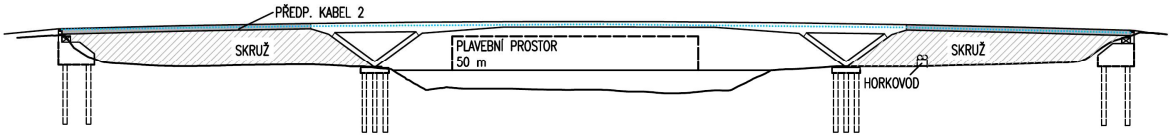


Schéma předepínacích kabelů při stavu 2.2

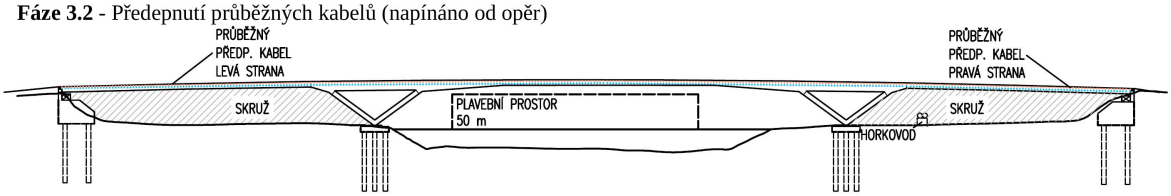
Fáze 2.3 - Odskružení středního pole



Fáze 3.1 - Betonáž obou krajních polí a následné předepnutí krajních kabelů 2 a 3



Fáze 3.2 - Předepnutí průběžných kabelů (napínáno od opěr)



Fáze 3.3 - Předepnutí příložek (předpínáno z vnitřní části komory)

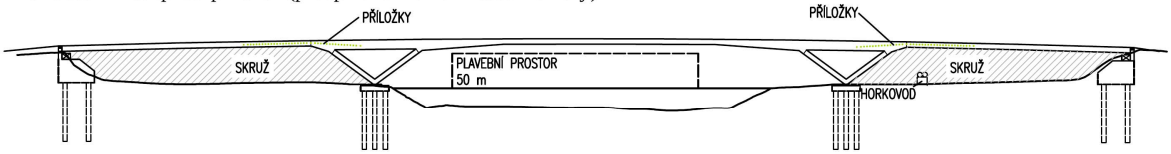
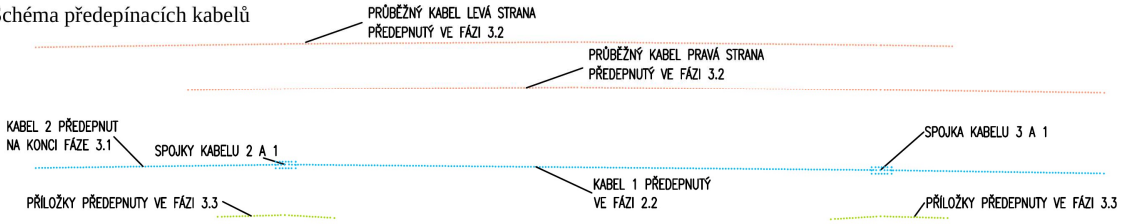
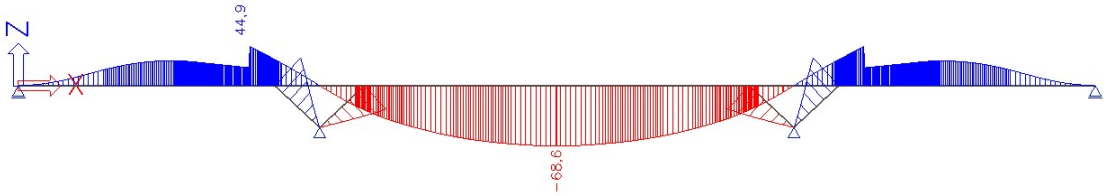


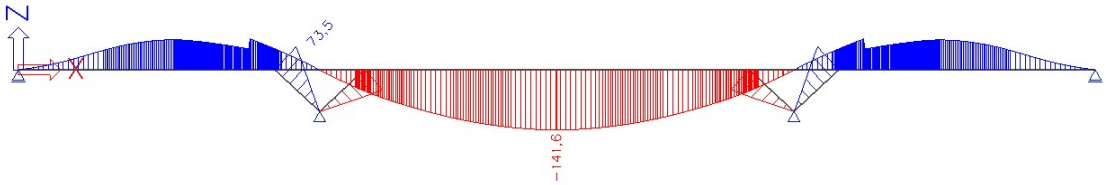
Schéma předepínacích kabelů



Obrázek 286 - Finální schématický postup výstavby

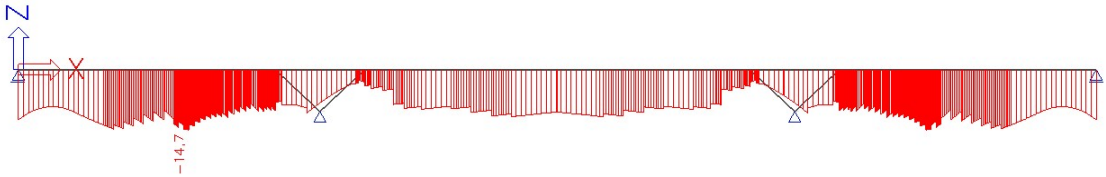


*Obrázek 287 - Svislé deformace v době **UP***

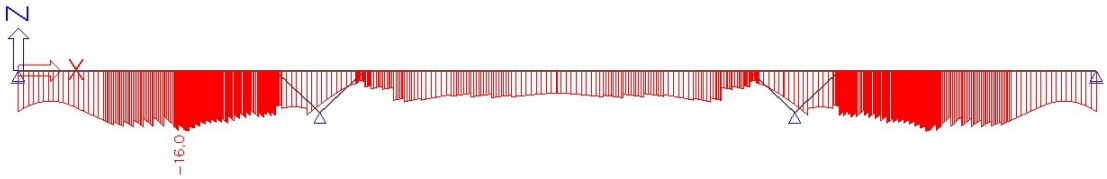


*Obrázek 288 - Svislé deformace v době **KŽ***

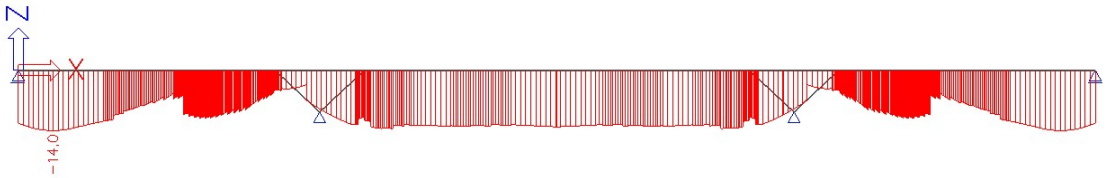
Průhyby na konstrukci se příliš nezměnily.



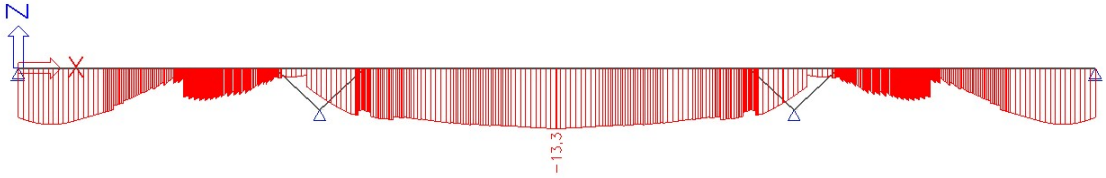
*Obrázek 289 - Napětí na dolních vláknech v čase **UP** jen od stálých zatížení*



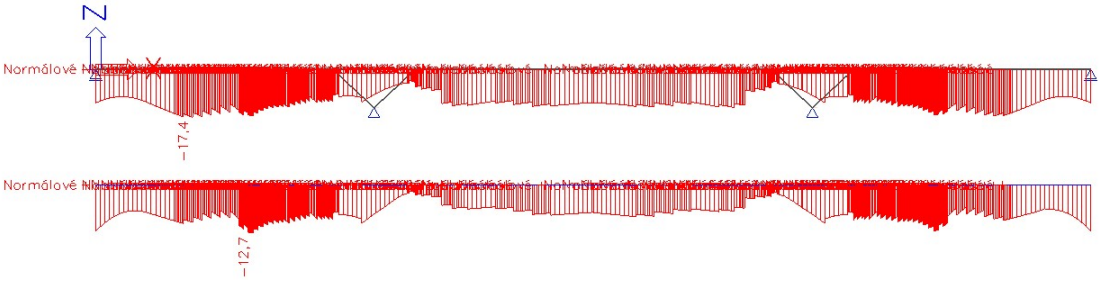
*Obrázek 290 - Napětí na dolních vláknech v čase **KŽ** jen od stálých zatížení*



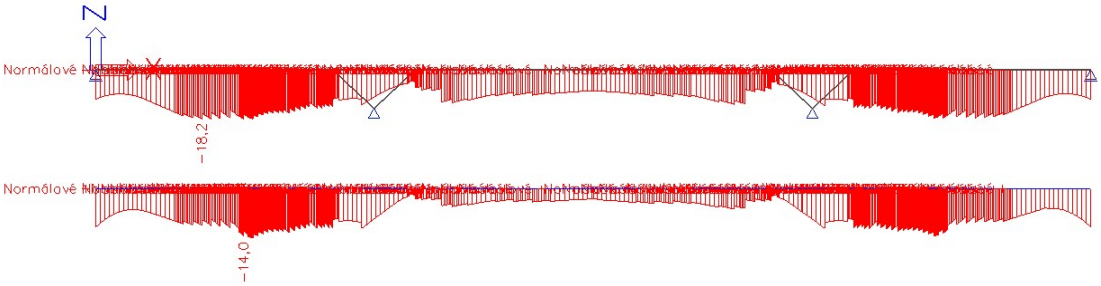
*Obrázek 291 - Napětí na horních vláknech v čase **UP** jen od stálých zatížení*



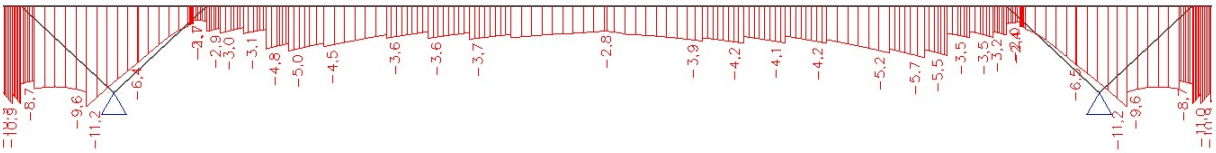
*Obrázek 292 - Napětí na horních vláknech v čase **KŽ** jen od stálých zatížení*



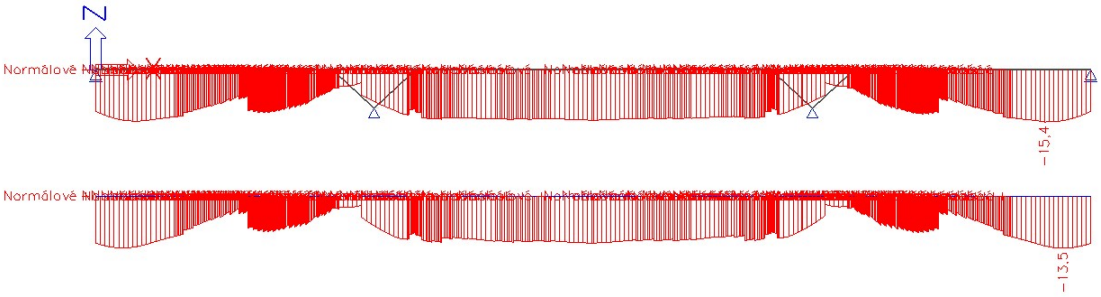
*Obrázek 293 - Napětí na dolních vláknech **UP** - Častá kombinace*



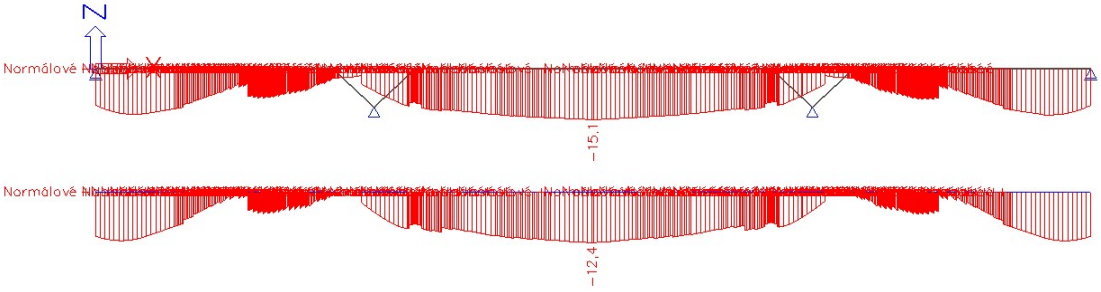
*Obrázek 294 - Napětí na dolních vláknech **KŽ** - Častá kombinace*



*Obrázek 295 - Napětí na dolních vláknech (střední pole) **KŽ** - Častá kombinace*



*Obrázek 296 - Napětí na horních vláknech **UP** - Častá kombinace*

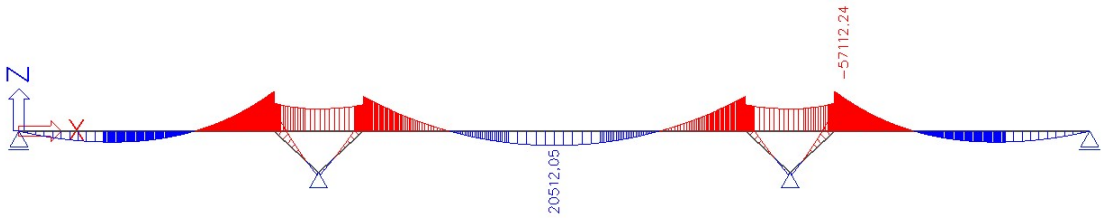


*Obrázek 297 - Napětí na horních vláknech **KŽ** - Častá kombinace*

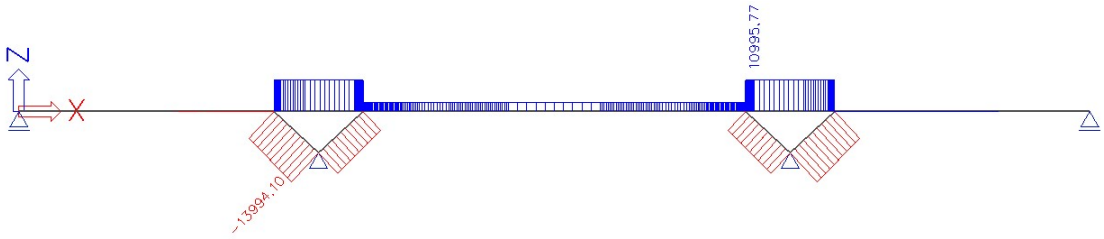
Toto je můj finální návrh. Dodržel jsem dekompresi při časté kombinaci zatížení. Nejsem s ním však spokojen. Konstrukce není optimálně předepnuta. Ve středu rozpětí hlavního pole je zbytečně velká

tlaková rezerva. V krajních polích dosahuji velkých tlakových hodnot. Jsem si plně vědom, že mnou navržené předpětí není to nejlepší možné. Je to však to nejlepší, co jsem v danou chvíli se znalostmi, které mám dokázal. Dále tak pokračuji prací s tímto návrhem.

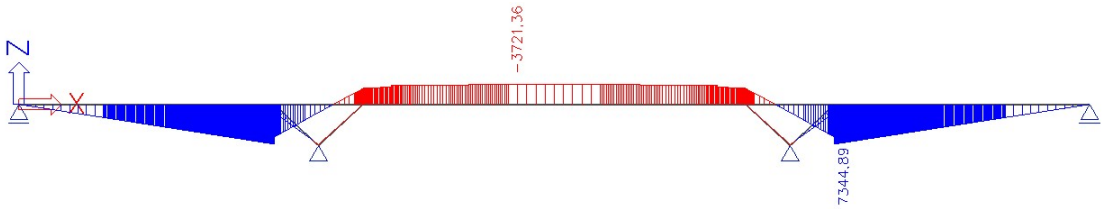
Na modelu bez TDA jsem si zjistil vnitřní síly od jednotlivých zatížení. Uvádím zde pouze ohybové momenty a normálové síly od významných ZS.



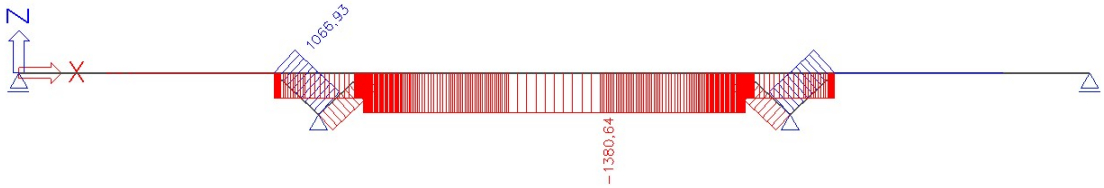
Obrázek 298 - Ohybový moment od vl. tíhy



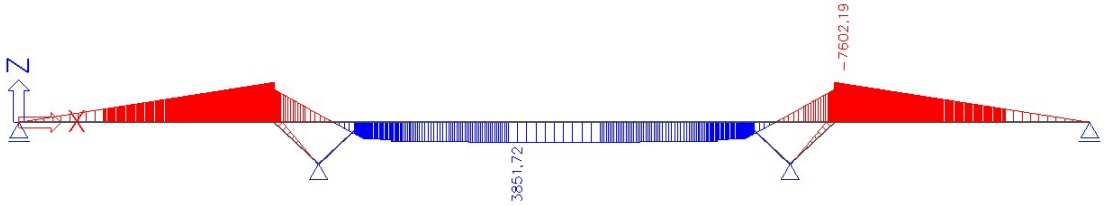
Obrázek 299 - Normálové síly od vl. tíhy



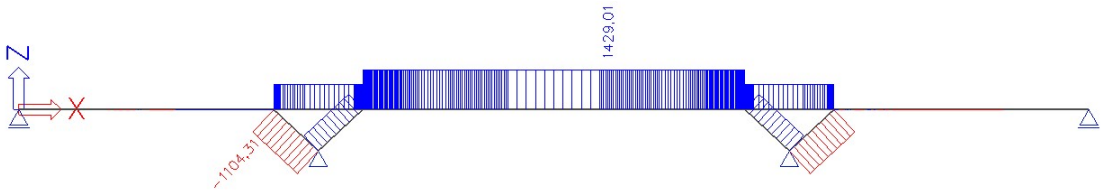
Obrázek 300 - Ohybové momenty od oteplení konstrukce



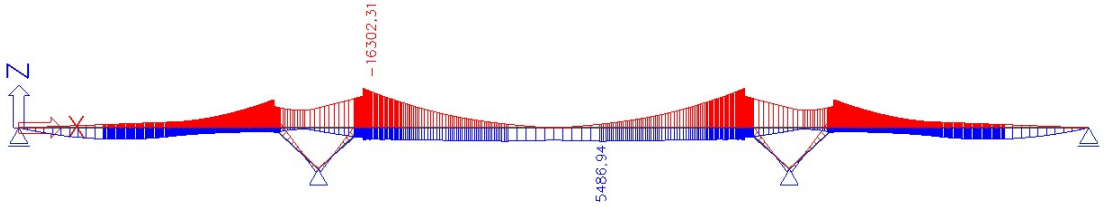
Obrázek 301 - Normálové síly od oteplení konstrukce



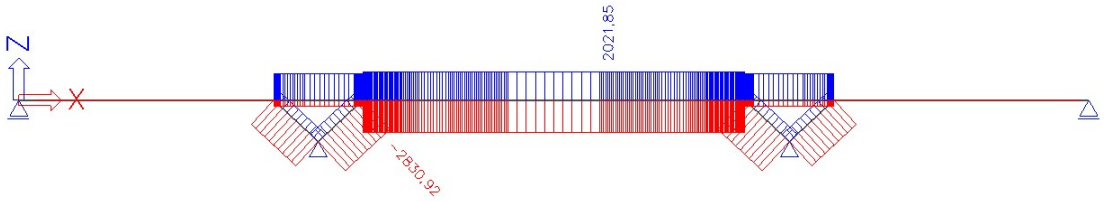
Obrázek 302 - Ohybové momenty od ochlazení konstrukce



Obrázek 303 - Normálové síly od ochlazení konstrukce



Obrázek 304 - Obálka ohybových momentů od davu chodců



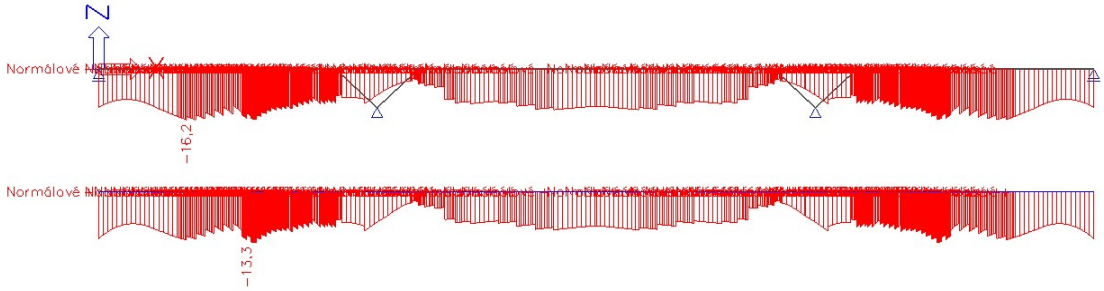
Obrázek 305 - Obálka normálových sil od davu chodců

5.11 Posouzení MSP

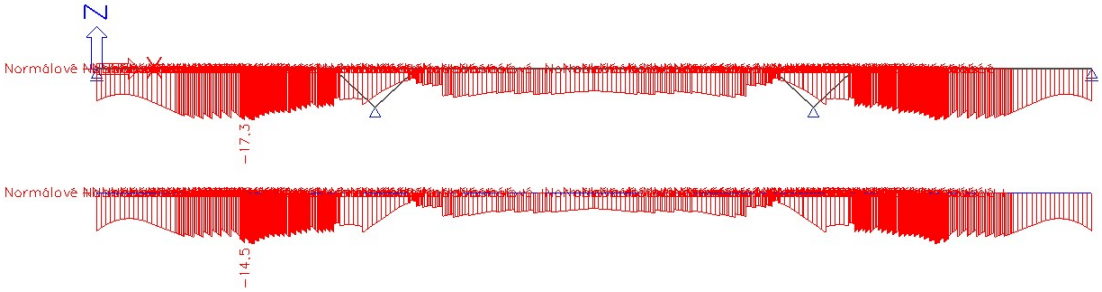
V této kapitole provádím posouzení mezního stavu omezení napětí a mezní stav omezení průhybů.

5.11.1 Mezní stav omezení napětí

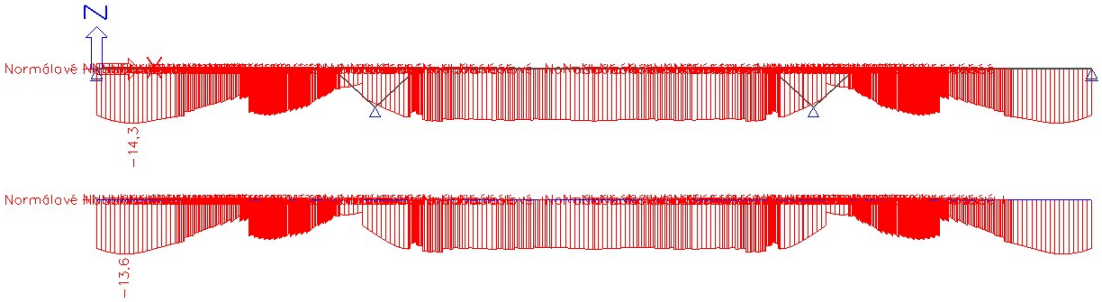
Napětí v betonu v provozním stavu omezuji hodnotami $0{,}45 \cdot f_{ck}$ pro kvazistálou kombinaci a $0{,}6 \cdot f_{ck}$ pro charakteristickou kombinaci. Při dodržení první jmenované podmínky není nutné uvažovat nelineární dotvarování. Druhá jmenovaná podmínka omezuje hodnotu tlakového napětí za účelem zabránění vzniku podélných trhlin. Mnou použitý TDA modul používá lineární dotvarování. [47, s. 11] Podmínky ověřuji jak v čase UP, tak KŽ. Na 4 obrázcích níže zobrazuji extrémní hodnoty napětí od kombinace kvazistálé, u nichž je omezující tlaková hodnota -15,75 MPa.



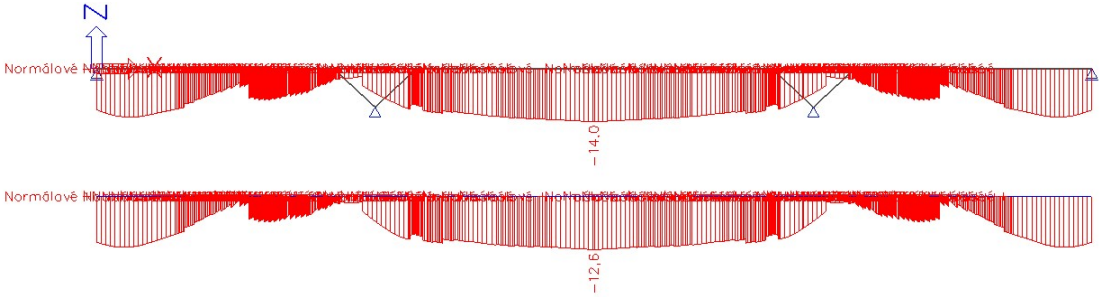
*Obrázek 306 - Napětí na dolních vláknech **UP** - Kvazistálá kombinace*



*Obrázek 307 - Napětí na dolních vláknech **KŽ** - Kvazistálá kombinace*

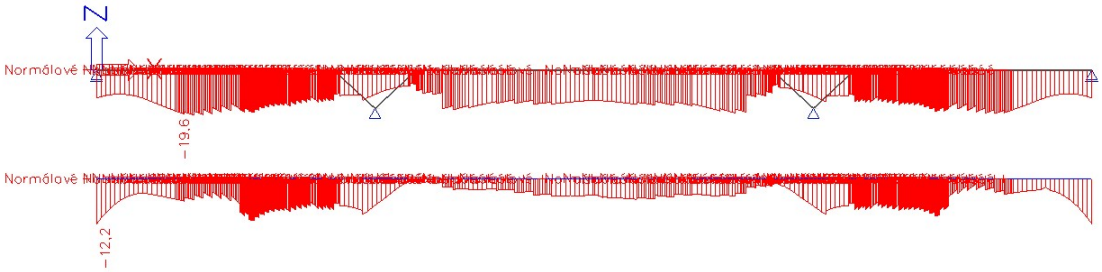


*Obrázek 308 - Napětí na horních vláknech **UP** - Kvazistálá kombinace*

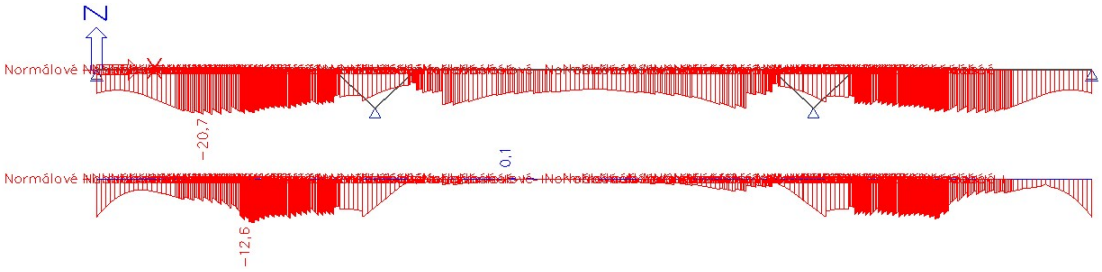


*Obrázek 309 - Napětí na horních vláknech **KŽ** - Kvazistálá kombinace*

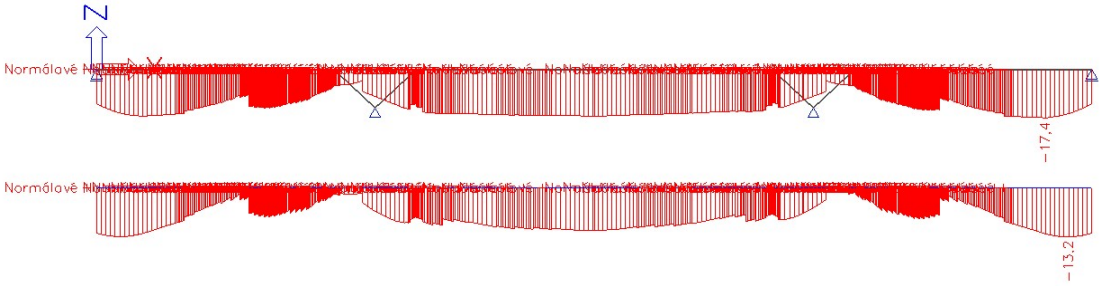
Na obrázcích níže jsou uvedeny extrémní hodnoty napětí od charakteristické kombinace. Tyto hodnoty napětí omezuji hodnotu -21 MPa.



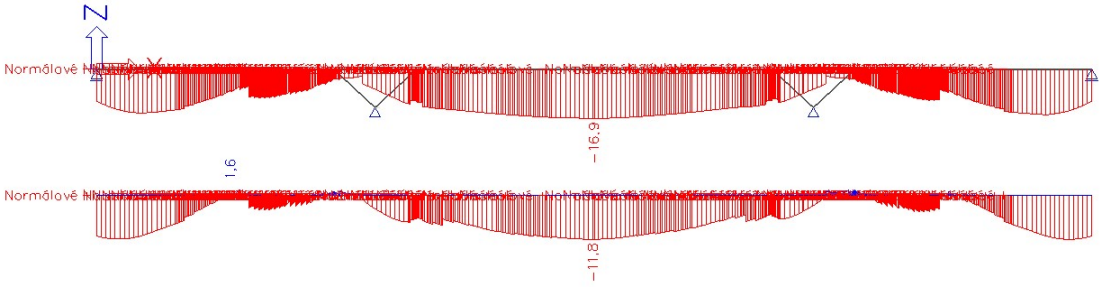
*Obrázek 310 - Napětí na dolních vláknech **UP** - Charakteristická kombinace*



*Obrázek 311 - Napětí na dolních vláknech **KŽ** - Charakteristická kombinace*



*Obrázek 312 - Napětí na horních vláknech **UP** - Charakteristická kombinace*



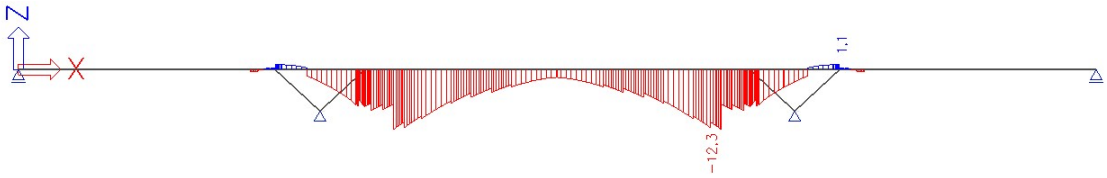
*Obrázek 313 - Napětí na horních vláknech **KŽ** - Charakteristická kombinace*

Z důvodu nedodržení podmínky omezení napětí hodnotou $0{,}45 \cdot f_{ck}$ při kvazistálé kombinaci pro uvažování lineárního dotvarování a současně kvůli značnému tlakovému napětí po celou dobu životnosti konstrukce jsem se rozhodl navrhnout o třídu vyšší pevnost betonu C40/50. Jedná se o tlak na spodních vláknech o velikosti -17,3 MPa v oblasti, kde jsou kotveny příložky.

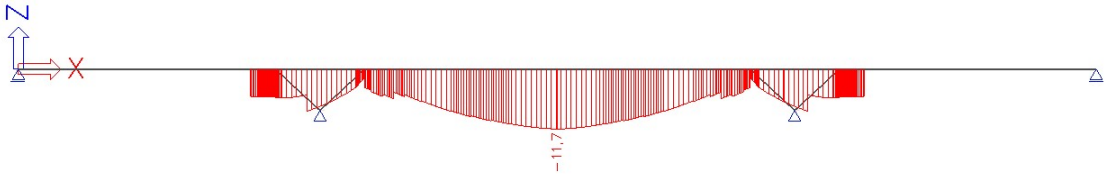
Tabulka 52 - Hodnoty pevností betonu v jednotlivých časech pro beton C40/50

t	$f_{ck}(t)$	$0{,}45 \cdot f_{ck}(t)$	$0{,}6 \cdot f_{ck}(t)$	$f_{ctm}(t)$
[dny]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
14	35,278	15,875162	21,167	3,156
28	40,000	18,000	24,000	3,500

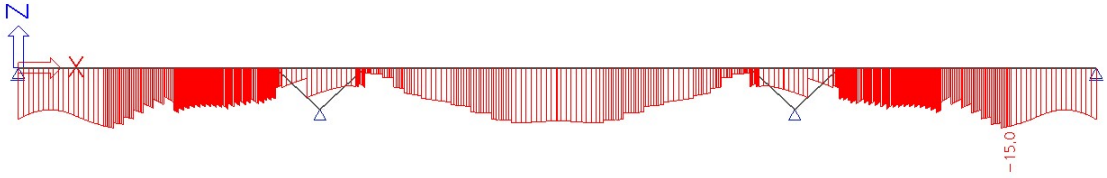
Po přepočítání modelu s časově závislou analýzou se změnily hodnoty napětí maximálně o 0,1 MPa. Nebudu zde tedy znovu uvádět grafy napětí od všech kombinací. Návrhová pevnost betonu C40/50 $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c$ uvažuji jako $f_{cd} = 0{,}85 \cdot 40/1{,}5 = 22{,}66$ MPa. Mohu konstatovat, že po změně betonu již konstrukce vyhovuje na obě dříve zmiňované podmínky. Oproti napětím se výrazně změnil průhyb na konstrukci. Pouze od stálých zatížení je nyní v čase UP 65,3 mm a v čase KŽ 131,9 mm. Tím se zabývám v další kapitole.



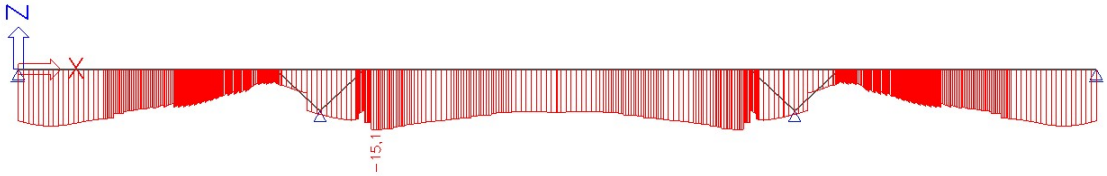
Obrázek 314 - Napětí na dolních vláknech po předepnutí skupiny kabelů 1 ze středního pole



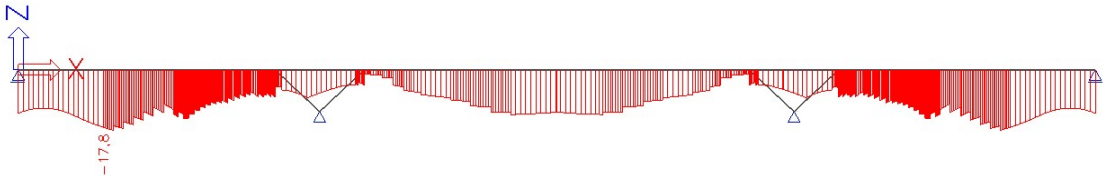
Obrázek 315 - Napětí na horních vláknech po předepnutí skupiny kabelů 1 ze středního pole



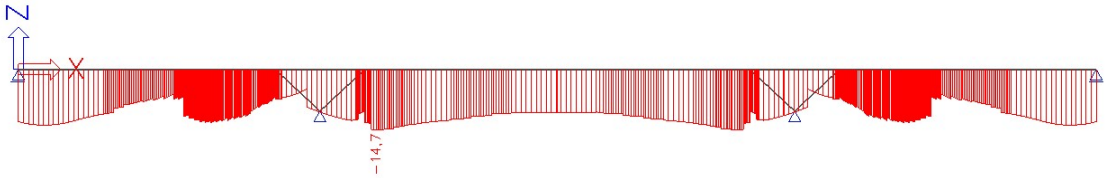
Obrázek 316 - Napětí na dolních vláknech po předepnutí krajních a průběžných kabelů



Obrázek 317 - Napětí na horních vláknech po předepnutí krajních a průběžných kabelů



Obrázek 318 - Napětí na dolních vláknech po předepnutí příložek



Obrázek 319 - Napětí na horních vláknech po předepnutí příložek

Na průbězích výše uvádím napětí ve stavech v průběhu výstavby. Průběhy uvádím bez uvažování jakýchkoliv proměnných zatížení. Tlaková napětí vyhovují oběma podmínkám omezení ($0{,}45 \cdot f_{ck(t)}$, $0{,}6 \cdot f_{ck(t)}$) až na hodnoty u dolních vláken po předepnutí příložek. To jsem se domníval, že by se dalo vyřešit návrhem předpínáním až v pozdějším stáří betonu krajních polí. Skruž v krajních polích netvoří takový problém, jako v poli středním, kde se snažím co nejméně dlouho omezovat průplavný

prostor. Tuto možnost předpínání krajních polí až po 28 dnech od betonáže jsem ověřil výpočtem. Bohužel jsem v problematickém místě získal tlak větší a to až -18,4 MPa.

Dalším problémem jsou tahy na dolních vláknech po předepnutí skupiny kabelů 1 ze středního pole dosahující hodnot 1,1 MPa. Dle informace z [34, s. 163] jsou: *„pro mosty nebo části mostů, u kterých je splněn mezní stav dekomprese na dokončené konstrukci pro kvazistálou nebo častou kombinaci zatížení, jsou během výstavby od kvazistálé kombinace zatížení přípustná tahová napětí až do hodnoty* $1{,}0 \cdot f_{ctm(t)}$*.“*

V mém případě se tedy jedná o omezující hodnotu $1{,}0 \cdot f_{ctm(t)} = 1{,}0 \cdot 3{,}156 = 3{,}156$ MPa. Jsem si vědom, že získávat tahy v průběhu výstavby není v žádném případě vhodné. Skutečnost vznikajících tahových napětí na mé konstrukci by bylo pravděpodobně možné zvrátit změnou vedení předpínacích kabelů.

Jak jsem psal v předchozí kapitole s návrhy předpětí, celý koncept předpětí konstrukce není optimální. Bylo by vhodné celou konstrukci přehodnotit. Dospěl jsem však k názoru, že již se svými znalostmi a časovými možnostmi nejsem schopen svůj návrh vylepšit. Takže i přesto, že jsem si vědom těchto faktů pokračuji v práci s tímto návrhem.

5.11.2 Mezní stav omezení průhybů

V této kapitole jsem se snažil postupovat podle informací získaných zejména v publikacích [34, s. 198-200] a [38, s. 167-168]. Rozhodl jsem se navrhnout nadvýšení konstrukce ve středním poli s maximální hodnotou 131,9 mm, což je hodnota průhybu na KŽ pouze od stálých zatížení. Při uvažování rozpětí středního pole od vetknutí vzpěr do příčle, jsem tedy navrhl nadvýšení o 1/584 L. Hodnota průhybu v řezu 35 pouze od kvazistálé kombinace zatížení v čase UP činí 27,8 mm. Pro čas KŽ se jedná o hodnotu 27,6 mm. Od časté kombinace je to hodnota 37,9 mm pro čas UP a 37,7 mm pro čas na KŽ. Konstrukci jsem také zatížil jednotlivými proměnnými ZS s koeficienty 1,0. Pouze od ochlazení konstrukce jsem získal průhyb 54,8 mm. Zatížení davem chodců bylo schopno vyvolat průhyb až 27 mm na KŽ.

Orientační hodnota uvedená v Tabulce 53 níže určená pro předpjatý beton L/600 reprezentuje v mém případě 128,3 mm. Kdybych posuzoval zatížení od jednotlivých proměnných ZS konstrukce by vyhověla. Vyhověla by však i na posouzení zatížení kombinacemi častou, či kvazistálou. Je nutné podotknout, že průhyby byly vypočteny na modelu bez uvažování vznik trhlin.

Tabulka 53 - Přípustné hodnoty průhybů (zdroj [48])

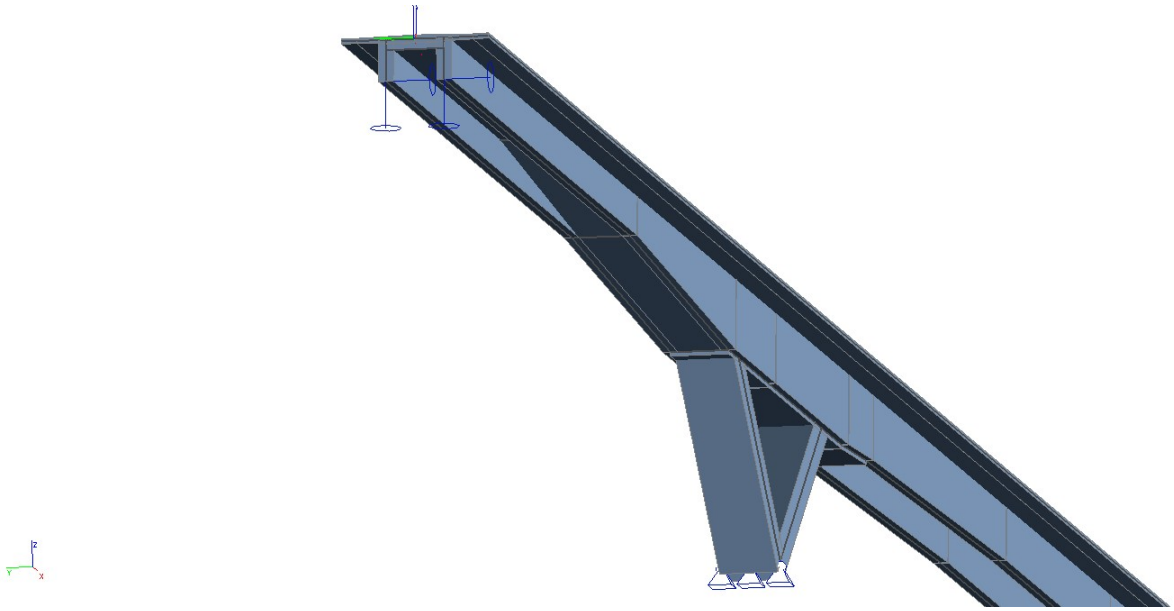
Konstrukce	Přípustný průhyb
Konstrukce železobetonové z prostých nosníků o více polích	L/500
Konstrukce železobetonové - prosté nosníky o jednom poli	L/350
Konsturkce železobetonové - spojité a rámové konstrukce	L/350
Konstrukce z předpjatého betonu	L/600

5.11.3 Ověření dynamického chování

Provedenými změnami oproti dynamicky posuzované konstrukci se jistě její chování v této oblasti změnilo. Vynecháním mezilehlých kyvných stojek se změnily i charaktery jednotlivých vlastních tvarů. Pro ověření jsem tak znovu vytvořil deskostěnový model. Vlastní frekvence jsem si, jako

v minulém případě, zobrazil také na prutovém modelu. Do vlastních frekvencí na deskostěnovém modelu je započtena hmota vyvozující ostatní stálé zatížení. Všechny jsou uvedeny v Tabulce 54.

Obrázek 320 - Pohled na deskostěnový model

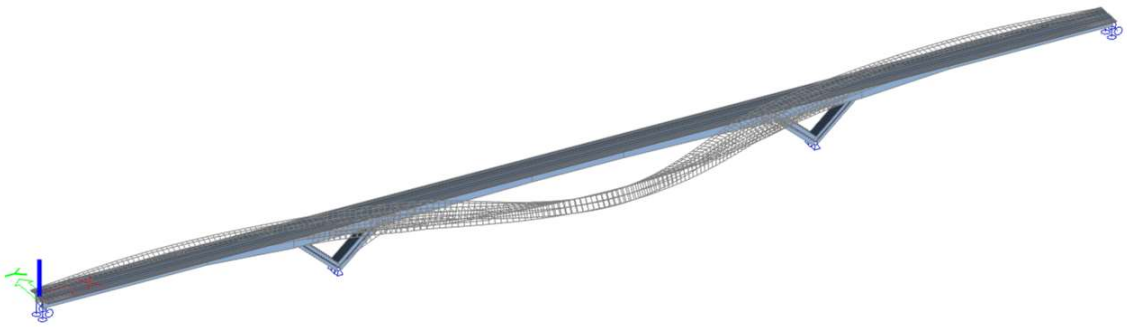


Obrázek 321 - Pohled na náběh dvoutrámového průřezu na plný v deskostěnovém modelu

Tabulka 54 - Vlastní frekvence z prutového modelu

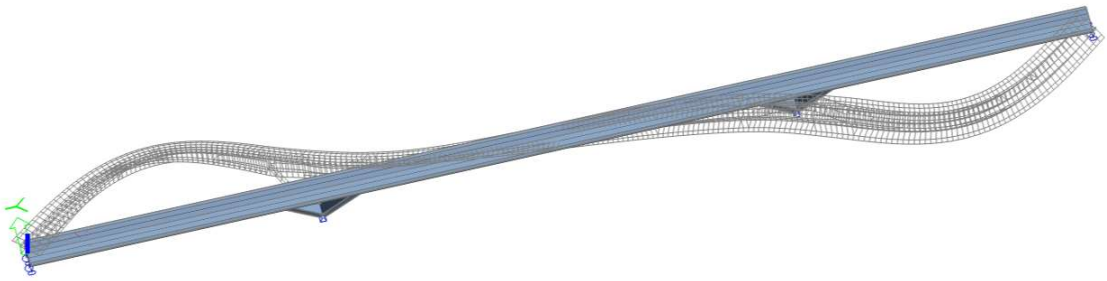
Vlastní frekvence [Hz]				
Deskostěnový	**Prutový 2D**	Popis tvaru	**Deskostěnový**	**Prutový 2D**
Číslo vl. tvaru	Číslo vl. tvaru		f_i [Hz]	f_i [Hz]
1.	**1.**	Svislý ohybový	0,9635	0,9945
2.		Vodorovný příčný	1,2479	
3.	**2.**	Svislý ohybový	1,5590	1,7501
4.	**3.**	Svislý ohybový	1,7378	1,8847
5.		Vodorovný příčný	1,8210	
6.		Vodorovný příčný	1,8217	
7.	**4.**	Svislý ohybový	2,4831	2,6616
8.		Vodorovný příčný	2,8297	
9.		Torzní kroutivý	2,8810	
10.		Torzní kroutivý	4,3211	
11.	**5.**	Svislý ohybový	4,4174	4,8650
12.		-	4,5312	
13.	**6.**	Svislý ohybový	4,6782	4,9831
14.	**7.**	Svislý ohybový	5,9059	6,4933
15.		Torzní kroutivý	6,1771	
16.	**8.**	Svislý ohybový	6,3889	7,1598
17.		Vodorovný příčný	6,4724	
18.		Torzní kroutivý	6,7178	
19.		Torzní kroutivý	6,7559	
20.		-	8,1541	

Hodnotu logaritmického dekrementu i poměrného útlumu jsem uvažoval stejnou jako v minulém případě. Vzhledem k hodnotám vlastních frekvencí jsem se rozhodl ověřit vlastní tvary 2 a 5 pro vodorovné kmitání 4 a 7 pro kmitání svislé.

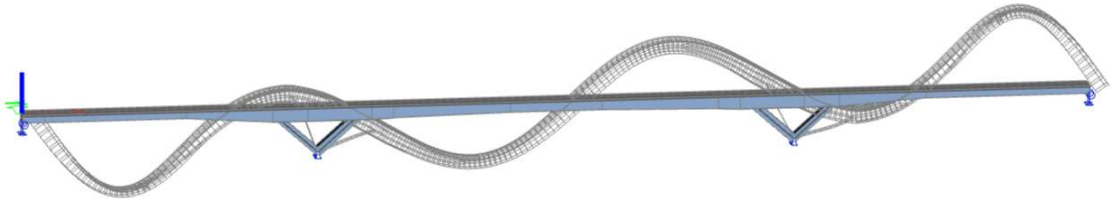


Obrázek 322 - Pohled na 2. vl. tvar (f=1,25 Hz)

Obrázek 323 - Pohled na 4. vl. tvar (f=1,74 Hz)



Obrázek 324 - Pohled na 5. vl. tvar (f=1,82 Hz)



Obrázek 325 - Pohled na 7. vl. tvar (f=2,48 Hz)

Z Tabulky 55 vyplývá, že limitních hodnot nebylo ani v tomto případě dosaženo a konstrukce tak po dynamické stránce vyhovuje.

Tabulka 55 - Výsledky dynamického výpočtu

	Číslo vl. tvaru	Popis tvaru	Vlastní frekvence	Amplituda síly	Amplituda výchylky	Vlast. kruh. frek. ω	Amplituda zrychlení	Limitní zrychlení
	[-]	[-]	[Hz]	[N]	[mm]	[s^{-1}]	[m/s^2]	[m/s^2]
1 chodec	2	Vodorovný	1,2479	70	0,128	7,84	**0,0079**	0,2
	4	Svislý	1,7378	180	0,139	10,92	**0,0166**	0,7
	5	Vodorovný	1,8210	70	0,043	11,44	**0,0056**	0,2
	7	Svislý	2,4831	180	0,046	15,6	**0,0112**	0,7
Skupina	2	Vodorovný	1,2470	210	0,385	7,84	**0,0237**	0,2
	4	Svislý	1,7366	540	0,417	10,91	**0,0496**	0,7
	5	Vodorovný	1,8201	59	0,044	11,44	**0,0058**	0,2
	7	Svislý	2,4821	540	0,137	15,59	**0,0333**	0,7

5.12 Posouzení MSÚ

V této kapitole nejprve vytvářím kombinace pro jejich následné využití při posuzování MSÚ vzpěr pomocí interakčního diagramu.

5.12.1 Kombinace MSÚ

Pro MSÚ jsem vytvořil 4 skupiny kombinací. Pro každou skupinu kombinaci jsem vytvořil kombinace 6.10, 6.10a a 6.10b, přičemž pracuji pouze s posledními dvěma jmenovanými. Kombinaci 6.10 nepoužívám, pravděpodobně by mohla vést k nehospodárnému návrhu. [34, s. 46]. Kombinoval jsem hodnoty vnitřních sil získaných z modelu bez TDA. U vnitřních sil předpětí již byly výpočetním programem započítány ztráty při vnášení předpětí, které činily přibližně 5 %. Z modelu s TDA jsem zjistil, že napětí v kabelech na KŽ pokleslo oproti vnášené hodnotě o průměrně 25 %. U kombinací na KŽ jsem ztráty započítal ručně.

Tabulka 56 - Extrémní momenty a normálové síly MSÚ (vnesení předpětí)

MSÚ - vnesení předpětí		V1		V2	
		Hlava	Pata	Hlava	Pata
M_{min}	6.10a	-10 023,41	1 962,64	-8 897,86	1 962,64
	6.10b	-9 274,21	749,07	-8 646,67	749,07
	Extrém	**-10 023,41**	**749,07**	**-8 897,86**	**749,07**
M_{max}	6.10a	-7 163,48	3 374,67	-5 328,33	3 374,67
	6.10b	-4 273,18	3 524,07	-393,17	3 524,07
	Extrém	**-4 273,18**	**3 524,07**	**-393,17**	**3 524,07**
N_{min}	6.10a	-24 435,18		-13 552,97	
	6.10b	-23 193,75		-13 425,92	
	Extrém	**-24 435,18**		**-13 552,97**	
N_{max}	6.10a	-20 696,57		-10 179,93	
	6.10b	-16 903,13		-7 224,75	
	Extrém	**-16 903,13**		**-7 224,75**	

Tabulka 57 - Extrémní momenty a normálové síly MSÚ (KŽ)

MSÚ - KŽ		V1		V2	
		Hlava	Pata	Hlava	Pata
M_{min}	6.10a	-11 748,82	2 853,58	-13 229,41	2 853,58
	6.10b	-10 999,62	1 640,01	-12 978,22	1 640,01
	Extrém	**-11 748,82**	**1 640,01**	**-13 229,41**	**1 640,01**
M_{max}	6.10a	-8 888,89	4 265,61	-9 659,88	4 265,61
	6.10b	-5 998,59	4 415,02	-4 724,72	4 415,02
	Extrém	**-5 998,59**	**4 415,02**	**-4 724,72**	**4 415,02**
N_{min}	6.10a	-24 199,54		-14 446,85	
	6.10b	-22 958,10		-14 319,81	
	Extrém	**-24 199,54**		**-14 446,85**	
N_{max}	6.10a	-20 460,93		-11 073,81	
	6.10b	-16 667,48		-8 118,63	
	Extrém	**-16 667,48**		**-8 118,63**	

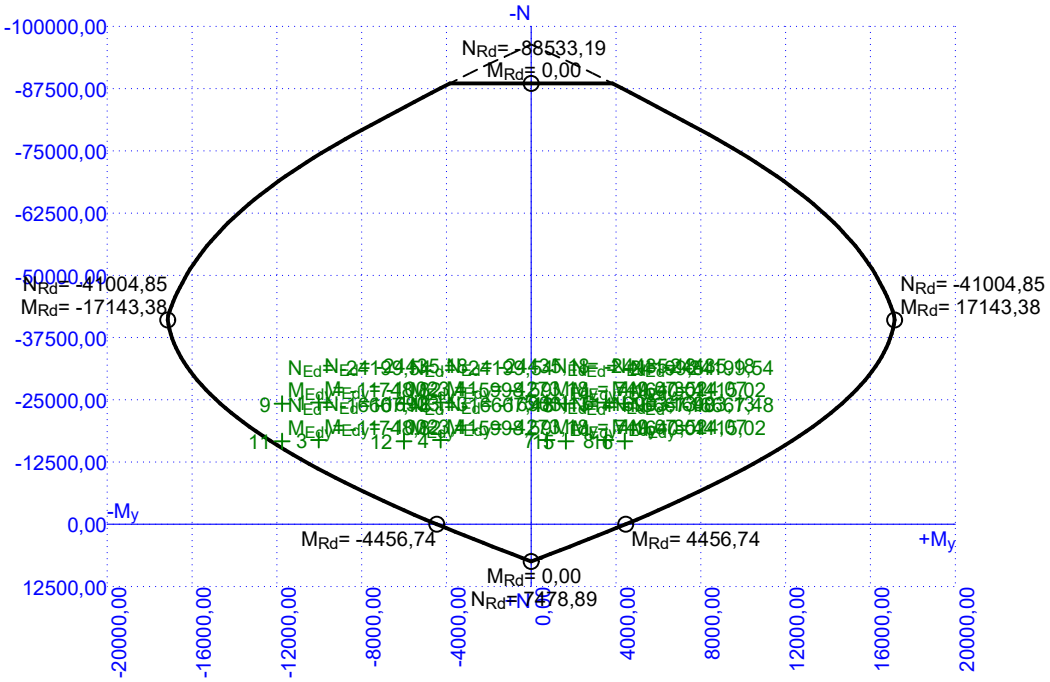
5.12.2 Interakční diagram

S pomocí výpočetního programu od společnosti FINE jsem navrhl vyztužení obou vzpěr. Do vzpěr vnějších (V1, V4) jsem navrhl u obou povrchů výztuž Ø 25 mm po 200 mm. Do vzpěr vnitřních (V2, V3) jsem navrhl Ø 28 mm po 150 mm. Posouzení jsem provedl na časy v UP a na KŽ v průřezech v hlavě i v patě. V obou jmenovaných průřezech uvažuji zjednodušeně průřez stejně vyztužený.

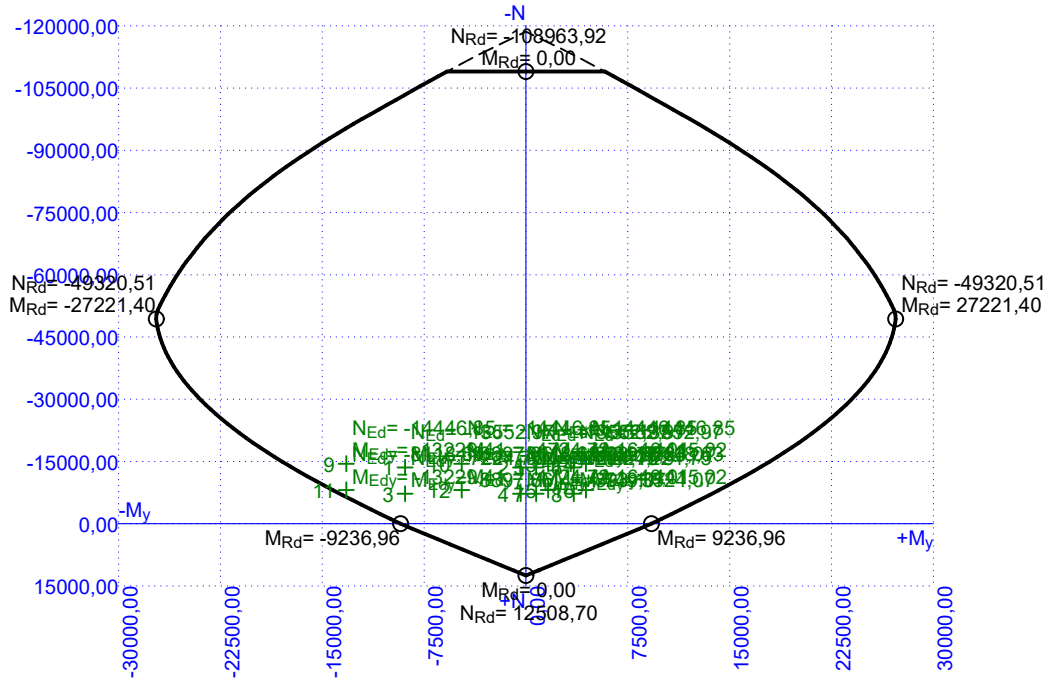
Hodnotu krycí vrstvy pro betonářskou výztuž uvažuji podle vztahů níže.

$$c_{min} = max\{28\ ;\ 55 + 0 - 0 - 0; 10\ mm\}$$

$$c_{nom} = 55 + 10 = 65\ mm$$



Obrázek 326 - Interakční diagram pro vnější vzpěry (V1, V4)



Obrázek 327 - Interakční diagram pro vnitřní vzpěry (V2, V3)

Do výpočetního softwaru jsem zadal všechny možné kombinace extrémních normálových sil spolu s příslušejícími hodnotami ohybových momentů. To stejné jsem provedl i pro hodnoty extrémních ohybových momentů. Všechny ZS vyhověly jak u vzpěr vnitřních, tak vnějších. Rozhodl jsem se ještě interakční diagram pro vzpěru V1 ověřit ručním výpočtem.

Výpočet bodů interakčního diagramu:

$$z_{s1} = z_{s2} = z_s = \frac{1}{2} \cdot (h - 2 \cdot c - 2 \cdot \emptyset_{sw} - \emptyset_s) = \frac{1}{2} \cdot (1\,300 - 2 \cdot 65 - 2 \cdot 10 - 25) = 562{,}5\ mm$$

$$d_1 = d_2 = 0{,}5 \cdot h - z_s = 0{,}5 \cdot 1\,300 - 562{,}5 = 87{,}5\ mm$$

$$d = h - d = 1\,300 - 87{,}5 = 1\,212{,}5\ mm$$

Bod 0 - dostřední tlak

$$N_{Rd,0} = b \cdot h \cdot f_{cd} + A_{s1} \cdot \sigma_s + A_{s2} \cdot \sigma_s = 3\,270 \cdot 1\,300 \cdot 22{,}66 + 8\,025{,}79 \cdot 400 \cdot 2 = 102\,748{,}29\ kN$$

$$M_{Rd,0} = 0\ kNm$$

Bod 1 - nulové přetvoření tažené výztuže

$$N_{Rd,1} = 0{,}8 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot f_{yd} = 0{,}8 \cdot 3\,270 \cdot 1\,212{,}5 \cdot 22{,}66 + 8\,025{,}79 \cdot 434{,}8 = 75\,364{,}87\ kN$$

$$M_{Rd,1} = 0{,}8 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - 0{,}4 \cdot d\right) + A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot z_s = 0{,}8 \cdot 3\,270 \cdot 1\,212{,}5 \cdot 22{,}66 \cdot \left(\frac{1\,300}{2} - 0{,}4 \cdot 1\,212{,}5\right) + 8\,025{,}79 \cdot 434{,}8 \cdot 562{,}5 = 13\,822{,}33\ kNm$$

Bod 2 - napětí v tažené výztuži je na mezi kluzu

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

$$x_{bal,1} = \xi_{bal,1} \cdot d = 0{,}617 \cdot 1\,212{,}5 = 748{,}1125\ mm$$

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

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cd} \cdot \left(1 - \frac{d_2}{x_{bal,1}}\right) = 0{,}0035 \cdot \left(1 - \frac{87{,}5}{748{,}1125}\right) = 0{,}003091$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200 \cdot 10^3} = 0{,}002175$$

$$N_{Rd,2} = 0{,}8 \cdot b \cdot x_{bal,1} \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot f_{yd} - A_{s1} \cdot f_{yd} = 0{,}8 \cdot 3\,270 \cdot 748{,}1125 \cdot 22{,}66 + 0 = 44\,347{,}03\ kN$$

$$M_{Rd,2} = 0{,}8 \cdot b \cdot x_{bal,1} \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h_c}{2} - 0{,}4 \cdot x_{bal,1}\right) + 2 \cdot \left(A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot z_{s2}\right)$$

$$= 0{,}8 \cdot 3\,270 \cdot 748{,}1125 \cdot 22{,}66 \cdot \left(\frac{1\,300}{2} - 0{,}4 \cdot 748{,}1125\right) + 2 \cdot (8\,025{,}79 \cdot 434{,}8 \cdot 562{,}5)$$

$$M_{Rd,2} = 19\,480{,}76\ kNm$$

Bod 3 - prostý ohyb

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

$$\sigma_{s2}^2 \cdot 8\,025{,}79 - \sigma_{s2} \cdot (8\,025{,}79 \cdot 434{,}8 + 8\,025{,}79 \cdot 0{,}0035 \cdot 200\,000) + 0{,}0035 \cdot 200\,000 \cdot (8\,025{,}79 \cdot 434{,}8 - 0{,}8 \cdot 3\,270 \cdot 22{,}66 \cdot 87{,}5)$$

$$=> \sigma_{s2} = -118{,}1478\ MPa$$

$$x = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd} - A_{s2} \cdot \sigma_{s2}}{0{,}8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{8\,025{,}79 \cdot 434{,}8 - 8\,025{,}79 \cdot (-118{,}15)}{0{,}8 \cdot 3\,270 \cdot 22{,}66} = 74{,}864\ mm$$

$$M_{Rd,3} = 0{,}8 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - 0{,}4 \cdot x\right) + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot z_{s2} + A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot z_{s1}$$

$$M_{Rd,3} = 0{,}8 \cdot 3\,270 \cdot 74{,}864 \cdot 22{,}66 \cdot \left(\frac{1\,300}{2} - 0{,}4 \cdot 74{,}864\right) + 8\,025{,}79 \cdot (-118{,}15) \cdot 562{,}5 + 8\,025{,}79 \cdot 434{,}8 \cdot 562{,}5$$

$$M_{Rd,3} = 4\,181{,}21\ kNm$$

$$N_{Rd,3} = 0\ kN$$

Bod 4 - nulové přetvoření tlačené výztuže

$$N_{Rd,4} = A_{s1} \cdot f_{yd} = 8\,025{,}79 \cdot 434{,}8 = 3\,489{,}61\ kN$$

$$M_{Rd,4} = A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot z_{s1} = 8\,025{,}79 \cdot 434{,}8 \cdot 562{,}5 = 1\,962{,}91\ kNm$$

Bod 5 - prostý tah

$$N_{Rd,5} = (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} = (2 \cdot 8\,025{,}79) \cdot 434{,}8 = 6\,979{,}23\ kN$$

$$M_{Rd,5} = 0\ kNm$$

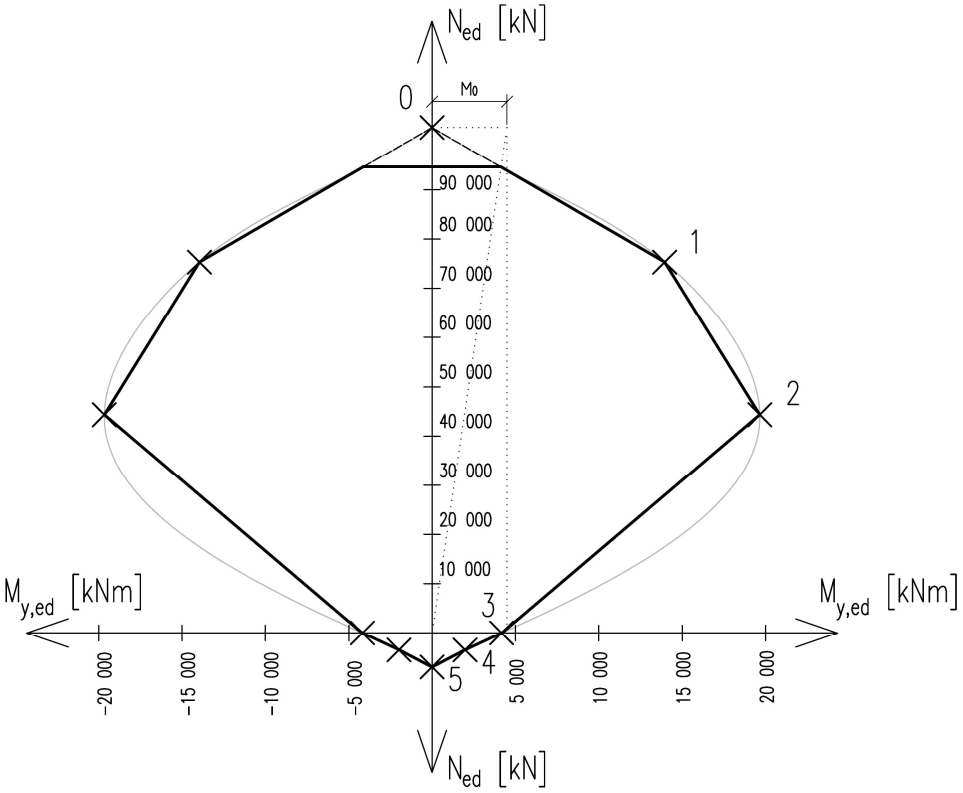
Omezení tlakové únosnosti

Minimální výstřednost:

$$e_0 = max\left(\frac{h}{30}; 20\ mm\right) = max\left(\frac{1\,300}{30}; 20\ mm\right) = 43{,}33\ mm$$

Minimální ohybový moment:

$$M_0 = N_{Rd,0} \cdot e_0 = 102\,748{,}29 \cdot 43{,}33 = 4\,452{,}08\ kNm$$



Obrázek 328 - Interakční diagram z ručního výpočtu vzpěra V1

V porovnání s interakčními diagramy vygenerovanými pomocí výpočetního programu mohu konstatovat, že mnou sestrojený diagram má v důležitých bodech s přibližně stejné hodnoty a má stejný charakter. Svým diagramem jsem nakonec proložil šedou hladkou křivku.

5.13 Reakce

Posouzení orientace reakcí není hlavním předmětem této práce. V této podkapitole jsem chtěl jen prošetřit, zda nedochází k nadzvedávání nosné konstrukce nad ložisky v některé fázi životnosti.

*Obrázek 329 - Reakce od stálých zatížení v čase **UP***

*Obrázek 330 - Reakce od stálých zatížení v čase **KŽ***

Zvedání ložisek by se nabízelo v uložení na opěrách. Zde lze však pozorovat, že i na KŽ je zde na ložiska tlaková reakce přes 1 730 kN. Od kombinací MSP se tyto hodnoty nezmenšují. Od samostatného ZS rovnoměrného ochlazení se reakce na krajích konstrukce zmenšily pouze o 155 kN. Tlakovou rezervu tedy shledávám dostatečnou.

6 Závěr

V úvodní části své práce jsem se zabýval variantním řešením alternativního návrhu lávky pro pěší v Kralupech nad Vltavou. Vytvořil jsem návrhy zavěšené, vzpěradlové a dvou obloukových variant. Po jejich porovnání jsem následně vybral variantu vzpěradlovou.

V rešerši jsem rozebral trámové a rámové mostní objekty. U rámových mostů jsem se specializoval na vzpěradlové konstrukce a jejich specifika. V rámci rešerše jsem také uvedl několik již realizovaných vzpěradlových konstrukcí.

Velice přínosnou pro mě byla práce na kapitole zabývající se parametrickou studií. Zde jsem porovnával chování několika variant konstrukcí s vlastnostmi v určité oblasti rozdílnými. Řešil jsem tuhost jednotlivých prvků, rozdílné naklonění V-vzpěr a jejich uložení a různé varianty mezilehlých stojek. Díky znalostem z této a předchozích kapitol jsem ještě upravil řešení navržené lávky.

Poté jsem provedl zjednodušené dynamické posouzení výsledné varianty. V této kapitole jsem porovnal výsledky z prutového a deskostěnového modelu. Lávku jsem posoudil na dynamické účinky jak skupinky chodců, tak jednotlivce. Zjistil jsem, že i přes nepříznivé hodnoty vlastních frekvencí, jsem z výpočtů získal přijatelné hodnoty zrychlení konstrukce.

Navrhl jsem postup výstavby lávky, který jsem si namodeloval pomocí výpočetního softwaru v časově závislé analýze. Dále jsem přešel k návrhu předpětí. I v této kapitole jsem byl bohužel nucen měnit výslednou konstrukci, jelikož jsem při její volbě dostatečně dobře neodhadl její chování při předpínání. Současně byla mnou navržená konstrukce celkově příliš měkká. Následoval proces návrhů a optimalizace předpětí se současným posuzování konstrukce.

S mnou navrženou konstrukcí nejsem zcela spokojen. Na konstrukci by se ještě rozhodně dalo pracovat. Za nevyhovující považuji přílišná tlaková napětí a vznik tahových napětí v průběhu předpínání. Bohužel jsem i při využití všech mých dosavadních znalostí nedosáhl výsledků lepších. Při vylepšování konstrukce bych se soustředil na oblast příčle u V-vzpěra a pokusil bych se vytvořit návrh bez potřeby mnou navržených přílože k.

V závěru mé práce jsem provedl posudky omezení napětí, průhybu a MSÚ vzpěr pomocí interakčního diagramu. Opět jsem ověřil dynamické chování konstrukce.

Ve svých výpočtech jsem se dopustil několika chyb. Nezahrnul jsem podélný sklon mostovky a uvažoval ho zjednodušeně nulový. Dále jsem nepočítal se zatížením sněhem, větrem a použil jsou pouze rovnoměrné změny teploty. Neprošetřil jsem, zda má konstrukce není náchylná k ochabnutí smykem, kvůli které bych případně musel počítat s redukovaným průřezem. Mrzí mě, že jsem učinil tolik zjednodušení, ale bohužel nebylo možné postihnout naprosto všechno kompletně.

7 Bibliografie

[1] VÍTEK, Jan. BETONOVÉ MOSTY. *Beton: Technologie, konstrukce, sanace*. Praha: Česká betonářská společnost, 2019, (42019), 44-51. ISSN 1213-3116.

[2] EuroVelo 7. *Greenways: Nadace partnerství* [online]. [cit. 2020-02-23]. Dostupné z: https://www.greenways.cz/EuroVelo/EuroVelo-v-CR/EuroVelo-7?lat=49.73723221907916&lon=15.368419950000014&z=7

[3] Dvořákova stezka. In: *Wikipedia: the free encyclopedia* [online]. San Francisco (CA): Wikimedia Foundation, 2001-2019 [cit. 2020-02-23]. Dostupné z: https://cs.wikipedia.org/wiki/Dvo%C5%99%C3%A1kova_stezka

[4] SEZNAM.CZ, A.S. Výřez z mapy. In: SEZNAM.CZ, A.S. *Mapy.cz* [online]. Praha, 2020 [cit. 2020-02-25]. Dostupné z: https://mapy.cz

[5] KRALUPY NAD VLTAVOU (Mělník): lávka pro pěší. *Encyklopedie mostů v Čechách, na Moravě a ve Slezku* [online]. [cit. 2020-01-13]. Dostupné z: https://libri.cz/databaze/mosty/heslo.php?id=472

[6] Povodně 2013 - Lávka pro pěší. In: *Kralupy nad Vltavou - portál pro turisty a návštěvníky města* [online]. Kralupy nad Vltavou, 2013 [cit. 2020-02-19]. Dostupné z: https://www.kralupynadvltavou.info/fotogalerie/povodne-2013/lavka-pro-pesi.html

[7] KALNÝ, Milan, Jan KOMANEC, Václav KVASNIČKA, Robert BROŽ, Petr KOUKOLÍK, Robert COUFAL a Jan VÍTEK. LÁVKA PŘES LABE V ČELÁKOVICÍCH: – PRVNÍ NOSNÁ KONSTRUKCE Z UHPC V ČR. *Beton: Technologie, konstrukce, sanace*. Praha: Česká betonářská společnost, 2015, (42014), 10-18. ISSN 1213-3116.

[8] ŠAFÁŘ, Roman. *Betonové mosty 2: přednášky*. 1. vyd. V Praze: České vysoké učení technické, 2014. ISBN ISBN 978-80-01-05543-4.

[9] Shibanpo Yangtze River Bridge. In: *Wikipedia: the free encyclopedia* [online]. San Francisco (CA): Wikimedia Foundation [cit. 2020-02-19]. Dostupné z: https://en.wikipedia.org/wiki/Shibanpo_Yangtze_River_Bridge

[10] COPYRIGHT © T.Y. LIN INTERNATIONAL. SHIBANPO YANGTZE RIVER BRIDGE. *Tylin International Group* [online]. [cit. 2020]. Dostupné z: https://www.tylin.com/en/projects/shibanpo_yangtze_river_bridge

[11] Chongqing Shibanpo Girder Bridge Built In China. In: *Encyclopædia Britannica ImageQuest* [online]. [cit. 2020.02.25]. Dostupné z: https://quest.eb.com/search/115_1613710/1/115_1613710/cite

[12] JANDA, Lubor, Zdeněk KLEISNER a Jozef ZVARA. *Betonové mosty*. Vyd. 1. Praha: Nakladatelství techn. lit, 1988, ().

[13] STRÁSKÝ, Jiří. *Betonové mosty*. 1. vyd. Praha: ŠEL, 2001. Technická knižnice autorizovaného inženýra a technika. ISBN 80-86426-05-x.

[14] HRDOUŠEK, Vladislav. *Betonové mosty 2*. Vyd. 1. Praha: Česká technika - nakladatelství ČVUT, 2005. ISBN isbn80-01-03321-x.

[15] VÍTEK, Jan. ČESKÉ POČÁTKY MOSTŮ Z PŘEDPJATÉHO BETONU. *Beton: Technologie, konstrukce, sanace*. Praha: Česká betonářská společnost, 2015, (42015), 54-61. ISSN 1213-3116.

[16] FISCHER, Jan a Ondřej FISCHER. *Pražské mosty*. 1. vyd. Praha: Academia, 1985.

[17] Viaduc des Glacières. In: *Wikipedia: the free encyclopedia* [online]. San Francisco (CA): Wikimedia Foundation, 2018 [cit. 2020-02-20]. Dostupné z: https://fr.wikipedia.org/wiki/Viaduc_des_Glaci%C3%A8res

[18] KLEISNER, Zdeněk a Jan TOMEK. *Betonové mosty II*. 1. vyd. Brno: VUT, 1984, 300 s.

[19] ZŮDA, Karel. *BETONOVÉ MOSTY II: Mosty z předpjatého betonu*. 1. vyd. Brno: Vysoké učení technické v Brně, 1967, 206 s.

[20] ZŮDA, Karel. *Výpočet staticky neurčitých mostních konstrukcí z předpjatého betonu*. 1. vyd. Praha: SNTL - Nakladatelství technické literatury, 1971, 170 s. Řada stavební literatury.

[21] *TP 261: Integrované mosty* [online]. Praha: Ministerstvo dopravy, 2017, 112 s. Dostupné z: http://www.pjpk.cz/data/USR_001_2_8_TP/TP_261_2017.pdf

[22] BECHYNĚ, Stanislav. *Betonové mosty trámové a rámové*. 2. vyd. Praha: Státní nakladatelství technické literatury, 1954. Česká matice technická, Technický průvodce.

[23] KLIMEŠ, Jiří a Karel ZŮDA. *Betonové mosty II: Mosty z předpjatého betonu*. 1. vyd. Praha: SNTL - Nakladatelství techn. lit., 1969. Řada stavební literatury.

[24] KUNC, Michal. TECHNOLOGIE VÝSTAVBY NORSKÉHO MOSTU HALLEVANNETBRUA. *Beton: Technologie, konstrukce, sanace*. Praha: Česká betonářská společnost, 2016, (42016), 46-51. ISSN 1213-3116.

[25] Otevření nového mostu ev.č. 00719-1 přes D7 u města Buštěhrad (Bouchalka) je plánováno na 22.12.2017. *Krajská správa a údržba silnic* [online]. Praha: Krajská správa a údržba silnic Středočeského kraje [cit. 2020-02-23]. Dostupné z: http://www.ksus.cz/aktuality/otevreni-noveho-mostu-ev-c-00719-1-pres-d7-u-mesta-bustehrad-bouchalka-je-planovano-na-22-12-2017

[26] SVOBODA, Pavel, Jiří STRÁSKÝ, Pavel KALÁB, Josef HOLBA, Pavel MAŘÍK a Karel DAHINTER. Most přes Lochkovské údolí. In: *Fib: Konstrukční beton v České republice 2006-2009*. Washington, 2010, s. 58-61.

[27] DAHINTER, Karel, Jiří KOLÍSKO, Vítězslav VACEK, Otakar VICH, Pavel MAŘÍK, Pavel MACHÁČEK a Jiří ŠŤASTNÝ. VLÁKNOBETON DESKY MOSTOVKY SPŘAŽENÉHO OCELOBETONOVÉHO MOSTU PŘES LOCHKOVSKÉ ÚDOLÍ. *Beton: Technologie, konstrukce, sanace*. Praha: Česká betonářská společnost, 2010, (22010), 10-18. ISSN 1213-3116.

[28] STRÁSKÝ, Jiří. KONSTRUKCE VYUŽÍVAJÍCÍ VYSOKOPEVNOSTNÍ BETON: Most přes Lochkovské údolí. *Beton: Technologie, konstrukce, sanace*. Praha: Česká betonářská společnost, 2012, (72012), 20-41. ISSN 1213-3116.

[29] JONSEN, L. Sathorn Bridge, Bangkok (Thailand). *IABSE structures: Constructions AIPC*. Zurich, 1982, **1982**(6), 38-39.

[30] Taksin Bridge: View of Taksin Bridge from Sathorn pier. In: *Wikipedia: the free encyclopedia* [online]. San Francisco (CA): Wikimedia Foundation, 2001 [cit. 2020-03-01]. Dostupné z: https://en.wikipedia.org/wiki/Taksin_Bridge

[31] DAHINTER, Karel. MOSTY Z PŘEDPJATÉHO BETONU NA VYSOKORYCHLOSTNÍCH ŽELEZNIČNÍCH TRATÍCH V NĚMECKU. *Beton: Technologie, konstrukce, sanace*. Praha: Česká betonářská společnost, 2012, (42012), 20-30. ISSN 1213-3116.

[32] Maintalbrücke Gemünden. In: *Wikipedia: the free encyclopedia* [online]. San Francisco (CA): Wikimedia Foundation, 2001 [cit. 2020-02-23]. Dostupné z: https://de.wikipedia.org/wiki/Maintalbr%C3%BCcke_Gem%C3%BCnden

[33] La Voulte-sur-Rhône: Viaduc ferroviaire. In: *Wikipedia: the free encyclopedia* [online]. San Francisco (CA): Wikimedia Foundation, 2001 [cit. 2020-02-28]. Dostupné z: https://fr.wikipedia.org/wiki/Fichier:La_Voulte-sur-Rh%C3%B4ne_-_Viaduc_ferroviaire_-1.JPG

[34] ŠAFÁŘ, Roman. *Betonové mosty 2 - cvičení: Návrh předpjatého mostu podle Eurokódů*. 1. vyd. V Praze: České vysoké učení technické, 2015. ISBN 978-80-01-05690-5.

[35] *ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí: část 1-5: Obecná zatížení. Zatížení teplotou*. Praha: ČNI, 2005, (), 44 s.

[36] HOLICKÝ, Milan, Jana MARKOVÁ a Miroslav SÝKORA. *Zatížení stavebních konstrukcí: příručka k ČSN EN 1991*. 1. vyd. Praha: Pro Ministerstvo pro místní rozvoj a Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě (ČKAIT) vydalo Informační centrum ČKAIT, 2010, 132 s. Technická knižnice (ČKAIT). ISBN 978-80-87093-89-4.

[37] *ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí: část 2: Zatížení mostů dopravou*. Praha: ČNI, 152 s.

[38] ČAMBULA, Jaroslav. *Navrhování mostních konstrukcí podle Eurokódů*. 1. vyd. Praha: Pro Ministerstvo dopravy a Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě (ČKAIT) vydalo Informační centrum ČKAIT, 2010, 360 s. Technická knižnice (ČKAIT). ISBN 978-80-87093-90-0.

[39] VŮJTĚCH, Jakub a Jan ŽITNÝ. *NAVRHOVÁNÍ LÁVEK CITLIVÝCH NA DYNAMICKÉ ÚČINKY CHODCŮ* [online]. In: . Praha: Rozvojové projekty MŠMT, 2018, 29 s. [cit. 2020-04-09].

[40] *ČSN EN 1990 ed. 2 (73 0002): Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Praha: Úřad pro technickou normalizace, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.

[41] *Guidelines for the design of footbridges: guide to good practice*. Lausanne, Switzerland: International Federation for Structural Concrete, 2005, 160 s. Bulletin (Fédération internationale du béton), 32. ISBN 978-2-88394-072-7.

[42] MÁCA, Jiří. *Přednášky: Dynamika stavebních konstrukcí: III. Tlumené kmitání* [přednáška]. In: . Praha: ČVUT, 37 s. [cit. 2020-04-10].

[43] GRANDIć, Ivana. SERVICEABILITY VERIFICATION OF PEDESTRIAN BRIDGES UNDER PEDESTRIAN LOADING. *Tehnicki Vjesnik: Technical Gazette*. University of Osijek, 2015, **22**(2), 527-537. DOI: 10.17559/TV-20131030105641. ISSN 1330-3651.

[44] *ČSN EN 1992-2 (736208): Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady, vč. Opravy 1 - 10/2009, Změny Z1 - 03/2010 a Změny Z2 - 01/20141*. Praha: Úřad pro technickou normalizace, metrologii a státní zkušebnictví.

[45] FOGLAR, Marek, Michaela FRANTOVÁ a Pavel JIŘÍČEK. *Betonové konstrukce 3: navrhování betonových konstrukcí na MSP, úvod do předpjatého betonu*. 1. vyd. V Praze: České vysoké učení technické, 2011, 144 s. ISBN 978-80-01-04943-3.

[46] NAVRÁTIL, Jaroslav. *Předpjaté betonové konstrukce*. Vyd. 2. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2008, 186 s. ISBN 978-80-7204-561-7.

[47] *Fáze výstavby, časově závislá analýza: Manuál* [online]. , 111 [cit. 2020-05-18]. Dostupné z: https://help.scia.net/download/17.0/cs/ConstructionStages_csy.pdf

[48] *ČSN 73 6214 (736214): Navrhování betonových mostních konstrukcí*. Praha: Úřad pro technickou normalizace, metrologii a státní zkušebnictví, 2014.

8 Seznam obrázků

Obrázek 1 - Silniční most T. G. Masaryka (foto autor) 11
Obrázek 2 - Výřez mapy se zájmovým územím (zdroj [4])....12
Obrázek 3 - Výřez leteckého mapového snímku (zdroj [4])....12
Obrázek 4 - Pěší zóna s cyklistickým pruhem (foto autor)....13
Obrázek 5 - Fotografie stávající stavby (foto autor) 14
Obrázek 6 - Stávající lávka při povodních 2013 (zdroj [6]) 14
Obrázek 7 - Podélný řez zavěšenou variantou 15
Obrázek 8 - Podélný řez lávkou v Čelákovicích (zdroj [7, s. 11])....15
Obrázek 9 - Pohled na lávku v Čelákovicích (foto autor)....16
Obrázek 10 - Podélný řez obloukovou variantou 1....16
Obrázek 11 - Podélný řez obloukovou variantou 2....17
Obrázek 12- Podélný řez obloukovou lávkou se šikmými závěsy....18
Obrázek 13 - Vodorovný řez a pohled shora na obloukovou lávku se šikmými závěsy....18
Obrázek 14 - Podélný řez vzpěradlovou lávkou 18
Obrázek 15 - Příčný řez vzpěradlové lávky v poli....19
Obrázek 16 - Příčný řez vzpěradlovou lávkou nad podporou....19
Obrázek 17- Fotografie z průběhu zvedání ocelového segmentu na mostu Shibanpo (zdroj [11]) 22
Obrázek 18 - Příčinkové čáry na trámové konstrukci (zdroj [12, s. 327])....23
Obrázek 19 - Příčný řez monolitickým vícetrámovým mostem (zdroj [8, s. 58]) 24
Obrázek 20 - Příčný řez prefabrikovaným vícetrámovým mostem (zdroj [8, s. 58]) 25
Obrázek 21 - Příčný řez monolitickým jednotrámovým mostem (zdroj [8, s. 58]) 25
Obrázek 22 - Příčný řez monolitickým dvoutrámovým mostem (zdroj [8, s. 59]) 26
Obrázek 23 - Fotografie most na Veslařský ostrov (foto autor)....27
Obrázek 24 - Dilatační spára - most na Veslařský ostrov (foto autor)....27
Obrázek 25 - Příčný řez mostem s parapetními nosníky (zdroj [8, s. 59])....28
Obrázek 26 - Příčný řez monolitickým jednokomorovým mostem (zdroj [8, s. 60])....28
Obrázek 27 - Příčný řez monolitickým dvoukomorovým mostem (zdroj [8, s. 60])....29
Obrázek 28 - Příčný řez mostu s dvěma komorovými trámy (zdroj [8, s. 61])....29
Obrázek 29 - Viadukt Sylans (zdroj [17])....30
Obrázek 30 - Průběhy momentů na různých rámových konstrukcích (zdroj [12, s. 421]) 31
Obrázek 31 - Několik možných variant rámových mostů (zdroj [19, s. 134])....32
Obrázek 32 - Změna ohybových momentů na konstrukci (zdroj autor) 34
Obrázek 33 - Schéma možných dvoukloubových rámů s konzolou (zdroj [12, s. 423]) 35
Obrázek 34 - Oblouková lávka přes R7 u Loun (ev. č. 7 -042B) (foto autor) 35
Obrázek 35 - Chování konstrukce s málo ukloněnými vzpěrami - normálové síly (zdroj autor) 35
Obrázek 36 - Chování konstrukce s výrazně ukloněnými vzpěrami - normálové síly (zdroj autor)....35
Obrázek 37 - Normálové sily na různě tuhých konstrukcích (zdroj autor)....36
Obrázek 38 -Možné působení vzpěradlové konstrukce (zdroj autor) 37
Obrázek 39 - Možné působení vzpěradlové konstrukce (zdroj autor) 37
Obrázek 40 - Schematické chování konstrukce při různých stavech (zdroj [12, s. 426])....41
Obrázek 41 - Schematické chování konstrukce při různých stavech (zdroj [12, s. 426])....41

Obrázek 42 - Pohled na vzpěradlový nadjezd u Bouchalky (foto autor) 42
Obrázek 43 - Pohled zespodu konstrukce nadjezdu u Bouchalky (foto autor) 43
Obrázek 44 - Detail vrubového kloubu (foto autor)....44
Obrázek 45 - Pohled na Lochkovský most (foto autor) 45
Obrázek 46 - Pohled zespod konstrukce Lochkovského mostu (foto autor)....45
Obrázek 47 - Pohled z prostoru mezi vzpěrami (foto autor)....46
Obrázek 48 - Schematický postup výstavby Taksin bridge (zdroj [12, s. 459]) 47
Obrázek 49 - Pohled na konstrukci Taksin bridge (zdroj [30])....47
Obrázek 50 - Vzpěradlový železniční most u Gmündenu (zdroj [32]) 48
Obrázek 51 - Zjednodušené schéma postupu výstavby (zdroj [23, s. 184]) 49
Obrázek 52 - Pohled na konstrukci (zdroj [23, s. 180]) 49
Obrázek 53 - Sdružený rámový most přes Rhônu (zdroj [33]) 49
Obrázek 54 - Pohled na konstrukci z mostu Barikádníků (foto autor)....50
Obrázek 55 - Pohled na styk dvou rámů (foto autor)....50
Obrázek 56 - Pohled na konstrukci z břehu (foto autor)....51
Obrázek 57 - Zatěžovací stav 1....54
Obrázek 58 - Zatěžovací stav 2....54
Obrázek 59 - Zatěžovací stav 3....54
Obrázek 60 - Zatěžovací stav 4....54
Obrázek 61 - Zatěžovací stav 5....54
Obrázek 62 - Zatěžovací stav 6....55
Obrázek 63 - Zatěžovací stav 7....55
Obrázek 64 - Zatěžovací stav 8....55
Obrázek 65 - Zatěžovací stav 9....55
Obrázek 66 - Zatěžovací stav 10....55
Obrázek 67 - Zatěžovací stav 11....55
Obrázek 68 - Zatěžovací stav 12....55
Obrázek 69 - Schéma zatížení obslužným vozidlem (zdroj [38, s. 21-22]) 56
Obrázek 70 - Zatěžovací stav 1....56
Obrázek 71 - Zatěžovací stav 2....57
Obrázek 72 - Zatěžovací stav 3....57
Obrázek 73 - Zatěžovací stav 4....57
Obrázek 74 - Zatěžovací stav 5....57
Obrázek 75 - Zatěžovací stav 6....57
Obrázek 76 - Zatěžovací stav 7....57
Obrázek 77 - Zatěžovací stav 8....57
Obrázek 78 - Zatěžovací stav 9....58
Obrázek 79 - Zatěžovací stav 10....58
Obrázek 80 - Zatěžovací stav 11....58
Obrázek 81 - Zatěžovací stav 12....58
Obrázek 82 - Zatěžovací stav 13....58
Obrázek 83 - Zatěžovací stav 14....58

Obrázek 84 - Zatěžovací stav 15 58
Obrázek 85 - Zatěžovací stav 16 59
Obrázek 86 - Zatěžovací stav 17 59
Obrázek 87 - Zatěžovací stav 18 59
Obrázek 88 - Zatěžovací stav 19 59
Obrázek 89 - Zatěžovací stav 20 59
Obrázek 90 - Zatěžovací stav 21 59
Obrázek 91 - Zatěžovací stav 22 59
Obrázek 92 - Zatěžovací stav 23 60
Obrázek 93 - Zatěžovací stav 24 60
Obrázek 94 - Zatěžovací stav 25 60
Obrázek 95 - Zatěžovací stav 26 60
Obrázek 96 - Zatěžovací stav 27 60
Obrázek 97 - Zatěžovací stav 28 60
Obrázek 98 - Zatěžovací stav 29 60
Obrázek 99 - Zatěžovací stav 30 61
Obrázek 100 - Zatěžovací stav 31 61
Obrázek 101 - Zatěžovací stav 32 61
Obrázek 102 - Zatěžovací stav 33 61
Obrázek 103 - Zatěžovací stav 34 61
Obrázek 104 - Zatěžovací stav 35 61
Obrázek 105 - Zatěžovací stav 36 61
Obrázek 106 - Zatěžovací stav 37 62
Obrázek 107 - Zatěžovací stav 38 62
Obrázek 108 - Zatěžovací stav 39 62
Obrázek 109 - Zatěžovací stav 40 62
Obrázek 110 - Zatěžovací stav 41 62
Obrázek 111 - Zatěžovací stav 42 62
Obrázek 112 - Zatěžovací stav 43 62
Obrázek 113 - Zatěžovací stav 44 63
Obrázek 114 - Zatěžovací stav 45 63
Obrázek 115 - Zatěžovací stav 46 63
Obrázek 116 - Zatěžovací stav 47 63
Obrázek 117 - Zatěžovací stav 48 63
Obrázek 118 - Zatěžovací stav 49 63
Obrázek 119 - Zatěžovací stav 50 63
Obrázek 120 - Zatěžovací stav 51 64
Obrázek 121 - Zatěžovací stav 52 64
Obrázek 122 - Zatěžovací stav 53 64
Obrázek 123 - Zatěžovací stav 54 64
Obrázek 124 - Zatěžovací stav 55 64
Obrázek 125 - Zatěžovací stav 56 64

Obrázek 126 - Zatěžovací stav 57 64
Obrázek 127 - Zatěžovací stav 58 65
Obrázek 128 - Zatěžovací stav 59 65
Obrázek 129 - Zatěžovací stav 60 65
Obrázek 130 - Zatěžovací stav 61 65
Obrázek 131 - Zatěžovací stav 62 65
Obrázek 132 - Zatěžovací stav 63 65
Obrázek 133 - Zatěžovací stav 64 65
Obrázek 134 - Zatěžovací stav 65 66
Obrázek 135 - Zatěžovací stav 66 66
Obrázek 136 - Zatěžovací stav 67 66
Obrázek 137 - Zatěžovací stav 68 66
Obrázek 138 - Zatěžovací stav 69 66
Obrázek 139 - Zatěžovací stav 70 66
Obrázek 140 - Zatěžovací stav 71 66
Obrázek 141 - Model ve výpočetním programu SCIA 67
Obrázek 142 - Model ve výpočetním programu SCIA 67
Obrázek 143 - Model ve výpočetním programu SCIA 68
Obrázek 144 - Ohybové momenty od vl. tíhy 68
Obrázek 145 - Normálové síly od vl. tíhy 68
Obrázek 146 - Výpočetní model 69
Obrázek 147 - Popis řezů na konstrukci 69
Obrázek 148 - Ohybové momenty od zatížení vl. tíhou 69
Obrázek 149 - Normálové síly od zatížení vl. tíhy 69
Obrázek 150 - Svislé deformace od zatížení vl. tíhou 69
Obrázek 151 - Ohybové momenty od zatížení ost. stálým 70
Obrázek 152 - Normálové síly od zatížení ost. stálým 70
Obrázek 153 - Svislé deformace od zatížení ost. stálým 70
Obrázek 154 - Obálka ohybových momentů od zatížení nerovnom. poklesy 71
Obrázek 155 - Obálka normálových sil od zatížení nerovnom. poklesy 71
Obrázek 156 - Obálka ohybových momentů od zatížení davem chodců - ZS ručně 72
Obrázek 157 - Obálka normálových sil od zatížení davem chodců - ZS ručně 72
Obrázek 158 - Obálka extrémních svislých deformací od zatížení davem chodců - ZS ručně 72
Obrázek 159 - Extrémní hodnoty reakcí na konstrukci od zatížení davech chodců - ZS ručně 72
Obrázek 160 - Minimální ohybové momenty od zatížení davem chodců 72
Obrázek 161 - Maximální ohybové momenty od zatížení davem chodců 73
Obrázek 162 - Minimální normálové síly od zatížení davem chodců 73
Obrázek 163 - Maximální normálové síly od zatížení davem chodců 73
Obrázek 164 - Příčinková čára My v řezu 50P 74
Obrázek 165 - Zatěžovací stav vyvozující maximální kladný ohyb. moment v řez 50P 74
Obrázek 166 - Chování konstrukce při ZS5 (zdroj autor) 75
Obrázek 167 - Průběh ohybových momentů při ZS5 75

Obrázek 168 - Průběh normálových sil při ZS5 75
Obrázek 169 - Průběh deformací od ZS5 75
Obrázek 170 - Obálka minimálních ohybových momentů od obslužného vozidla 76
Obrázek 171 - Obálka maximálních ohybových momentů od obslužného vozidla 76
Obrázek 172 - Obálka minimálních normálových sil od obslužného vozidla 76
Obrázek 173 - Obálka maximálních normálových sil od obslužného vozidla 76
Obrázek 174 - Průběh ohybových momentů při oteplení konstrukce 77
Obrázek 175 - Průběh ohybových momentů při ochlazení konstrukce 77
Obrázek 176 - Průběh normálových sil od oteplení konstrukce 77
Obrázek 177 - Průběh normálových sil od ochlazení konstrukce 77
Obrázek 178 - Průběh svislých deformací od oteplení konstrukce 77
Obrázek 179 - Průběh svislých deformací od ochlazení konstrukce 77
Obrázek 180 - Průběh ohybových momentů od oteplení mostovky 78
Obrázek 181 - Průběh ohybových momentů od ochlazení mostovky 78
Obrázek 182 - Průběh normálových sil od oteplení mostovky 78
Obrázek 183 - Průběh normálových sil od ochlazení mostovky 78
Obrázek 184 - Průběh svislých deformací od oteplení mostovky 78
Obrázek 185 - Průběh svislých deformací od ochlazení mostovky 79
Obrázek 186 - 1. vlastní tvar konstrukce 79
Obrázek 187 - 2. vlastní tvar konstrukce 79
Obrázek 188 - 3. vlastní tvar konstrukce 79
Obrázek 189 - 4. vlastní tvar konstrukce 79
Obrázek 190 - 5. vlastní tvar konstrukce 79
Obrázek 191 - 6. vlastní frekvence konstrukce 79
Obrázek 192 - 7. vlastní frekvence konstrukce 80
Obrázek 193 - Model konstrukce s tuhou příčlí 80
Obrázek 194 - Model konstrukce s poddajnou příčlí 81
Obrázek 195 - Model konstrukce s tuhými vzpěrami 81
Obrázek 196 - Porovnání rozdělení ohybových momentů - ost. stálé 81
Obrázek 197 - Porovnání rozdělení ohybových momentů - oteplení 81
Obrázek 198 - Schématické rozdílných poměrů ohybových momentů (zdroj autor) 82
Obrázek 199 - Pootočení od oteplení konstrukce 84
Obrázek 200 - Model konstrukce se vzpěrami na ležato 85
Obrázek 201 - Model konstrukce se vzpěrami na stojato 85
Obrázek 202 - Model konstrukce 90
Obrázek 203 - Model konstrukce s vetknutými stojkami 91
Obrázek 204 - Schéma chování konstrukce (vykresleny normálové síly) (zdroj autor) 92
Obrázek 205 - Model konstrukce vodorovně tužší 93
Obrázek 206 - Model konstrukce vodorovně poddajnější 93
Obrázek 207 - Pohled na most v Poděbradech (foto autor) 94
Obrázek 208 - Kyvné stojky použité na mostu v Poděbradech (foto autor) 94
Obrázek 209 - Odlišně deformované konstrukce od oteplení (zdroj autor) 95

Obrázek 210 - Model konstrukce z dvoukloubových rámů 96
Obrázek 211 - Ohybové momenty od vl. tíhy na dvouklobových rámech....96
Obrázek 212 - Ohybové momenty od oteplení na dvouklobových rámech 96
Obrázek 213 - Model optimalizované varianty 1 97
Obrázek 214 - Model optimalizované varianty 2 97
Obrázek 215 - Model optimalizované varianty 3 98
Obrázek 216 - Deskostěnový model SCIA 101
Obrázek 217 - Grafy k_v a k_h (zdroj [41]) 103
Obrázek 218 - Pohled na 3. vl. tvar (f=1,28 Hz) 103
Obrázek 219 - Pohled na 7. vl. tvar (f=2,41 Hz) 103
Obrázek 220 - Pohled na 9. vl. tvar (f=2,91 Hz) 103
Obrázek 221 - Schématický postup výstavby 106
Obrázek 222 - Příčný řez s polohou kabelů v řezech 30 a 35 108
Obrázek 223 - Primární moment od předpětí skupiny 1 108
Obrázek 224 - Sekundární moment od předpětí skupiny 1 109
Obrázek 225 - Celkový moment od předpětí skupiny 1 109
Obrázek 226 - Primární normálová síla od předpětí skupiny 1 109
Obrázek 227 - Sekundární normálová síla od předpětí skupiny 1 109
Obrázek 228 - Celková normálová síla od předpětí skupiny 1 109
Obrázek 229 - Největší možná tahová napětí na dolních vláknech **UP** - Častá kombinace 110
Obrázek 230- Největší možná tahová napětí na dolních vláknech **KŽ** - Častá kombinace 110
Obrázek 231 - Největší možná tahová napětí na horních vláknech **UP** - Častá kombinace 110
Obrázek 232- Největší možná tlaková napětí na horních vláknech **UP** - Častá kombinace 110
Obrázek 233 - Schématický průběh ohybového momentu od účinků dotvarování a smršťování na konstrukci 111
Obrázek 234 - Schématický průběh normálových sil od účinků dotvarování a smršťování 111
Obrázek 235 - Porovnání charakteru deformací (nahoře stálé zatížení, dole dotvarování a smršťování) 111
Obrázek 236 - Napětí na dolních vláknech **KŽ** - model s řízenými poklesy 112
Obrázek 237 - Napětí na horních vláknech **KŽ** - model s řízenými poklesy 112
Obrázek 238 - Znázornění řešené oblasti 113
Obrázek 239 - Napětí na modelu bez TDA pouze od oteplení (příčle u vnější vzpěry) 114
Obrázek 240 - Druhý návrh předepnuté konstrukce 114
Obrázek 241 - Upravené náběhy konstrukce 115
Obrázek 242 - Napětí na dolních vláknech v čase **UP** jen od stálých zatížení 115
Obrázek 243 - Napětí na horních vláknech v čase **UP** jen od stálých zatížení 115
Obrázek 244 - Napětí na dolních vláknech v čase **KŽ** jen od stálých zatížení 115
Obrázek 245 - Napětí na dolních vláknech v čase **KŽ** jen od stálých zatížení 115
Obrázek 246 - Napětí na dolních vláknech **UP** - Častá kombinace 116
Obrázek 247 - Napětí na dolních vláknech **KŽ** - Častá kombinace 116
Obrázek 248 - Napětí na horních vláknech **UP** - Častá kombinace 116
Obrázek 249 - Napětí na horních vláknech **KŽ** - Častá kombinace 116

Obrázek 250 - Svislé deformace v době **UP** 117
Obrázek 251 - Svislé deformace v době **KŽ**....117
Obrázek 252 - Svislé deformace v době **UP** 118
Obrázek 253 - Svislé deformace v době **UP** 118
Obrázek 254 - Napětí na dolních vláknech v čase **UP** jen od stálých zatížení 119
Obrázek 255 - Napětí na horních vláknech v čase **UP** jen od stálých zatížení 119
Obrázek 256 - Napětí na dolních vláknech v čase **KŽ** jen od stálých zatížení....119
Obrázek 257 - Napětí na horních vláknech v čase **KŽ** jen od stálých zatížení....119
Obrázek 258 - Napětí na dolních vláknech **UP** - Častá kombinace 119
Obrázek 259 - Napětí na dolních vláknech **KŽ** - Častá kombinace....120
Obrázek 260 - Napětí na horních vláknech **UP** - Častá kombinace....120
Obrázek 261 - Napětí na horních vláknech **KŽ** - Častá kombinace 120
Obrázek 262 - Svislé deformace v době **UP** 121
Obrázek 263 - Svislé deformace v době **KŽ**....121
Obrázek 264 - Napětí na dolních vláknech v čase **UP** jen od stálých zatížení 121
Obrázek 265 - Napětí na horních vláknech v čase **UP** jen od stálých zatížení 121
Obrázek 266 - Napětí na dolních vláknech v čase **KŽ** jen od stálých zatížení....121
Obrázek 267 - Napětí na horních vláknech v čase **KŽ** jen od stálých zatížení....121
Obrázek 268 - Napětí na dolních vláknech **UP** - Častá kombinace 122
Obrázek 269 - Napětí na dolních vláknech **KŽ** - Častá kombinace....122
Obrázek 270 - Napětí na horních vláknech **UP** - Častá kombinace....122
Obrázek 271 - Napětí na horních vláknech **KŽ** - Častá kombinace 122
Obrázek 272 - Schéma změny svislých reakcí v krajních polích (zdroj autor)....123
Obrázek 273 - Pozměněný schématický postup výstavby 124
Obrázek 274 - Svislé deformace v době **UP** 125
Obrázek 275 - Svislé deformace v době **KŽ**....125
Obrázek 276 - Napětí na dolních vláknech v čase **UP** jen od stálých zatížení 126
Obrázek 277 - Napětí na dolních vláknech v čase **KŽ** jen od stálých zatížení....126
Obrázek 278 - Napětí na horních vláknech v čase **UP** jen od stálých zatížení 126
Obrázek 279 - Napětí na horních vláknech v čase **KŽ** jen od stálých zatížení....126
Obrázek 280 - Svislé deformace v době **UP** 127
Obrázek 281 - Svislé deformace v době **KŽ**....127
Obrázek 282 - Napětí na dolních vláknech v čase **UP** jen od stálých zatížení 127
Obrázek 283 - Napětí na dolních vláknech v čase **KŽ** jen od stálých zatížení....127
Obrázek 284 - Napětí na horních vláknech v čase **UP** jen od stálých zatížení 127
Obrázek 285 - Napětí na horních vláknech v čase **KŽ** jen od stálých zatížení....127
Obrázek 286 - Finální schématický postup výstavby....129
Obrázek 287 - Svislé deformace v době **UP** 130
Obrázek 288 - Svislé deformace v době **KŽ**....130
Obrázek 289 - Napětí na dolních vláknech v čase **UP** jen od stálých zatížení 130
Obrázek 290 - Napětí na dolních vláknech v čase **KŽ** jen od stálých zatížení....130
Obrázek 291 - Napětí na horních vláknech v čase **UP** jen od stálých zatížení 130

Obrázek 292 - Napětí na horních vláknech v čase **KŽ** jen od stálých zatížení....130
Obrázek 293 - Napětí na dolních vláknech **UP** - Častá kombinace....131
Obrázek 294 - Napětí na dolních vláknech **KŽ** - Častá kombinace....131
Obrázek 295 - Napětí na dolních vláknech (střední pole) **KŽ** - Častá kombinace....131
Obrázek 296 - Napětí na horních vláknech **UP** - Častá kombinace....131
Obrázek 297 - Napětí na horních vláknech **KŽ** - Častá kombinace....131
Obrázek 298 - Ohybový moment od vl. tíhy....132
Obrázek 299 - Normálové síly od vl. tíhy....132
Obrázek 300 - Ohybové momenty od oteplení konstrukce....132
Obrázek 301 - Normálové síly od oteplení konstrukce....132
Obrázek 302 - Ohybové momenty od ochlazení konstrukce....132
Obrázek 303 - Normálové síly od ochlazení konstrukce....133
Obrázek 304 - Obálka ohybových momentů od davu chodců....133
Obrázek 305 - Obálka normálových sil od davu chodců....133
Obrázek 306 - Napětí na dolních vláknech **UP** - Kvazistálá kombinace....133
Obrázek 307 - Napětí na dolních vláknech **KŽ** - Kvazistálá kombinace....134
Obrázek 308 - Napětí na horních vláknech **UP** - Kvazistálá kombinace....134
Obrázek 309 - Napětí na horních vláknech **KŽ** - Kvazistálá kombinace....134
Obrázek 310 - Napětí na dolních vláknech **UP** - Charakteristická kombinace....134
Obrázek 311 - Napětí na dolních vláknech **KŽ** - Charakteristická kombinace....135
Obrázek 312 - Napětí na horních vláknech **UP** - Charakteristická kombinace....135
Obrázek 313 - Napětí na horních vláknech **KŽ** - Charakteristická kombinace....135
Obrázek 314 - Napětí na dolních vláknech po předepnutí skupiny kabelů 1 ze středního pole....136
Obrázek 315 - Napětí na horních vláknech po předepnutí skupiny kabelů 1 ze středního pole....136
Obrázek 316 - Napětí na dolních vláknech po předepnutí krajních a průběžných kabelů....136
Obrázek 317 - Napětí na horních vláknech po předepnutí krajních a průběžných kabelů....136
Obrázek 318 - Napětí na dolních vláknech po předepnutí přílože....136
Obrázek 319 - Napětí na horních vláknech po předepnutí přílože....136
Obrázek 320 - Pohled na deskostěnový model....138
Obrázek 321 - Pohled na náběh dvoutrámového průřezu na plný v deskostěnovém modelu....138
Obrázek 322 - Pohled na 2. vl. tvar (f=1,25 Hz)....139
Obrázek 323 - Pohled na 4. vl. tvar (f=1,74 Hz)....139
Obrázek 324 - Pohled na 5. vl. tvar (f=1,82 Hz)....140
Obrázek 325 - Pohled na 7. vl. tvar (f=2,48 Hz)....140
Obrázek 326 - Interakční diagram pro vnější vzpěry (V1, V4)....142
Obrázek 327 - Interakční diagram pro vnitřní vzpěry (V2, V3)....142
Obrázek 328 - Interakční diagram z ručního výpočtu vzpěra V1....145
Obrázek 329 - Reakce od stálých zatížení v čase **UP**....145
Obrázek 330 - Reakce od stálých zatížení v čase **KŽ**....145

9 Seznam tabulek

Tabulka 1 - Hodnoty pevností betonu v jednotlivých časech 53
Tabulka 2 - Sestavy zatížení dopravou 67
Tabulka 3 - Vnitřní síly a reakce od vl. tíhy....70
Tabulka 4 - Vnitřní síly a reakce od ost. stálého....71
Tabulka 5 - Obálky vnitřních sil a reakcí - zatížení nerovnom. poklesy....71
Tabulka 6 - Obálky vnitřních sil a reakcí - zatížení davem (pohyblivé zatížení)....73
Tabulka 7 - Obálky vnitřních sil a reakcí - zatížení davem (ruční volba ZS) 74
Tabulka 8 - Obálky vnitřních sil a reakcí - zatížení obslužným vozidlem....76
Tabulka 9 - Obálky vnitřních sil a reakcí - zatížení teplotními změnami 78
Tabulka 10 - Vlastní frekvence [Hz]....80
Tabulka 11 - Poměry momentů na konstrukcích s různými tuhostmi....81
Tabulka 12 - Ohybové momenty při vybraných ZS (různě tuhé konstrukce)....82
Tabulka 13 - Normálové síly na konstrukcích s různými tuhostmi (ost. stálé)....83
Tabulka 14 - Normálové síly na konstrukcích s různými tuhostmi (oteplení)....83
Tabulka 15 - Průhyby různě tuhých konstrukcí 84
Tabulka 16 - Vlastní frekvence různě tuhých konstrukcí 85
Tabulka 17 - Ohybové momenty při vybraných ZS (různě skloněné vzpěry) 86
Tabulka 18 - Normálové síly na konstrukcích s různě skloněnými vzpěrami (ost. stálé)....86
Tabulka 19 - Normálové síly na konstrukcích s různě skloněnými vzpěrami (oteplení)....87
Tabulka 20 - Průhyby konstrukcí s různě skloněnými vzpěrami 87
Tabulka 21 - Vodorovné posuny konstrukcí s různě skloněnými vzpěrami 87
Tabulka 22 - Vlastní frekvence konstrukcí s rozdílně skloněnými vzpěrami 88
Tabulka 23 - Ohybové momenty od zatížení teplotou na konstrukcích s různě uloženými vzpěrami...89
Tabulka 24 - Normálové síly od oteplení na konstrukcích s různě uloženými vzpěrami 89
Tabulka 25 - Vlastní konstrukcí s různě uloženými vzpěrami....89
Tabulka 26 - Ohybové momenty od zatížení teplotou na konstrukcích s různě tuhými stojkami 90
Tabulka 27 - Normálové síly od zatížení teplotou na konstrukcích s různě tuhými stojkami 90
Tabulka 28 - Ohybové momenty od oteplení....91
Tabulka 29 - Normálové síly od zatížení teplotou na konstrukcích s různě tuhými stojkami 92
Tabulka 30 - Průběhy ohybových momentů 95
Tabulka 31 - Normálové síly od oteplení konstrukce 95
Tabulka 32 - Vlastní frekvence....96
Tabulka 33 - Kombinace (obecně)....98
Tabulka 34 - Hodnoty koeficientů pro kombinace (zdroj [40])....99
Tabulka 35 - Kombinace 1 (MSP) 99
Tabulka 36 - Kombinace 2 (MSP) 99
Tabulka 37 - Kombinace 3 (MSP) 99
Tabulka 38 - Kombinace 4 (MSP) 99
Tabulka 39 - Kombinace 5 (MSP) 99
Tabulka 40 - Kombinace 6 (MSP) 100
Tabulka 41 - Kombinace 7 (MSP) 100

Tabulka 42 - Kombinace 8 (MSP) 100
Tabulka 43 - Ohybové momenty (MSP - dokončená stavba) 100
Tabulka 44 - Normálové síly (MSP - dokončená stavba) 100
Tabulka 45 - Vlastní frekvence na různých modelech bez započítání tíhy ost. stálého 101
Tabulka 46 - Vlastní frekvence po započítání ost. stálého 102
Tabulka 47 - Výsledky dynamického výpočtu 104
Tabulka 48 - Jednotlivé fáze výstavby 107
Tabulka 49 - Svislé reakce od stálých zatížení na různých konstrukcích 123
Tabulka 50 - Jednotlivé pozměněné fáze výstavby 125
Tabulka 51 - Jednotlivé pozměněné fáze výstavby 128
Tabulka 52 - Hodnoty pevností betonu v jednotlivých časech pro beton C40/50 135
Tabulka 53 - Přípustné hodnoty průhybů (zdroj [48]) 137
Tabulka 54 - Vlastní frekvence z prutového modelu 139
Tabulka 55 - Výsledky dynamického výpočtu 140
Tabulka 56 - Extrémní momenty a normálové síly MSÚ (vnesení předpětí) 141
Tabulka 57 - Extrémní momenty a normálové síly MSÚ (KŽ) 141

10 Seznam použitých zkratek

ZS - zatěžovací stav

MS - mezní stav

MSÚ - mezní stav únosnosti

MSP - mezní stav použitelnosti

TDA - Time Discretization Analysis [46, s. 114] nebo také Time Dependent Analysis

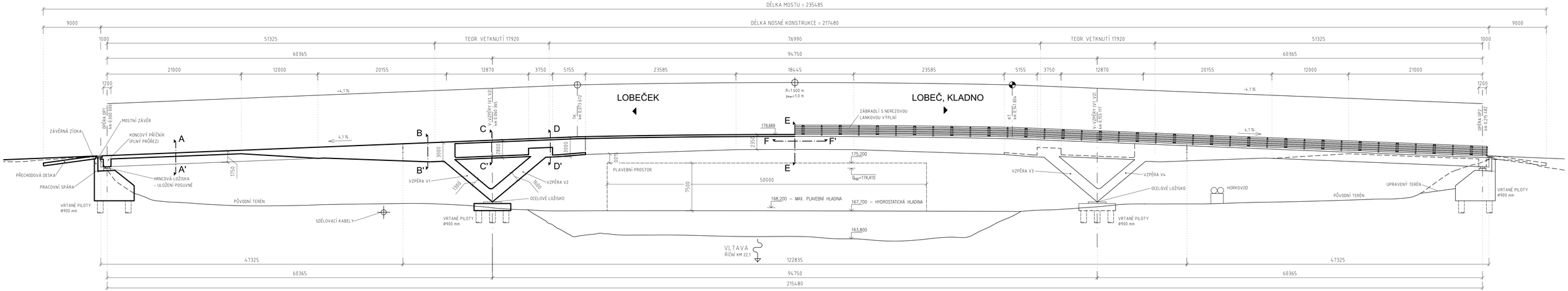
UP - uvedení do provozu

KŽ - konec životnosti

Vizualizace

PŘEHLEDNÝ PODÉLNÝ ŘEZ (POHLED PROTI TOKU ŘEKY)
1:250

POHLED NA KONSTRUKCI
1:250



PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ: Y1860S7–15,7
BETON NK: C40/50 – XC4,XD3,XF4

POZNÁMKY:

JEDNÁ SE POUZE O PŘEHLEDNÝ VÝKRES.
Z DŮVODU ZJEDNODUŠENÍ A PRO LEPŠÍ ZOBRAZENÍ NÁBĚHŮ BYL STEJNĚ JAKO VE VÝPOČTECH ZANEDBÁN PODÉLNÝ SKLON NIVELETY PŘEVÁDĚNÉ KOMUNIKACE.

PODÉLNÝ ŘEZ JE VEDEN OSOU PŘEVÁDĚNÉ KOMUNIKACE.

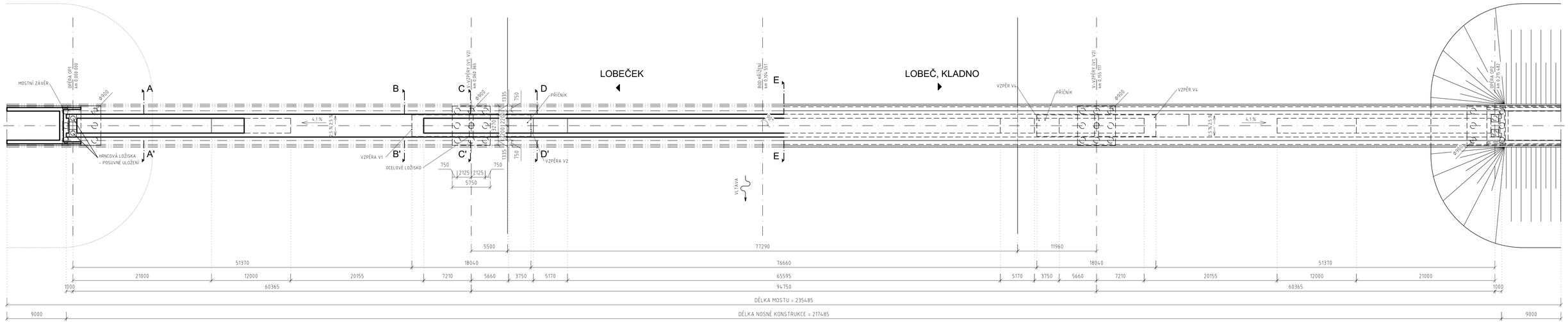
OBOR	KATEDRA	JMÉNO STUDENTA
SI–Ú, K	K133	VOJTĚCH ŠULC
ROČNÍK	VYUČUJÍCÍ	
4.	Doc. Ing. Marek FOGLAR PhD.	

PŘEDMĚT, ÚLOHA

133BAPK – PODÉLNÝ ŘEZ, POHLED

FORMÁT	5x A4
MĚŘÍTKO	1:250
DATUM	24.5.2020
ČÍSLO VÝKRESU	

VODOROVNÝ ŘEZ NOSNOU KONSTRUKCÍ (ŘEZ F–F')
1:250



PŮDORYS
1:250

PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ: Y1860S7–15,7
BETON NK: C40/50 – XC4,XD3,XF4

OBOR	KATEDRA	JMÉNO STUDENTA
SI–Ú; K	K133	VOJTĚCH ŠULC
ROČNÍK	VYUČUJÍCÍ	
4.	Doc. Ing. Marek FOGLAR PhD.	

PŘEDMĚT, ÚLOHA

133BAPK – VODOR. ŘEZ A PŮDORYS

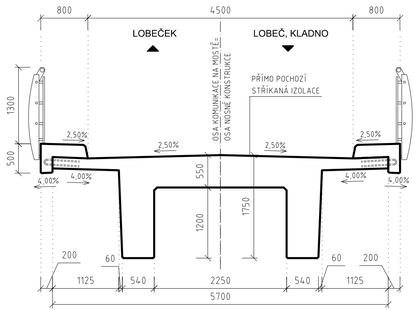
FORMÁT	5xA4
MĚŘÍTKO	1:250
DATUM	24.5.2020
ČÍSLO VÝKRESU	

PŘÍČNÉ ŘEZY

1:50

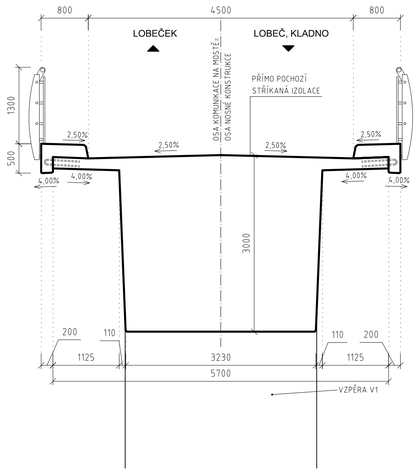
ŘEZ A–A'

STANIČ. 10,750 m



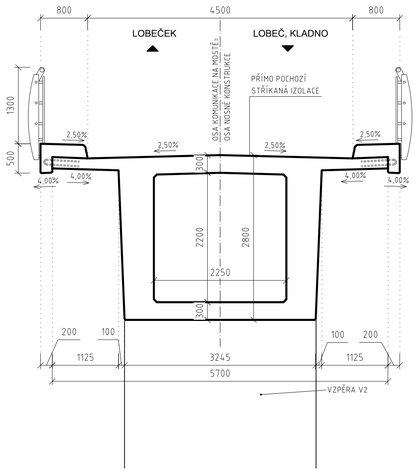
ŘEZ B–B'

STANIČ. 50,240 m



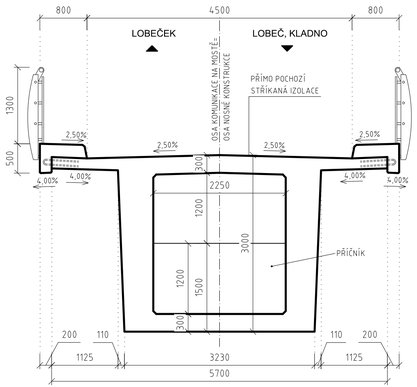
ŘEZ C–C'

STANIČ. 60,249 m



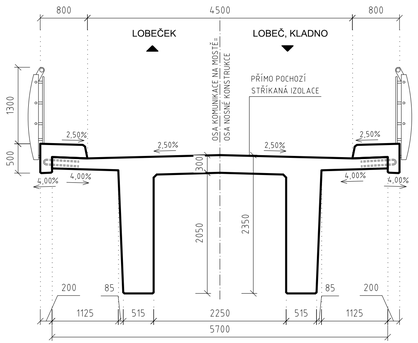
ŘEZ D–D'

STANIČ. 69,440 m



ŘEZ E–E'

STANIČ. 107,741 m



PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ: Y1860S7–15,7

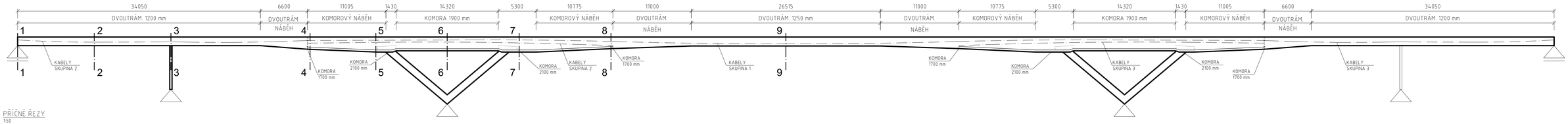
BETON NK: C40/50 – XC4,XD3,XF4

OBOR	KATEDRA	JMÉNO STUDENTA
SI–J; K	K133	VOJTĚCH ŠULC
ROČNÍK	VYUČUJÍCÍ	
4.	Doc. Ing. Marek FOGLAR PhD.	
PŘEDMĚT, ÚLOHA		
133BAPK – PŘÍČNÉ ŘEZY		

FORMÁT	5xA4
MĚŘÍTKO	1:50
DATUM	24.5.2020
ČÍSLO VÝKRESU	

NAZNAČENÍ VEDENÍ PŘEPĚTÍ V PODÉLNÉM SMĚRU

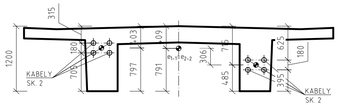
1:250



PŘÍČNÉ ŘEZY

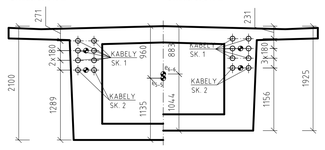
1:50

ŘEZ 1-1
STANIČ. 0,000 m



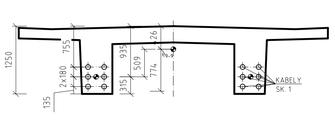
ŘEZ 2-2
STANIČ. 10,150 m

ŘEZ 5-5
STANIČ. 58,249 m

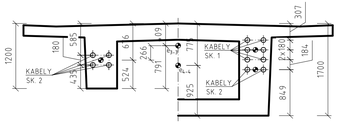


ŘEZ 6-6
STANIČ. 60,249 m

ŘEZ 9-9
STANIČ. 107,741 m

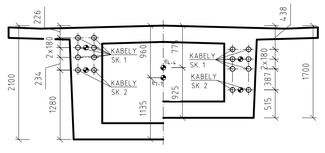


ŘEZ 3-3
STANIČ. 21,500 m



ŘEZ 4-4
STANIČ. 41,010 m

ŘEZ 7-7
STANIČ. 70,340 m



ŘEZ 8-8
STANIČ. 83,211 m

SKUPINY KABELŮ:

SKUPINA	SPECIFIKACE
1 (STŘEDNÍ POLE)	2x6 kabelů po 19 lanech
2(3) – KRAJNÍ POLE	2x4 kabelů po 19 lanech
2(3) – STŘEDNÍ POLE	2x2 kabelů po 19 lanech

PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ: Y1860S7-15,7

BETON NK: C35/45 – XC4,XD3,XF4

POZNÁMKY:

JEDNÁ SE POUZE O NAZNAČENÍ VEDENÍ PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE.

JEDNOTLIVÉ SKUPINY KABELŮ JSOU ZOBRAZENY POMOCÍ ČÁRY VEDENÉ JEJICH TĚŽIŠTĚM.

OBOR	KATEDRA	JMÉNO STUDENTA
SI–Ji, K	K133	VOJTĚCH ŠULC
ROČNÍK	VYUČUJÍCÍ	
4.	Doc. Ing. Marek FOGLAR PhD.	

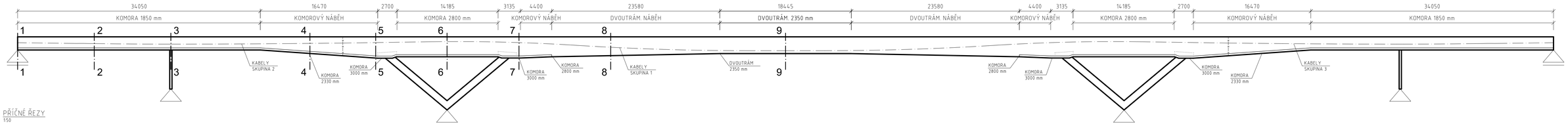
PŘEDMĚT, ÚLOHA

133BAPK – NÁVRH PŘEDPĚTÍ 2

FORMÁT	5xA4
MĚŘÍTKO	1:250; 1:50
DATUM	24.5.2020
ČÍSLO VÝKRESU	

NAZNAČENÍ VEDENÍ PŘEPĚTÍ V PODÉLNÉM SMĚRU

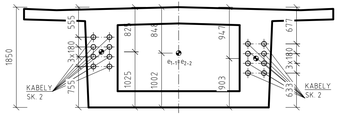
1:250



PŘÍČNÉ ŘEZY

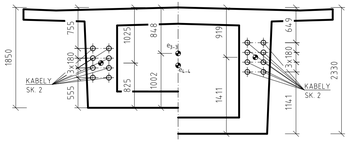
1:50

ŘEZ 1-1
STANIČ. 0,000 m



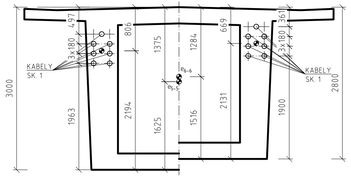
ŘEZ 2-2
STANIČ. 10,750 m

ŘEZ 3-3
STANIČ. 21,500 m



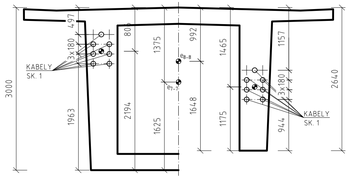
ŘEZ 4-4
STANIČ. 41,010 m

ŘEZ 5-5
STANIČ. 50,240 m



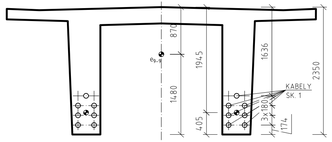
ŘEZ 6-6
STANIČ. 60,249 m

ŘEZ 7-7
STANIČ. 70,349 m



ŘEZ 8-8
STANIČ. 83,211 m

ŘEZ 9-9
STANIČ. 107,741 m



SKUPINY KABELŮ:

SKUPINA	SPECIFIKACE
1 (STŘEDNÍ POLE)	2x7 kabelů po 19 lanech
2(3) – KRAJNÍ POLE	2x8 kabelů po 19 lanech
2(3) – STŘEDNÍ POLE	–

PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ: Y1860S7-15,7

BETON NK: C35/45 – XC4,XD3,XF4

POZNÁMKY:

JEDNÁ SE POUZE O NAZNAČENÍ VEDENÍ PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE.

JEDNOTLIVÉ SKUPINY KABELŮ JSOU ZOBRAZENY POMOCÍ ČÁRY VEDENÉ JEJICH TĚŽIŠTĚM.

OBOR	KATEDRA	JMÉNO STUDENTA
SI–Ji, K	K133	VOJTĚCH ŠULC
ROČNÍK	VYUČUJÍCÍ	
4.	Doc. Ing. Marek FOGLAR PhD.	

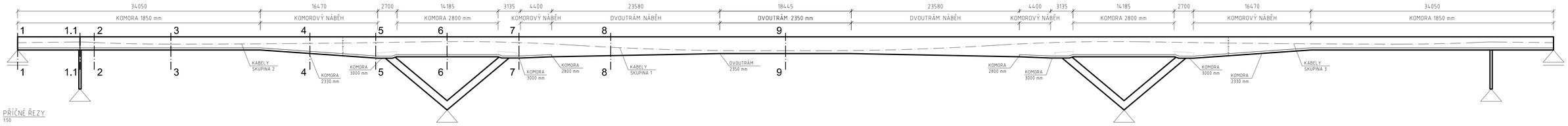
PŘEDMĚT, ÚLOHA

133BAPK – NÁVRH PŘEDPĚTÍ 3

FORMÁT	5xA4
MĚŘÍTKO	1:250; 1:50
DATUM	24.5.2020
ČÍSLO VÝKRESU	

NAZNAČENÍ VEDENÍ PŘEPĚTÍ V PODÉLNÉM SMĚRU

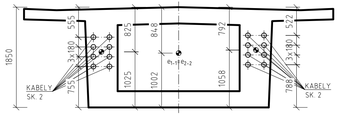
1:250



PŘÍČNÉ ŘEZY

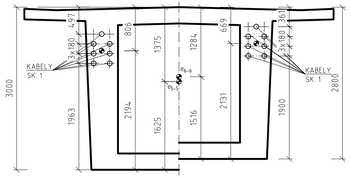
1:50

ŘEZ 1-1
STANIČ. 0,000 m



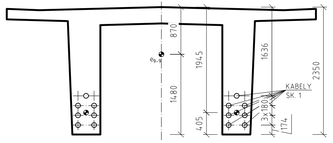
ŘEZ 2-2
STANIČ. 10,750 m

ŘEZ 5-5
STANIČ. 50,240 m



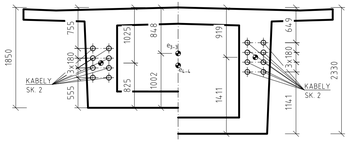
ŘEZ 6-6
STANIČ. 60,249 m

ŘEZ 9-9
STANIČ. 107,741 m



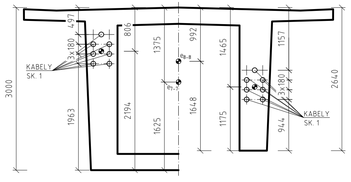
ŘEZ 3-3
STANIČ. 21,500 m

ŘEZ 4-4
STANIČ. 41,010 m

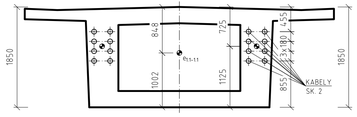


ŘEZ 7-7
STANIČ. 70,340 m

ŘEZ 8-8
STANIČ. 83,211 m



ŘEZ 1.1-1.1
STANIČ. 8,750 m



SKUPINY KABELŮ:

SKUPINA	SPECIFIKACE
1 (STŘEDNÍ POLE)	2x7 kabelů po 19 lanech
2(3) – KRAJNÍ POLE	2x8 kabelů po 19 lanech
2(3) – STŘEDNÍ POLE	–

PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ: Y1860S7-15,7

BETON NK: C35/45 – XC4,XD3,XF4

POZNÁMKY:

JEDNÁ SE POUZE O NAZNAČENÍ VEDENÍ PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE.

JEDNOTLIVÉ SKUPINY KABELŮ JSOU ZOBRAZENY POMOCÍ ČÁRY VEDENÉ JEJICH TĚŽIŠTĚM.

OBOR	KATEDRA	JMÉNO STUDENTA
SI–Ji, K	K133	VOJTĚCH ŠULC
ROČNÍK	VYUČUJÍCÍ	
4.	Doc. Ing. Marek FOGLAR PhD.	

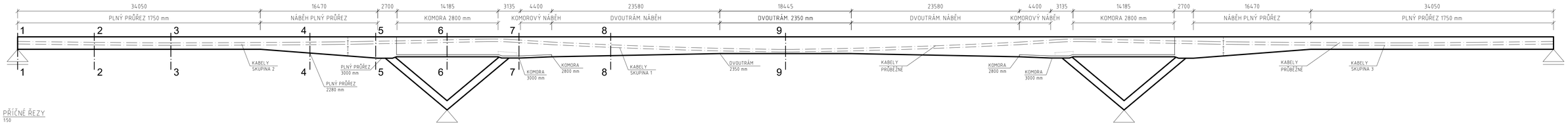
PŘEDMĚT, ÚLOHA

133BAPK – NÁVRH PŘEDPĚTÍ 4

FORMÁT	5xA4
MĚŘÍTKO	1:250; 1:50
DATUM	24.5.2020
ČÍSLO VÝKRESU	

NAZNAČENÍ VEDENÍ PŘEPĚTÍ V PODÉLNÉM SMĚRU

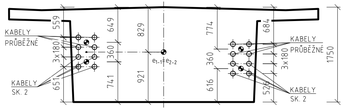
1:250



PŘÍČNÉ ŘEZY

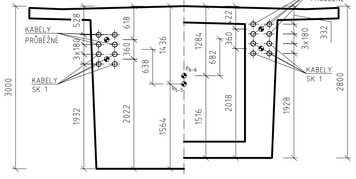
1:50

ŘEZ 1-1
STANIČ. 0,000 m



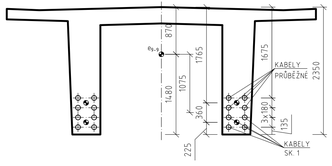
ŘEZ 2-2
STANIČ. 10,750 m

ŘEZ 5-5
STANIČ. 50,240 m

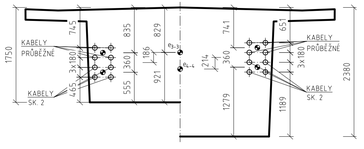


ŘEZ 6-6
STANIČ. 60,249 m

ŘEZ 9-9
STANIČ. 107,741 m

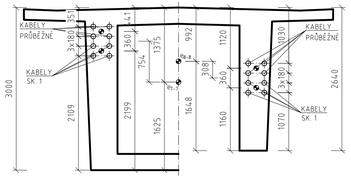


ŘEZ 3-3
STANIČ. 21,500 m



ŘEZ 4-4
STANIČ. 41,010 m

ŘEZ 7-7
STANIČ. 70,349 m



ŘEZ 8-8
STANIČ. 83,211 m

SKUPINY KABELŮ:

SKUPINA	SPECIFIKACE
1 (STŘEDNÍ POLE)	2x4 kabelů po 19 lanech
2(3) – KRAJNÍ POLE	2x4 kabelů po 19 lanech
2(3) – STŘEDNÍ POLE	–
PRŮBĚŽNÉ KAB.	2x4 kabelů po 19 lanech

PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ: Y1860S7-15,7

BETON NK: C35/45 – XC4,XD3,XF4

POZNÁMKY:
JEDNÁ SE POUZE O NAZNAČENÍ VEDENÍ PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE.
JEDNOTLIVÉ SKUPINY KABELŮ JSOU ZOBRAZENY POMOCÍ ČÁRY VEDENÉ JEJICH TĚŽIŠTĚM.

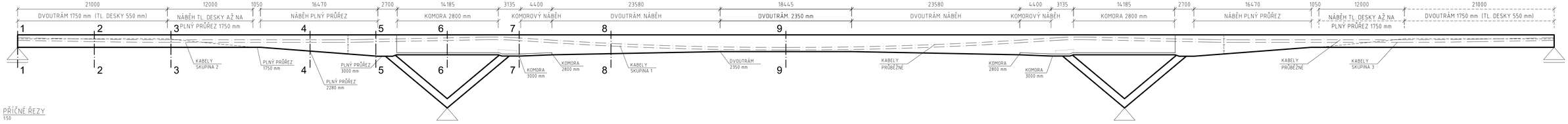
OBOR	KATEDRA	JMÉNO STUDENTA
Si–Ji, K	K133	VOJTĚCH ŠULC
ROČNÍK	VYUČUJÍCÍ	
4.	Doc. Ing. Marek FOGLAR PhD.	
PŘEDMĚT, ÚLOHA		

133BAPK – NÁVRH PŘEDPĚTÍ 5

FORMÁT	5xA4
MĚŘÍTKO	1:250; 1:50
DATUM	24.5.2020
ČÍSLO VÝKRESU	

NAZNAČENÍ VEDENÍ PŘEPĚTÍ V PODÉLNÉM SMĚRU

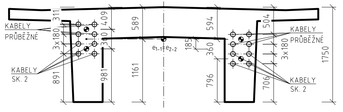
1:250



PŘÍČNÉ ŘEZY

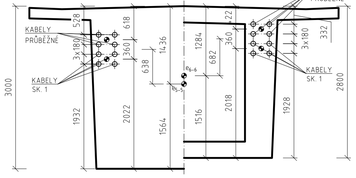
1:50

ŘEZ 1-1
STANIČ. 0,000 m



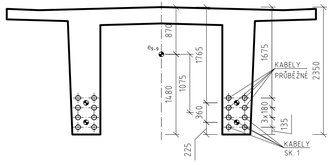
ŘEZ 2-2
STANIČ. 10,750 m

ŘEZ 5-5
STANIČ. 50,240 m

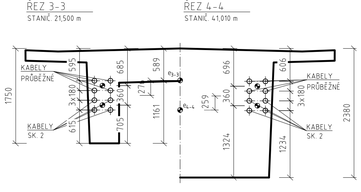


ŘEZ 6-6
STANIČ. 60,249 m

ŘEZ 9-9
STANIČ. 107,741 m

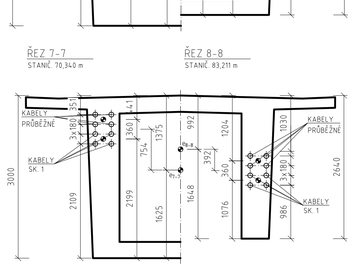


ŘEZ 3-3
STANIČ. 21,500 m



ŘEZ 4-4
STANIČ. 41,010 m

ŘEZ 7-7
STANIČ. 70,340 m



ŘEZ 8-8
STANIČ. 83,211 m

SKUPINY KABELŮ:

SKUPINA	SPECIFIKACE
1 (STŘEDNÍ POLE)	2x4 kabelů po 19 lanech
2(3) – KRAJNÍ POLE	2x4 kabelů po 19 lanech
2(3) – STŘEDNÍ POLE	–
PRŮBĚŽNÉ KAB.	2x4 kabelů po 19 lanech

PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ: Y1860S7-15,7

BETON NK: C35/45 – XC4,XD3,XF4

POZNÁMKY:
JEDNÁ SE POUZE O NAZNAČENÍ VEDENÍ PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE.
JEDNOTLIVÉ SKUPINY KABELŮ JSOU ZOBRAZENY POMOCÍ ČÁRY VEDENÉ JEJICH TĚŽIŠTĚM.

OBOR	KATEDRA	JMÉNO STUDENTA
SI–Ji, K	K133	VOJTĚCH ŠULC
ROČNÍK	VYUČUJÍCÍ	
4.	Doc. Ing. Marek FOGLAR PhD.	

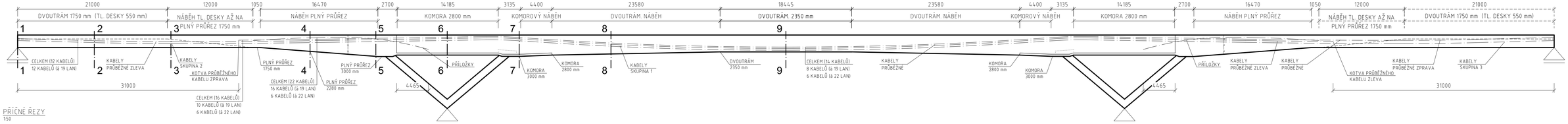
PŘEDMĚT, ÚLOHA

133BAPK – NÁVRH PŘEDPĚTÍ 6

FORMÁT	5xA4
MĚŘÍTKO	1:250; 1:50
DATUM	24.5.2020
ČÍSLO VÝKRESU	

NAZNAČENÍ VEDENÍ PŘEPĚTÍ V PODÉLNÉM SMĚRU

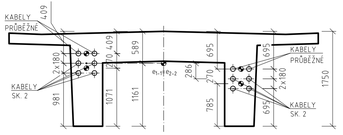
1:250



PŘÍČNÉ ŘEZY

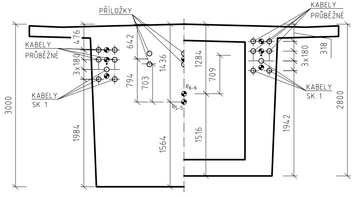
1:50

ŘEZ 1-1
STANIČ. 0,000 m



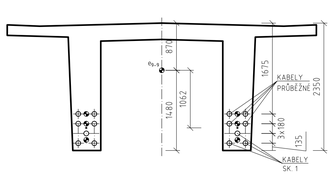
ŘEZ 2-2
STANIČ. 10,750 m

ŘEZ 5-5
STANIČ. 50,240 m

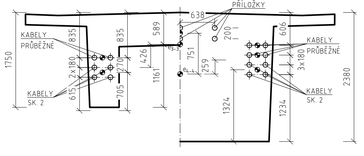


ŘEZ 6-6
STANIČ. 60,249 m

ŘEZ 9-9
STANIČ. 107,741 m



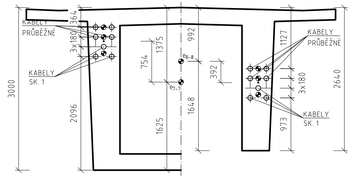
ŘEZ 3-3
STANIČ. 21,500 m



ŘEZ 4-4
STANIČ. 41,010 m

ŘEZ 7-7
STANIČ. 70,340 m

ŘEZ 8-8
STANIČ. 83,211 m



SKUPINY KABELŮ:

SKUPINA	SPECIFIKACE
1 (STŘEDNÍ POLE)	2x3 kabelů po 22 lanech
2(3) – KRAJNÍ POLE	2x4 kabelů po 19 lanech
2(3) – STŘEDNÍ POLE	–
PRŮBĚŽNÉ KAB. – LEVÁ	2x2 kabelů po 19 lanech
PRŮBĚŽNÉ KAB. – PRAVÁ	2x2 kabelů po 19 lanech
PŘÍLOŽKY	6 kabelů po 19 lanech

PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ: Y1860S7-15,7

BETON NK: C40/50 – XC4,XD3,XF4

POZNÁMKY:

JEDNÁ SE POUZE O NAZNAČENÍ VEDENÍ PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE.

JEDNOTLIVÉ SKUPINY KABELŮ JSOU ZOBRAZENY POMOCÍ ČÁRY VEDENÉ JEJICH TĚŽIŠTĚM.

OBOR	KATEDRA	JMÉNO STUDENTA
SI–Ji, K	K133	VOJTĚCH ŠULC
ROČNÍK	VYUČUJÍCÍ	
4.	Doc. Ing. Marek FOGLAR PhD.	

PŘEDMĚT, ÚLOHA

133BAPK – NÁVRH PŘEDPĚTÍ 7

FORMÁT	5xA4
MĚŘÍTKO	1:250; 1:50
DATUM	24.5.2020
ČÍSLO VÝKRESU	