

České vysoké učení technické v Praze
Fakulta stavební
Katedra betonových a zděných konstrukcí



DIPLOMOVÁ PRÁCE

Most přes údolí řeky Gottleuba v Pirně

Vypracoval: Vojtěch Šulc

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

V Praze 2022

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Šulc Jméno: Vojtěch Osobní číslo: 468424
Zadávající katedra: K133 Katedra betonových a zděných konstrukcí
Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Most přes údolí řeky Gottleuba v Pirně
Název diplomové práce anglicky: Gottleuba valley bridge in Pirna
Pokyny pro vypracování:
V rámci diplomové práce zpracujte:
1) Optimalizaci stávajícího návrhu mostu přes údolí řeky Gottleuby v Pirně
2) Komentovaný statický výpočet mostu
3) Výkresovou část
Vše s ohledem na předpokládaný způsob výstavby.

Seznam doporučené literatury:
Navrátil, Jaroslav: Předpjaté betonové konstrukce, Akademick nakladatelství CERM, 2008.
Podklady k stávajícímu řešení

Jméno vedoucího diplomové práce: doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.
Datum zadání diplomové práce: 20.09.2021 Termín odevzdání diplomové práce: 2.1.2022
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 diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v diplomové práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.

20.9.2021

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 2.1.2022

.....
Vojtěch Šulc

Poděkování

Mockrát děkuji své rodině za podporu při studiu, zejména mé přítelkyni Elišce Vopatové. Dále děkuji všem mým kolegům za trpělivost a Ing. Petrovi Zíkovi za pomoc při zpracovávání práce. Dále děkuji vedoucímu mé práce Doc. Ing. Markovi Foglarovi Ph.D. za předmětné konzultace a odborné vedení práce.

Abstrakt

Předmětem diplomové práce je alternativní návrh přemostění údolí řeky Gottleuba. První část práce se zabývá návrhy různých variant a volbou vhodné výsledné konstrukce. Vybraná konstrukce je tvořená betonovým komorovým nosníkem realizovaná letmou betonáží. Předběžnými ručními posudky je ověřena vhodnost zvoleného návrhu. Je proveden návrh předpínací výztuže se zohledněním fázi výstavby nosné konstrukce. Vedení předpětí je postupně optimalizováno. Konstrukce je posouzena jak na mezních stavech použitelnosti, tak mezních stavech únosnosti k čemuž je využit výpočetní software, jehož výstupy byly současně ověřovány ručními výpočty. Byl proveden návrh a posouzení spodní stavby tvořené rámovými pilíři a pilíři s vrubovými klouby. Detailní návrh založení mostu není předmětem práce.

Klíčová slova

Beton, betonový most, časově závislá analýza, letmá betonáž, předpjatá konstrukce, silniční most, trémové mosty.

Abstract

The subject of the diploma thesis is an alternative design of bridge over the Gottleuba river valley. The first part of the thesis deals with the design of various variants and the choice of a suitable final design. The selected structure consists of a concrete box girder realized by free balance cantilever method. The suitability of the selected design is verified by preliminary manual assessments. The design of prestressing reinforcement is performed including the construction phases. Geometry of the prestress is gradually optimized. The design is assessed both at the serviceability limit states and the ultimate limit states, for which both software and manual verification of program outputs are used. The design and assessment of the substructure consisting of frame pillars and pillars with concrete hinges was performed. The detailed design of the bridge foundation is not the subject of the work.

Keywords

Bridge, concrete, concrete bridge, free balanced cantilever method, girder bridge, prestressed construction, road bridge, time dependent analysis.

Obsah

1	Úvod.....	13
2	Zájmové území a variantní řešení	14
2.1	Charakteristika zájmové oblasti	14
2.2	Přemostované překážky	16
2.3	Popis převáděné komunikace	16
2.4	Stávající varianta	17
2.5	Referenční stavby	19
2.5.1	Ocelová hybridní konstrukce	19
2.5.2	Vysouvané betonové mosty	19
2.5.3	Vysouvané ocelové mosty	28
2.5.4	Extradosed	33
2.5.5	Letmo betonované mosty	34
2.5.6	Výsuvná skruž	48
2.6	Návrh variant	50
2.6.1	Výsun	50
2.6.2	Letmá betonáž	53
2.6.3	Extradosed	54
2.6.4	Výběr výsledné varianty	56
3	Předběžné statické výpočty	57
3.1	Štíhlost	57
3.2	Rozdělení konstrukce na lamely	58
3.2.1	Návrh 1	58
3.2.2	Návrh 2	59
3.2.3	Návrh 3	59
3.3	Ověření EQU	60
3.3.1	Vahadla délky 121 m	60
3.3.2	Vahadla na pilířích P2 a P9	65
3.4	Posudek příčného směru komory	68
3.5	Postup výstavby	74
3.6	Předběžný návrh vahadlových kabelů	75
3.6.1	Jádro průřezu	78
3.6.2	Koncepce rozmístění kabelů	79
4	Komentovaný statický výpočet	81

4.1	Materiály	81
4.1.1	Beton	81
4.1.2	Předpínací výztuž	83
4.1.3	Betonářská výztuž	84
4.2	Zatížení a kombinace	85
4.2.1	Stálá zatížení	85
4.2.2	Proměnná zatížení	86
4.2.3	Kombinace MSP	94
4.2.4	Kombinace MSÚ	95
4.3	Koncepce výpočetního modelu	95
4.3.1	Smyk	95
4.4	Výpočetní modely	97
4.4.1	Deskostěnový model	97
4.4.2	Prutový model	97
4.4.3	Porovnání výpočetních modelů	101
4.4.4	Ověření zanedbání podélného sklonu	101
4.5	Návrh předpětí letmo betonovaných částí	102
4.5.1	Vývoj návrhu konstrukce	103
4.5.2	Konzolové kabely	106
4.5.3	Zvedané kabely	114
4.5.4	Dolní kabely	120
4.5.5	Staticky neurčitá složka předpětí	125
4.5.6	Uzavírací lamela	127
4.6	Návrh předpětí částí betonovaných na pevné skruži	131
4.6.1	Návrh 1	132
4.6.2	Návrh 2	133
4.6.3	Návrh 3	134
4.7	Limitní tahová napětí	139
4.8	Výsledky	140
4.8.1	Vnitřní síly	140
4.8.2	Příčinkové čáry	141
4.9	Posudek MSP	142
4.9.1	Mezní stav omezení napětí	142
4.9.2	Mezní stav omezení průhybu	146
4.9.3	Mezní stav omezení trhlin	147

4.9.4	Ověření smykových trhlin ve stěnách	147
4.10	Příčný směr.....	151
4.10.1	Ohyb.....	152
4.10.2	Smyk	155
4.10.3	Analýza rámových rohů	159
4.11	Mezní stav únosnosti nosné konstrukce	162
4.11.1	Ohybový moment a normálová síla.....	163
4.11.2	Křehký lom.....	169
4.11.3	Smyk	172
4.11.4	Kroucení.....	175
4.11.5	Únava v podélném směru	180
4.11.6	Únava v příčném směru.....	182
4.12	Spodní stavba	183
4.12.1	Pilíř P7.....	184
4.12.2	Stavební fáze pilíře P7.....	197
4.12.3	Pilíř P8.....	201
4.12.4	Pilíře s ložisky	210
4.12.5	Konstrukční zásady	211
4.13	Založení.....	212
4.14	Ložiska	214
4.14.1	Návrhové posuny ložisek	214
4.14.2	Návrhové síly do ložisek	215
4.15	Mostní závěry.....	216
5	Závěr	217
6	Bibliografie	219
7	Seznam tabulek	231
8	Seznam obrázků	235
9	Použitý software.....	245
10	Seznam použitých zkratk.....	245

1 Úvod

V diplomové práci se zabývám alternativním návrhem přemostění hlubokého údolí řeky Gottleuba v Pirně v Německu. Jedná se o součást přeložky spolkové silnice B 172. V současné době zde probíhá výsun semi-integrované spřažené mostní konstrukce.

Předmětem zadání práce je variantní řešení přemostění ve vztahu ke stávající navržené konstrukci a předpokládaný mnou zvolený způsob výstavby. Výpočty a posouzení mostu jsou koncipovány jako komentovaný statický výpočet, který je snadněji kontrolovatelný. Nedílnou součástí práce je základní výkresová dokumentace.

Jako klíčovou shledávám kapitolu s variantním řešením, jejíž zpracování bylo obsahem Diplomového semináře. Tato část prakticky předurčuje charakter celé práce. Je nutné zvolit jak esteticky, tak staticky vhodný most v kombinaci s postupem výstavby. Celý návrh musí být v souladu s danými okrajovými podmínkami. V práci byla zvolena dodatečně předpjatá letmo betonovaná konstrukce.

U nosné konstrukce považuji za velmi důležité provést předběžná ověření vybrané varianty za účelem minimalizace možných změn na konstrukci. Je nutné dbát zvýšenou pozornost při návrhu předpínací výztuže. Je zásadní ověřit kolizní situace jednotlivých kabelů. Konstrukce musí být posouzena na mezním stavu únosnosti i použitelnosti. Jedním z cílů práce je mimo jiné získat přehledu o technologii letmé betonáže a nabytí zkušenosti s návrhem rozsáhlejší konstrukce.

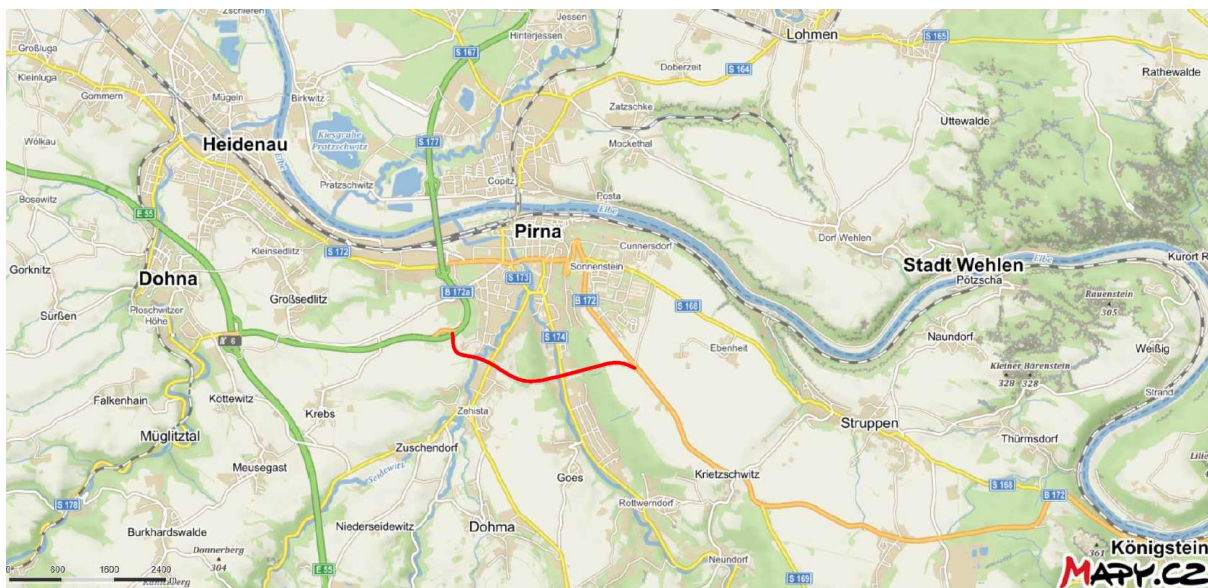
I přes fakt, že se jedná o most ve Spolkové republice Německo v práci postupuji podle českých předpisů a norem. Z německé projektové dokumentace přebírám šířkové uspořádání s tvarem římsy, svodidly a protihlukovou stěnou. Rovněž používám výškové i směrové vedení původní dokumentace.

2 Zájmové území a variantní řešení

V této kapitole se věnuji okolí budoucího mostu a vybírám vhodnou variantu přemostění. K tomu mi mimo jiné pomáhá podkapitole zahrnující referenční stavby. Považuji za důležité se důkladně seznámit s oblastí mostu. V závěru této kapitoly vybírám výslednou variantu, se kterou pokračuji komentovaným statickým výpočtem.

2.1 Charakteristika zájmové oblasti

Řešená oblast se nachází na území velkého okresního města Pirna ve spolkové zemi Sasko. v zemském okresu Saské Švýcarsko-Východní Krušné hory. Od státních hranic je vzdálena přibližně 23 km po silnici B 172. Jedná se o relativně hluboké údolí řeky Gottleuba jižně od středu Pirny. Nedaleko Pirny je národní park Saské Švýcarsko volně navazující na jeho českou část. Zmiňovaný národní park se rozléhá v okolí města Bad Schandau. V jeho těsné blízkosti se nachází další turistická atrakce, pevnost Königstein.



Obr. 1 - Výřez z mapy v okolí mostu [1]



Obr. 2 - Pohled do údolí Gottleuby (foto autor)

Pirna je nádherné historicky významné město se spoustou památek. Jednou z nich by mohla být pevnost Sonnenstein nebo kostel Panny Marie nedaleko radnice. Zajímavé jsou jistě i mosty přes Labe v blízkosti Pirny. Starý most přes Labe spojující centrum Pirny s její částí na druhém břehu Copitz. Jedná se o sdružený most se silniční i železniční dopravou.

Přibližně 1,3 km po proudu řeky je dvojice mostů na spolkové silnici S 177. Most je rozdělen na 3 části, hlavní část překračující Labe a 2 krajní předpolí. Jedná se o kompozitní most s ocelovým komorovým příčným řezem podporovaným betonovými oblouky. Komora je spřažena s betonovou deskou mostovky. Délka hlavního pole je 134 m. Výška nosné konstrukce je 2,6 až 2,8 m. Konstrukce je uložena na ložiscích cca pod polovinou výšky pilíře viz Obr. 5. [2] Tento most shledávám velmi zajímavým.



Obr. 3 - Pohled ulicí na pevnost Sonnenstein v centru Pirny (foto autor)



Obr. 4 - Starý most přes Labe (foto autor)



Obr. 5 - Sachsenbrücke (foto autor)

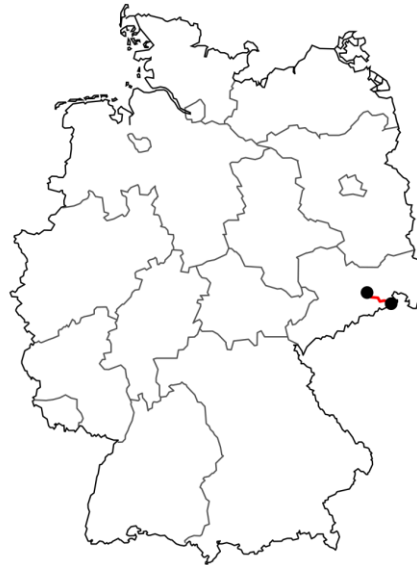
2.2 Přemostované překážky

- Řeka Gottleuba, neboli Rybný potok.
- Zemská silnice S 174 (Rottwerndorfer Straße)
- Atletický stadion LSV Pirna
- Dům č.p. 47

Údolím dále prochází zelená turistická trasa vedoucí po východní straně údolí. Tato část údolí je poměrně hustě porostlá stromy. V blízkosti budoucích pilířů mostu je také muzeum DDR Pirna zaměřující se na život v rozděleném Německu. V těsné blízkosti tohoto muzea sídlí pobočka Spolkové agentury pro technickou pomoc v Pirně. Přibližně 250 m severně za atletickým stadionem se nachází Sporthotel aktiv. Dále po staničení trasy převáděné komunikace se údolí zvedá k hoře Kohlberg (204 m. n. m.).

2.3 Popis převáděné komunikace

Jedná se o 27 km dlouhou spolkovou silnici B 172. Na státních hranicích s naší republikou u Hřenska přechází v silnici I/62, která pokračuje do Ústí nad Labem. Obě tedy kopírují tok řeky Labe. Stávající komunikace končí přímo v centru Pirny. To není z dopravního hlediska příliš vhodné řešení. Proto byl vyprojektován jižní obchvat Pirny B 172n. Komunikace na mostě je v současné projektové dokumentaci navržena jako tři pruhová se dvěma stoupacími pruhy a jedním klesajícím.



Obr. 6 - Naznačení polohy spolkové silnice B172 [3]

Niveleta se zvedá přibližně ze 175 m. n. m. do cca 210 m. n. m. Sklon nivelety na mostě je konstantní 4,0 %. Na východním svahu jsou před vjezdem na most sady. Na Obr. 2 je na jeho levé straně patrná hora Kohlberg, skrze kterou vede stejnojmenný tunel nedaleko za koncem mostu. Půdorysně je trasa na mostě vedena v přímé až na prvních cca 60 m přiléhající k opěře směrem na Dohnu. Tato část je vedena v přechodnici. Pro zjednodušení této práce, bude ve statickém výpočtu tato skutečnost zanedbána. V příčném směru je povrch mostovky v jednosměrném sklonu 2,5 %.

2.4 Stávající varianta

V současné době probíhá výstavba varianty hybridní semi-integrované konstrukce. Tento výsledný návrh byl vítězným v architektonické soutěži vyhlašované v roce 2006. Z celé této architektonické soutěže vznikla publikace Talbrücke Gottleuba Dokumentation des Realisierungswettbewerbs [4]. Konstrukce je stavěna podélným výsunem viz Obr. 7. Jednotlivá rozpětí jsou 68 – 92 – 116 – 120 – 120 – 124 – 108 – 92 – 76 m. Výsuv bude probíhat ve zvýšené poloze, poté přijde na řadu realizace vetknutí pilířů do mostovky pomocí monolitických náběhů. Právě tuto část stávajícího projektu považuji za pozoruhodný. Stávající varianta má aktuálně navrženou tloušťku vozovkového souvrství 85 mm. [5]



Obr. 7 - Pohled na výsuvný nos (foto autor)



Obr. 8 - Pohled z pilíře 80 ve směru výsunu (foto autor)

2.5 Referenční stavby

V této kapitole uvádím stavby, jež mají jisté podobnosti s mou budoucí variantou. Mohou to být podobné okrajové podmínky, způsob výstavby nebo třeba jen zajímavá konstrukce s prvky, které by se daly na mé konstrukci využít.

2.5.1 Ocelová hybridní konstrukce

Níže uvedená konstrukce je sice malého rozpětí v poměru s mostem přes údolí Gottleuby, ale zaujalo mě vetknutí pilířů do nosné konstrukce spolu s propojením oceli a betonu.

2.5.1.1 Ötztaler Achbrücke

Ötztaler Achbrücke je jednokolejný železniční most v západní části Rakouska. Nachází se v údolí řeky Inn a překračuje její přítok, řeku Ötztal a místní komunikaci. Zároveň je most v přírodní rezervaci Tschirgant-Bergstur. Jednotlivá rozpětí jsou 42 – 60,6 – 42 m. Jedná se o semi-integrovanou hybridní mostní konstrukci. Nosná konstrukce je tvořena ocelovým komorovým nosníkem, kdy horní stěnu komory tvoří spřahující betonová deska tloušťky 45 cm. Pilíře jsou založeny na 8 pilotách průměru 1,2 m. Výška ocelové části nosné konstrukce se pohybuje od 1,9 m do cca 3 m. Na opěrách je konstrukce uložena na elastomerových ložiscích pomocí příčnicku, čímž dojde k lepšímu zachycení torzního momentu. Je tomu tak kvůli malé šířce dolní hrany nosné konstrukce (cca 2,5 m). Semi-integrální působení mostu bylo zajištěno plechy tl. 40 mm o rozměrech přibližně 3,3 x 2,2 m s hustě navařenými spřahujícími trny. Jedním z plusů semi-integrální konstrukce byla i možnost absence kolejového dilatačního zařízení. To byla jistě dobrá zpráva pro následného správce mostu v ohledu na údržbu. Most byl postaven za pouhých 9 měsíců. Je svařen z 5 segmentů zvedaných pásovým jeřábem s nosností až 600 t. [6], [7]



Obr. 9 - Pohled na hotový most [8]

2.5.2 Vysouvané betonové mosty

V následující kapitole uvádím betonové vysouvané mosty ať už na našem území, či v zahraničí. Naznačeny jsou různé montážní úpravy pro výsun jako jsou ocelové výsuvné nosy či provizorní podpory.

2.5.2.1 Most přes Rybný potok

Tato estakáda se nachází na dálnici D8 a překračuje Rybný potok neboli Gottleubu. Jeho celková délka činí 356 m. Jednotlivá rozpětí se pohybují od 34 m až do 58 m. Výška pilířů se pohybuje od 13 do 47 m. Nosnou konstrukci tvoří komorový průřez s velmi vyloženými konzolami. Tyto konzoly jsem příčně předepnuty a po 4 m podepřeny pomocí prefabrikovaných vzpěr. Vyložení konzol je způsobeno tím, že most převádí oba směry dálnice. Šířka nosné konstrukce je tedy 30,5 m. Tyto vzpěry mají rozměr 0,4x0,5 m a jsou z betonu C60/70. Mostovka byla vysouvána jako celek i se vzpěrami. Konstrukce je předepnuta volnými nesoudržnými a vnitřními soudržnými předpínacími kabely. Volné kabely jsou vedeny uvnitř komory. Konstrukce byla betonována po lamelách dlouhých 30 m. Průměrný podélný sklon nivelety je 3 %. Při výsunu byl použit ocelový výsuvný nos. [9], [10, s. 348-349]



Obr. 10 - Pohled na most při výsunu [11]



Obr. 11 - Pohled na hotový most (foto autor)

2.5.2.2 Most 213 na dálnici D1 Hubová – Ivachnová

Tento most se nachází na slovenské dálnici D1 u města Ružomberk. Jedná se o 2 mosty, pro každý dopravní směr samostatná konstrukce s celkovou délkou 756 m a typickým polem 52 m. Krajní dvě pole jsou dlouhá 39 m. Nejvyšší pilíř je vysoký 41 m. Šířka nosné konstrukce je 13,6 m. Niveleta trasy je vedena v půdorysné přímé a částečně v přechodnici. Podélně se jedná o vrcholový oblouku o poloměru 28 000 m. V přechodnici je cca 53 m dlouhá část u opěry na Hubovou. Odchylna od přímé je maximálně 115 mm a je řešena vyložení konzol. Kvůli vrcholovému oblouku je most při výsunu částečně tlačěn a částečně brzděn. V DSP byla výška nosné konstrukce 3,65 m a dodatečné předpětí bylo vedeno uvnitř komorového průřezu. V RDS byl tento návrh upraven na výšku 3,8 m a vedení dodatečných kabelů bylo realizováno soudrznými kabely ve stěnách komory. V každé stěně jsou 3 kabely s 19 lany. Při výsunu byla konstrukce předepnuta centrickým předpětím v deskách komory. Jednalo se o kabely s 12 a 19 lan. Most byl vysouván ze směru Ivachnová na Hubovou. Byl použit ocelový nos připevněný k první lamelě pomocí předpínacích kabelů z 12 a 19 lan a předpínacích tyčí $\varnothing 40$ mm. Délka jedné lamely je přibližně 26 m. Výsun probíhal rychlostí 5 m/h. [12], [13]



Obr. 12 - Pohled na staveniště [13]

2.5.2.3 Most budovaný technológiou vysúvania nosnej koňtrukcie na stavbe D1 Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka

Most se nachází na slovenské dálnici D1 v úseku Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka nedaleko Žiliny. Jedná se o 2 mosty, každý pro jeden dopravní směr. Délka mostů je 854 m pro levý most, respektive 838 m pro most pravý. Obě estakády překonávají dálnici D3, silnici 61 a železniční trať Bratislava – Žilina. Nosnou konstrukci tvoří komorový nosník z předpjatého betonu. Oba mosty jsou rozděleny na 2 dilatační celky. První dilatační celek je budován postupným vysouváním. Druhý celek je stavěn na pevné skruži. Oba celky se stýkají na pilíři 10. Výška vysouvaného dilatačního celku je

proměnná od 3,585 do 4,5 m. Výška nosné konstrukce budované na pevné skruži je 3,1 m. Pro výsun nosné konstrukce byl použit ocelový plnostěnný výsuvný nos délky 39 m. Uvažovalo se i o použití provizorních podpěr, ale od tohoto návrhu se upustilo, kvůli umístění potencionálních dočasných podpěr do prostoru přemostovaných komunikací. Je ale nutné podotknout, že výsun betonové nosné konstrukce na rozpětí 68 m je relativně limitní. Zároveň je trasa dálnice na mostě vedená ve výškovém kružnicovém oblouku o poloměru 10 000 m, což také není nejvhodnější. Trasa je vedena ve směrovém oblouku o poloměru 1 750 m. Délka vysouvaných lamel se pohybuje od 25,7 m do 34 m. U levého mostu v druhém dilatačním celku se v místě odbočovací větve stávala z nosné konstrukce dvoukomora. Konstrukce je na všech pilířích uložena na dvojici hrncových ložisek. Pevná uložení jsou na 6. pilíři v 1. dilatačním celku a na 13. pilíři v 2. dilatačním celku. [14]



Obr. 13 - Pohled na výsuvný nos [14]

2.5.2.4 Tramvajová trať Hlubočepy-Barrandov

Na této trati se nacházejí 2 mostní estakády stavěné postupným podélným výsunem. Jedná se o Hlubočepskou estakádu a estakádu přes Růžičkovu roklí. První jmenovaná estakáda překlenuje železniční trať a Hlubočepskou ulici. Její délka je 472 m s jednotlivými rozpětí 24 – 40 – 43,5 – 42,5 – 6x48 – 32 m. Rozpětí druhého mostu jsou 36 – 3x46 – 2x44 – 34 m s celkovou délkou 298 m. Délka vysunutých částí estakád je celkem 584 m. Trať je v oblouku s poloměry 621,44 m pro jeden most a 787 m pro most druhý. Zároveň je trať v podélném spádu až 6,2 %. Vysouvání tak probíhalo vždy z vyššího místa postupným spouštěním. Z počátku vysouvání bylo nutné konstrukci tlačit, poté již bylo nutné ji naopak brzdit. Výsuv byl prováděn za pomoci výsuvného nosu. Nosné konstrukce obou mostů jsou tvořeny komorovými nosníky. Nosná konstrukce obou mostů je vždy na dvou středních pilířích rámově spojena se spodní stavbou. Založení je buď na vrtaných pilotách, nebo na šachtových pilířích. [15], [16, s. 65-67], [17], [18, s. 196-197]



Obr. 14 - Pohled ve směru výsuvu mostů [19]



Obr. 15 - Pohled na hotový most (foto autor)

2.5.2.5 Most přes Vltavu v Davli

V České republice se v kategorii vysouvaných betonových mostů v současné chvíli nachází ještě silniční most přes Vltavu v Davli, převádějící silnici II/104. Most byl postaven s rozpětími 57 – 80 – 62 – 36 – 26,4 m. Most byl vysouván do stoupání 4 %, k čemuž byla zapotřebí relativně velká tlačná síla. V této době běžně používané tlačné lisy by tuto sílu nebyly schopny vyvinout. Pro výsun tak byly vytvořeny speciální hydraulické lisy. Výsun probíhal s ocelovým nosem délky 24,5 m. Délka nosu byla volena jako 0,6násobek délky běžného pole. V této době byl nedostatek oceli a musel se s ní šetřit. Při uvažování montážního pylonu s tahly by byla hmotnost spotřebované oceli více než 90 t. Na ocelový nos bylo spotřebováno pouze 50 t. Celkem bylo vyrobeno 13 lamel o délce 16-22 m, přičemž první a poslední lamela byly atypické délky. Pro výsun polí o délkách 80 a 62 m byly v těchto polích vystavěny provizorní podpory. Montážní předpínací výztuž je vedena v betonu konstrukce. Po výsuvu byla

konstrukce předeprnuta volnými kabely uvnitř komory. Konstrukční výška jsou 4 m. Most byl postaven v letech 1986-1991. V roce 2018 byl sanován. [20, s. 186-190]



Obr. 16 - Pohled na most před sanací [21]



Obr. 17 - Pohled na most po sanaci (foto autor)

2.5.2.6 Most přes řeku Águeda v Portugalsku

Tento most se nachází na rychlostní silnici IC2 u města Águeda přes stejnojmennou řeku. Má celkovou délku 856 m se 14 běžnými poli délky 51,5 m. Šířka nosné konstrukce je 15,3 m. Pilíře dosahují výšky 60 m. Výška komorového příčného řezu byla 3,7 m. Opět byl použit ocelový výsuvný nos délky 32 m. [22]



Obr. 18 - Pohled na most přes řeku Águeda [23]

2.5.2.7 Most u města Aichtal

Most převádí spolkovou silnici B27 přes údolí řeky Aich a Bombach. Oblast je jižně od Stuttgartu. Celková délka mostu je 1163 m. Jednotlivá rozpětí jsou 3x51 – 80 – 8x51 – 65 – 84 – 65 – 6x51 m. Pro každý směr převáděné komunikace byl navržen vlastní most. Výška pilířů se pohybuje okolo 50 m. Jejich šířka je 5,1 m, přičemž tloušťka je 2,5 nebo 3 m. Při výsunu konstrukce byly použity dočasné podpory pro zmenšení rozpětí. Na projektu mostu se podílela kancelář Leonhardt, Andrä a Partner. [24], [20, s. 177-178]



Obr. 19 - Pohled na most [25]

2.5.2.8 Most přes řeku Caroni

Tento most se nachází u města Ciudad Guayana ve Venezuele. Přemostňuje řeku Caroni, jež se velmi často rozvodňuje. O projekční práci i autorský dozor na stavbě se postarala kancelář profesora Leonhardta a Andrä. Bylo navrženo nosnou konstrukci délky 480 m betonovat na břehu a následně ji vysouvat. Navržená finální rozpětí mostu byla 48 – 4x96 – 48 m. Pro výsun bylo tedy nutné vybudovat montážní pilíře ve středech rozpětí 96 m dlouhých polí. Celý proces vysouvání pak musel být stihnout během pouhé 4 měsíce, po které má řeka nižší hladinu. Po zbytek roku je hladina o 8-12 m výše. Klíčové tedy bylo celou akci dobře zorganizovat. Nosná konstrukce sestává z 50 segmentů. Každý z nich je dlouhý 9,2 m. Mezi segmenty byla vynechána mezera 0,4 m, která byla po výškovém a směrovém vyrovnání vybetonována, čímž zároveň vznikl příčník. Výška komorového průřezu je konstantních 5,6 m. Při vysouvání byl zároveň použit lehký ocelový nos délky 17 m. Celá nosná konstrukce vážila 9500 t a pro její výsun bylo nutné použít sílu pouze 3 MN. Byly použity teflonové plechy se součinitelem tření 3 %. Most byl dokončen roku 1963. [20, s. 173-175], [26, s. 281]



Obr. 20 - Pohled na výsun mostu [27]

2.5.2.9 Most přes Dunaj ve Würth

Most se nachází na dálnici A3 z Regensburgu do Passau v Německu. Most byl dokončen roku 1979. Dle publikace [20] – Historie předpjatého betonu, J. Víttek, 2016 se jedná o most s největším rozpětím stavěný postupným výsunem. Most je dlouhý 404 m a sestává ze 3 polí o rozpětích 108, 168 a 128 m. Jedná se o dva mosty, každý pro vlastní směr dálnice. Šířka nosné konstrukce je 15 m. Pro výsun nosné konstrukce byly vystavěny montážní podpěry pro zkrácení rozpětí až na maximálních 62,5 m. Zároveň byl použit ocelový nos o délce 38 m. Maximální délka betonážního celku byla 17,5 m. Velice pozoruhodně byl vyřešen výsun druhého mostu. Z ekonomického hlediska bylo výhodnější přesunout celou již vysunutou nosnou konstrukci, než přesouvat všechnu technologii a montážní zařízení. První vysunutý most byl tedy po kompletním podélném výsunu přesunut příčně o 15,43 m. Na jeho místo byl stejným způsobem jako v prvním případě vystavěn most druhý. Nemusela se tak přesouvat výrobní zařízení ani montážní podpěry pro výsun. Celý příčný posun trval 10 hodin. [20, s. 178]



Obr. 21 - Pohled na most [28]

2.5.3 Vysouvané ocelové mosty

V této kapitole předkládám několik ocelových vysouvaných mostů. Většina z nich je shodou okolností právě z Německa.

2.5.3.1 Hochmosel

Tento 1,7 km dlouhý monumentální most tyčící se do výšky 158 m se nachází na spolkové silnici B 50 propojující Benelux a Německo. Maximální rozpětí dosahuje 210 m. Most překračuje údolí řeky Mosela a přilehlé významné vinařské oblasti. Trasa je půdorysně vedena v přímé. Šířka mostu je 29 m a převádí oba směry dálnice. Šířka ocelové komory je 11 m. Poté obě konzoly jsou dlouhé shodně 9 m a jsou podpírány sekundárními podélníky a vzpěrami připevněnými na stěnu komory. Výška nosné konstrukce se pohybuje od 5,268 do 7,78 m. Při původním plánování přemostění došlo ke shodě, že most by neměl tvořit dominantu údolí, ale spíše s ním harmonicky splynout. Pilíře jsou duté železobetonové z betonu C 35/45. V příčném řezu je tvar pilířů definován parabolou 4. stupně. V podélném směru se lineárně zvětšující v poměru 80:1. Koncové příčnice jsou z betonu. Na opěrách je zvětšena příčná vzdálenost ložisek až na 19 m oproti běžným 9,7 m. Tím je zvýšena stabilita konstrukce proti překlopení. Ložiska jsou kalotová. Nad pilíři je ocelová komora vybetonovaná ke zlepšení stability celé konstrukce balastním betonem, který nemá žádnou statickou funkci. Na pilířích 3 až 6 jsou umístěna vždy jedno pevné a jedno posuvné ložisko. Tím jsou definovány pevné body. V důsledku značné délky celé konstrukce a velké výšce pilířů dochází k významným podélným posunům konstrukce. Proto jsou na opěrách použity omezovače podélných posunů. Tlakové síly na tyto omezovače jsou pohlcovány elastomerovými ložisky. Tahové síly jsou zachyceny dvojicí závitových tyčí. Výsledkem je tedy maximální celková dilatace na opěrách 1 100 mm. Při výsunu konstrukce byl použit montážní pylon výšky 80 m. Lana pylonu jsou v nosné konstrukci zakotvena v osách 1 a 3. Samotný pylon je umístěn v ose 2. V případě, že se pylon dostane doprostřed pole s předepnutými lany, docházelo by k nadměrnému namáhání konstrukce. Ohybové momenty uprostřed pole by byly přibližně dvojnásobné oproti momentům na konstrukci bez použití pylonu. Tudíž by bylo nutné na toto namáhání vyztužit nosnou konstrukci. Ta by se tím stala tužší a bylo by nutno lana více předepnout. To však nejsou dobrá řešení, která se vzájemně cyklí. Nakonec by zesílení konstrukce mohlo vést na limitně velké tloušťky plechů pro danou třídu oceli. Řešením by tak mohlo být regulovat předpětí lan v průběhu výsunu nebo použití vyšší třídy oceli v oblasti zvýšeného namáhání. Nakonec byla zvolena varianta

proměnného předpětí pomocí vertikální změny polohy pylonu. Pro eliminaci vodorovných třecích sil způsobených v průběhu vysouvání na hlavy pilířů bylo navrženo umístit vysouvací zařízení na každý pilíř. Obdobné řešení decentralizovaného výsunu bylo použito u stavby viaduktu Millau. Předmontážní plocha za opěrou byla dlouhá cca 300 m a byla vybavena portálovými jeřáby o nosnosti 120 t. S ohledem na charakter stavby bylo nutné vzít speciální zřetel na aerodynamické nestability větru. Proto bylo nutné na dobu výsunu přidat na stěny komory plechové opláštění tvořící trojúhelníkový příčný řez, který je pro tyto problémy obecně příznivější. Statický výpočet byl proveden pečlivě a obsahoval dokonce i posudek na nerovnoměrné teplotní zatížení horkou asfaltovou směsí pokládanou na mostovku. [29], [30], [31]



Obr. 22 - Pohled na vysouvání most [32]



Obr. 23 - Pohled na nevztýčený pomocný pylon [33]



Obr. 24 - Pohled na hotovou konstrukci [34]

2.5.3.2 Monestier Viaduct

Tento most se nachází ve Francii na dálnici A 51 vedoucí z Grenoblu směrem na Marseille. Na severu komunikace na mostě přechází do 950 m dlouhého Sinardského tunelu. Most překračuje hluboké údolí, kterým prochází silnice D 8, D 1075, místní komunikace a železniční trať. V okolí mostu jsou hory vysoké kolem 2 000 m. n. m. Dálnice A 51 totiž prochází západní částí alp. Konstrukce byla vysouvána s lehkým příhradovým ocelovým výsuvným nosem. Výsuv byl proveden ve zvýšené poloze bez V vzpěr. Délka mostu je 860 m. Jednotlivá rozpětí jsou 70 - 5x110 – 100 – 80 - 60 m. Výška pilířů je až 70 m. Konstrukce je velmi zajímavá svým založením. Jak již bylo řečeno, most překračuje údolí. Jedná se o ledovcové údolí se značným množstvím měkkých jílu. Dochází zde k sesuvům půdy (1 až 5 mm/rok). V letech 1962 až 1999 se zde také vyskytlo 5 zemětřesení o síle až 5,5 magnitudo. V údolí je také přítomna artézijská voda. Pilíře 3 a 4 jsou založeny speciálně polohluboce. Vrstvy jílu zde dosahují až 80 m. Principem tohoto neobvyklého založení bylo odtěžit vrstvu jílu ekvivalentní následnému zatížení finální konstrukcí. Byly zbudovány kruhové podzemní stěny o průměru 20 m do hloubky 22 m. Následně byl vytěžen jíl a zaberaněny ocelové profily HEA 300 délky 25 m. Na jíl byla umístěna 1 m tlustá vrstva šterku a na ni byla zbudována 1,5 m tlustá železobetonová deska. U pilířů 5 a 6 byly vystavěny studny pro snížení hladiny podzemní vody, která zde byla cca 5 m nad úrovní terénu. Poté byla opět provedeny železobetonové stěny o průměru 15,3 m a hloubky 18 m. Bylo použito 12 pilot délky 46 m pro pilíř 5 a 8 pilot pro pilíř 6. Všechny piloty byly průměru 1 420 mm a jsou opřené do vápencových vrstev. Na piloty byla vybetonován železobetonový základ, jenž má menší průměr než obvodové železobetonové stěny základu. Pilíře 5 a 6 nejsou s těmito obvodovými stěnami vůbec spojeny. Tím se stala konstrukce mostu nezávislá na pohybech jílových vrstev. Když se jíly pohybují mohou s sebou brát i obvodové stěny, ale pilíř se základem a pilotami je stále na svém původním místě. Mezera mezi základem pilíře a obvodovou stěnou je zakryta porošeťem. [35], [36], [37] Most získal čestné uznání v roce 2008 od ECCS na European Bridge Awards. [38, s. 77]



Obr. 25 - Pohled na Monestier viaduct [39]

2.5.3.3 Ganslandsiepen Viaduct

Jedná se o dva semi-integrované mosty na silnici A 44 v Německu mezi městy Düsseldorf a Dortmund. Rozpětí jsou 64 – 80 – 64 m. Most je ve výšce cca 35 m nad terénem. Šířka mostu pro jeden směr je 15,5 m. Konstrukce byla realizována podélným výsuvem. Byl použit ocelový plnostěnný výsuvný nos délky 34 m. Maximální průhyb konstrukce při výsuvu byl 2,4 m. Horní desku lichoběžníkové ocelové konstrukce tvořila spřahující betonová deska z betonu C 35/45. Výška nosné konstrukce je konstantní 4,1 m. Konstrukce byla vysouvána s navařenými mezilehlými V vzpěrami do úrovně lícující s dolní hranou vysouvané konstrukce. Ke svaření došlo až po najetí do finální polohy. Celá ocelová nosná konstrukce pro 1 most byla rozdělena na 2x6 segmentů tvaru písmene L. Délka jednoho dílu byla až 36,5 m a maximální hmotnost 100 t. Značná byla i tloušťka plechu horní příruby a to až 160 mm. Ta byla vytvořena svařením 3 lamel plechu. Bylo nutné dbát zvýšenou pozornost při výrobě a svařování dílů mezi osami s pevným uložením. Velký ohled musel být brán na teplotní výkyvy. Dále musela být nosná konstrukce správně geometricky umístěna na pilířích, se kterými měla být rámově spojena. Ve příspěvku je uvedeno [40, s. 725], že v případě semi-integrovaných hybridních konstrukcí je nutné se speciálně soustředit na přechod betonu s ocelí. [40]



Obr. 26 - Pohled na konstrukci [41]



Obr. 27 - Pohled na vysouvanou konstrukci [42]

2.5.3.4 Lennetal-Brücke

Jedná se o dva mosty na dálnici A 45 nahrazující jeden stávající most přes řeku Lenna u Hagenu v Německu. Délka mostu je téměř 1 000 m a představuje tak nejdelší most takto příčně zasunut v Německu. Na celkem 14 polích najdeme rozpětí od 54 m do 115 m. Maximální výška nad terénem je 27 m. Šířka nosné konstrukce je 19 m. Jde o ocelový komorový příčný řez. Horní betonová deska je částečně z prefabrikátu o pevnosti C 50/60 a monolitické části z betonu C35/45. Konzoly příčného řezu jsou podpírány podélnými ocelovými dutými profily, které jsou podporovány vzpěrami. Stěny komory

jsou zkoseny tak, že dolní část komory je větší než horní část. U této stavby je velmi zajímavý způsob výstavby. Nejprve byly vedle stávající konstrukce vystavěny dočasné pilíře a na nich postaven první most. Na něj se následně převedla veškerá doprava a došlo k demolici stávající konstrukce. Poté byly postaveny finální pilíře pro oba mosty a na nichž byl postaven druhý most, na který byla následně převedena doprava. Následoval příčný přesun prvního mostu na finální spodní stavbu a demolice dočasně spodní stavby. Zajímavá je i samotná výstavba nosných konstrukcí mostu. Mosty mají proměnnou výšku 4 - 7 m. Náběh způsobující proměnnou výšku je pouze u pole přemostující řeku Lenna. Části mostu s náběhem jsou tak stavěny na skruži, kdežto zbytek mostu je stavěn podélným výsunem. Vysouvalo se z obou stran vždy k místu s náběhem, kde došlo ke spojení těchto 2 celků, které byly následně vysouvány. Obě vysouvané konstrukce se potkaly uprostřed rozpětí pole nad řekou. Koncové příčníky jsou železobetonové. [43], [44]



Obr. 28 - Pohled na oba mosty před příčným posunem [45]

2.5.4 Extradosed

V kapitole níže je uveden jeden zástupce mostu typu extradosed u kterého jsem se v některých ohledech inspiroval.

2.5.4.1 Extradosed most na dálnici D1 - Povážská Bystrica

Tento most je specifický tím, že vede skrze město Povážská Bystrica. Proto byl při projektování kladen důraz na estetičnost návrhu. Nosná konstrukce má celkovou délku 959,4 m a jednotlivými rozpětími 34,2 – 48,8 – 70,8 – 6x122 – 68. Jedná se o jednosvazný komorový průřez s velmi vyloženými konzolami podporovanými prefabrikovanými vzpěrami. Výška příčného řezu nosné konstrukce se mění od 4,7 m až do 6 m. Výška pylonů je 14 m. Most je veden přibližně 40 m nad terénem. Šířka nosné konstrukce činí 30,4 m a konstrukce je tak předepnuta příčně i podélně. Podélné

předpětí představují vnější kabely spojitosti a vnitřní soudržné kabely určené pro montážní fáze výstavby. Konstrukce byla stavěna letmou betonáží a bylo tedy nutno ji opatřit konzolovými kabely. Závěsy tvoří 37 lan, které jsou v sedlech na pylonech zbaveny obalu a jsou zainjektovány, aby nedocházelo k prokluzu kabelu. Na nosnou konstrukci mostu byl použit beton C45/55. Z důvodu velmi krátké doby na výstavbu byl tento projekt relativně nestandardní. Bylo použito 7 párů betonážních vozíků zároveň. Jednotlivé segmenty byly předepínány již po 24 hodinách, kdy pevnost betonu v tlaku dosahovala 35 MPa. [46]



Obr. 29 - Pohled na průběh výstavby mostu [47]



Obr. 30 - Pohled na hotový most [47]

2.5.5 Letmo betonované mosty

Tato bohatá kapitola zahrnuje betonové letmo betonované mosty. Většina jich je našich, ale uvádím i jeden příklad ze Slovenska či z větších dálek. Příklady zde ukazují například výhody letmé beton. V úvodu této kapitoly představují základní rysy letmé betonáže.

Letmá betonáž je specifický způsob výstavby používaný nad nepřístupným terénem, či vysoko nad ním. V průběhu výstavby není nijak zasahováno do prostoru pod mostem. To je způsobeno konzolovým postupem betonáže, kdy je konstrukce realizována v symetrických konzolách. Letmá

betonáž je vhodná pro mosty delších rozpětí, typicky delší než 60 m až do přibližně 250 m. Nejdříve je zbudován zárodek na pilíři, což je počáteční segment nosné konstrukce délky cca 10-15 m. V průběhu výstavby je nutné zajistit rovnováhu budované konstrukce. Z tohoto důvodu jsou někdy používány provizorní podpory v blízkosti těch stávajících. Dalším způsobem, jak zajistit větší stabilitu zárodku, je navrhnout pilíř jako dvojici štíhlých stojek. Po dokončení zárodku pokračuje betonáž symetricky na obě strany. Betonované segmenty se nazývají lamely a jsou dlouhé cca 3,5-5 m podle jejich hmotnosti. Je žádoucí navrhnout lamely takové délky, aby měly všechny stejnou hmotnost. Hmotnost čerstvého železobetonu v jedné lamele by neměl dle [48, s. 194] přesáhnout 200 až 250 t. Lamely jsou ke zbytku nosné konstrukce připnuty konzolovými kabely vedenými v horní desce komorového příčného řezu. Po dokončení všech lamel je dobetonována uzavírací spára s mohou být napnuty kabely spojitosti. Příčný řez je výhradně komorový, kvůli působení spodní desky komory při konzolových fázích výstavby. Letmo betonovanou konstrukci je možné realizovat i v jednostranné konzole, ale je nutné zajistit potřebnou stabilitu této konzoly.



Obr. 31 - Pohled na rozestavěné vahadlo u mostu přes Mži v Plzni (foto autor)

V [49, s. 90-96], [50, s. 221-223] je uveden systém předpětí 3 druhy kabelů. První skupinu tvoří klasické konzolové kabely. Druhou skupinou jsou tzv. kladné kabely. Ty se napínají po dobetonování poslední střední lamely a jsou umístěny ve středu rozpětí vedeny ve spodní desce. Nakonec jsou napnuty kabely spojitosti.

V kombinaci s letmou betonáží je velmi často využíván rámové spojení nosné konstrukce se spodní stavbou představující výhodnou dvojici štíhlých stojek. Rozkročení stojek zajišťuje stabilitu v průběhu výstavby. Absence ložisek tvoří konstrukci v budoucnu méně náročnou na údržbu. Je velmi

důležitě tuto dvojici stojek volit správně tuhou v souladu s tuhostí nosné konstrukce. Svou tuhostí musí umožnit konstrukci podélně dilatovat od teplotních změn a brzdících sil. Musí však tvořit dostatečně tuhé podpory pro nosnou konstrukci.

Dříve bylo běžné do středu pole umisťovat posuvné klouby. Toto řešení je zmiňované v [51, s. 204-209] a bylo hojně používáno i v České republice. Najít ho bylo možné např. na Zvíkovských mostech nebo u prvního letmo betonovaného mostu u nás, mostu na Veslařský ostrov. Konkrétně v případě Zvíkovských mostů byly klouby uprostřed polí koncem 90. let zrušeny. Přítomnost kloubů tehdy zjednodušovala statický návrh. U Zvíkovských mostů je patrná ještě jedna skutečnost typická pro letmo betonované mosty. Z podstaty konzolového způsobu výstavby vzešla i rozpětí jednotlivých polí, které jsou 42 – 84 – 84 – 42 m, kdy krajní pole jsou přesnou polovinou středních polí. [18, s. 174-175]

Pracovní cyklus pro vytvoření jedné lamely trvá většinou jeden týden. Rychlost výstavby dané konstrukce přímo souvisí s počtem párů betonážních vozíků. Betonážní vozíky používané pro betonáž lamel má hmotnost přibližně 60-80 tun. [52]



Obr. 32 - Schéma provádění letmé betonáže [53]

2.5.5.1 I/27 Velemyšleves – most přes údolí Chomutovky

Jedná se o obchvat obce Velemyšleves na silnici I/27 nedaleko dálnice D7. Údolí řeky Chomutovky je přemostěno 538 m dlouhým, částečně letmo betonovaným, mostem s maximálním rozpětím 120 m. Právě pole s největším rozpětím je betonováno letmo. Ostatní pole jsou betonována na pevné skruži. Přílehlající pilíře největšímu poli tvoří dvojice stěnových prvků vetknutých do mostovky. Ostatní pilíře jsou tvořeny pouze jedním prvkem, jehož půdorysný průřez tvoří obdélník s vybráním uprostřed delšího rozměru. Oba typy pilířů jsou v příčném směru náběhované tak, aby tato linie plynule přecházela do stěn komorového průřezu, což se plně projevuje na vetknutých středních pilířích. Rozdílné metodě výstavby také odpovídá proměnná výška příčného řezu, která se pohybuje od 2,6 do 6 m. Pole betonovaná na skruži byla betonována ve 2 fázích. Nejdříve byla zhotovena spodní deska a stěny komory. Poté se napnuly 4 kabely, jež odlehčily skruži. Až po této fázi se dobetonovala horní deska a konečně předepnuly i ostatní kabely. Délka zárodku byla 15 m. Lamely pak byly dlouhé 3-5 m a na jejich zhotovení bylo potřeba 7-10 dní. Nosná konstrukce je z betonu C35/45. Maximální výška nad terénem je 36 m. [54]



Obr. 33 - Pohled na most od opěry (foto autor)

2.5.5.2 Radotínská estakáda přes údolí řeky Berounky

Jde o dva mosty, každý pro jeden dopravní směr. Na jejich výstavbu byly použity pevná i posuvná skruž a na severní části metoda letmé betonáže. Celkově jsou mosty dlouhé přes 2 km. Jsou rozděleny na 5 dilatačních celků. Jednotlivá rozpětí letmo betonované části se pohybují od 72 m do 115 m. Výška komorového příčného řezu se pohybuje od 3 m do 6,5 m. Jednotlivé běžné lamely mají délku 5 m, zatímco zárodek má délku 12 m. Niveleta se na mostě vyskytuje v přímé, přechodnici i v kružnicovém oblouku. Na mostu také dochází ke změně příčného sklonu mostovky ze jednostranných 5 % na střechovitých 2,5 %.

Pilíře jsou tvořeny dvojicí štíhlých stěn tloušťky 1,2 m až 1,4 m. Tyto tloušťky byly voleny tak, aby byl posunut tuhostní střed celé konstrukce do pomyslného středu.

Jejich výška dosahuje až 35 m. Nosná konstrukce je na vnitřních pilířích monoliticky spojena.

Na krajních podporách je uložena na hrncová ložiska. Všechny pilíře jsou založeny hlubinně na pilotách průměru 1,5 m a délky 11 až 24 m. Pata pilot je vždy 2-2,5 m vetknuta do horniny R3. Pilíř, na kterém dochází k dilataci konstrukcí je založen na 8 pilotách. Pilíře vetknuté do nosné konstrukce jsou založeny na 16-22 pilotách.

Kvůli tlaku na rychlost výstavby byly použity až 4 páry betonážních vozíků najednou, avšak od dvou různých výrobců. Cyklus na zhotovení páru lamel byl sedmidenní. Na nosnou konstrukci mostů byl použit beton C35/45-XF2+XD1. Pro předpětí byly použity 19 lanové kabely.

Byla provedena celá řada výpočetních modelů. Pro časovou analýzu se zahrnutím jak smršťování, tak dotvarování byl použit rovinný rámový model v programu NEXIS. Celkem bylo namodelováno 119 fází konstrukce. Na prostorovém rámovém modelu byla za pomoci relaxační metody řešena redistribuce kroutících momentů. Dále byl zkoumán výsek komory na deskostěnovém modelu. Pomocí programu ATENA byl ověřován postup výstavby jednotlivých vahadel. V tomto ověření byly zahrnuty nelinearity jednotlivých materiálů. [48, s. 219], [55], [56], [57], [58], [59]



Obr. 34 - Pohled na severní část estakády (foto autor)

2.5.5.3 Most přes Labe v Mělníku

Objekt se nachází na silnici I/16. Most se skládá ze 3 částí a byl vybudován v letech 1990-1993. Střední část je betonovaná letmo. Krajní předpolí jsou z prefabrikovaných nosníků. Výška nosníků je 2,65 m a délka běžných polí 50,6 m. U letmo betonované části konstrukce se výška pohybuje od 2,65 m do 9 m a rozpětí mostu je 72 - 146 - 72 m. Do roku 2009 se jednalo o letmo betonovaný most s největším rozpětím u nás. Lamely měly délky 3,025, 4 nebo 5 m, zatímco zárodek měl délku 12 m. Výstavba probíhala za účasti 2 betonážních vozíků. Lamely přiléhající k pilířům byly betonovány ve 2 fázích. Nejprve byly vybetonovány dolní deska a stěny komory, poté horní deska. Následně byla lamela předepnuta 4 konzolovými kabely u horního povrchu. Při betonáži byla uplatněna metoda betonáže do tečny. Šířka nosné konstrukce je 15 m. Most je na pilířích uložen na ložiskách. V průběhu výstavby byla nosná konstrukce k pilířům kotvena. Předpětí je realizováno kabely z 12 lan \varnothing 15,5 mm. Na mostě byl v roce 2005 naměřen trvalý průhyb přibližně 100 mm. Je obecně známo, že letmo betonované konstrukce by mohli být kvůli reologickým vlivům potenciálně náchylné k nadměrným průhybům.

V publikaci [60] je uvedeno, že nárůst průhybu se v době uveřejnění článku stále probíhal. [20, s. 117], [48, s. 209-210], [60]



Obr. 35 - Pohled na most přes Labe v Mělníku (foto autor)

2.5.5.4 Most v Litoměřicích – Most generála Chábery

Jedná se o letmo betonovaný most s největším rozpětím u nás. Před jeho postavením bylo možné překročit Labe v Litoměřicích pouze po starém Tyršově mostu dostavěném v roce 1910. Jeho rozpětí se pohybuje do 43 do 151 m. Byla zde kombinována metoda letmé betonáže a betonáže na pevné skruži. Výška nosné konstrukce se pohybuje od 3,5 m do 7,5 m. Proměnná je i tloušťka dolní desky komory od 0,27 m do 1,2 m. Délka lamel se pohybovala od 4 do 5 m, přičemž zárodek byl dlouhý 13 m. Šířka příčného řezu konstrukce je 14,5 m. Stejně jako v případě mostu přes Labe v Mělníku byla nosná konstrukce na pilířích uložena ložiscích. V průběhu výstavby tak bylo nutné zajistit stabilitu vahadel. Tu zajišťovaly provizorní podpory umístěné na společném základu s finální podporou až do betonáže v pořadí 7. lamely. Poté byly zbudovány nové provizorní podpory právě v místech 7. lamel. Zajímavá byla provizorní podpora, která byla umístěna ve slepém ramenu řeky Labe. V určitých fázích výstavby byla totiž tažená a zároveň byla založena v bahně. Na nosnou konstrukci byl použit beton třídy C35/45-XF2. Příčný řez konstrukce betonované letmo nebyl nijak fázován a byl celý betonován vcelku. Na předpětí byla použity lana s velmi nízkou relaxací Ø 15,7 mm seskupená po 15, 18 nebo až 19 do kabelů. K předpínání vahadlových kabelů se přistupovalo po dosažení 80% krychelné pevnosti, což nastávalo zpravidla po 3 dnech. Na stavbu byl použit pouze jeden pár betonážních vozíků, a tak po dokončení jednoho vahadla přilehlého řece byly vozíky pomocí lodě přeplaveny na druhý břeh pro stavbu dalšího vahadla. V letmo betonované oblasti se mění příčný sklon z jednostranných 4,5 % na střechovitých 2,5 %. Tato skutečnost musela být brána v potaz při návrhu betonážních vozíků. Stavba probíhala v letech 2005-2009. Otevření mostu se zúčastnilo mnoho občanů a mimo jiné i válečných veteránů. Dílo totiž občané pojmenovali po slavném československém letci generálu Cháberovi. Most dokonce dostal požehnání od litoměřického biskupa. [48, s. 219], [61], [62], [63, s. 56-57], [64], [65]



Obr. 36 - Pohled na most gen. Chábery (foto autor)

2.5.5.5 Most na dálnici D3 přes rybník Koberný

Jedná se o letmo betonovaný most přes chovný rybník Koberný. Výška nivelety na mostě nad terénem se pohybuje okolo hodnoty 10 m. V místě mostu jsou velmi složité základové poměry. Délka pilot dosahuje až 31 m. Kvůli stabilitě vahadel v průběhu výstavby byly zhotoveny ještě provizorní podpěry na stejném základu jako finální pilíře. Tyto podpěry byly vetknuty do základu a do nosné konstrukce. Po dokončení výstavby byly odstraněny. Jednotlivá rozpětí nosné konstrukce jsou 58,4 – 4x109,5 – 58,4 m. Výška nosné konstrukce v příčném řezu se pohybuje od 2,9 m v poli a 5,8 m nad podporami. Byly použity zárodky délky 16 m. Poté následovalo 9 lamel shodné délky 5 m. Na nosnou konstrukci byl použit beton pevnosti C35/45-XF2+XD1. Zárodek byl betonován ve 2 fázích. Nejprve spodní deska a stěny komory, poté hodní deska. Lamely byly betonovány vcelku. Zhotovení zárodku trvalo přibližně 5-6 týdnů. Výroba lamel probíhala v sedmidenním cyklu. K předpínání se přistupovalo po 48 hodinách od betonáže. Bylo použito 2, 4 nebo až 6 konzolových 19-ti lanových kabelů. Konstrukce je dále předepnuta kabely spojitosti a kabely ve spodní desce. Po dokončení sousedících vahadel docházelo k provádění tzv. klavázní spáry. Po rektifikaci polohy vahadel došlo k připnutí obou konstrukcí k sobě pomocí dvou trojic ocelových nosníků IPE 400. Následně přišla na řadu betonáž této části. Byly použity 2 dvojice betonážních vozíků. Konstrukce je na pilířích uložena na ložiscích. [66], [67]



Obr. 37 - Pohled na most přes rybník Koberný (foto autor)

2.5.5.6 Slovenská dálnice D3 – Valy a Rieka

Dvojice mostů Valy a Rieka se nachází na slovenské dálnici D3 u hranic s Polskem a Českou republikou. Oba mosty mají velmi podobné okrajové podmínky. Převádějí pouze dva pruhy komunikace a šířka nosné konstrukce je volená shodně 13,41 m. Výšky nosných konstrukcí jsou proměnné od 2,7 do 5 m. Extrémní výška nad terénem je 85, resp. 62 m. Maximální rozpětí je v obou případech 92 m. Celková délka mostu Valy je 592 m. U mostu Rieka je to 502 m. Konstrukce jsou předepnuty soudržnými kabely v horní a dolní desce komorového průřezu a zároveň nesoudržnými kabely spojitosti vedenými uvnitř komory. Díky vedení kabelů mimo stěny komory nejsou stěny oslabeny otvory a mohou se plně podílet na přenosu smykových sil. Jedná se o semi-integrované konstrukce, jelikož většina pilířů je monoliticky spojena s nosnou konstrukcí. Krajiní pole byla betonována na pevné skruži a příslušné pilíře jsou osazeny hrncovými ložisky. Všechny pilíře jsou široké 7 m. U polí betonovaných letmo jsou pilíře tvořeny dvojicí stěnových pilířů tloušťky 0,9 m až 1 m. Pilíře u polí betonovaných na pevné skruži mají charakter dvou pilířů rozměru 1,6 x 1,7 m spojených 0,4 m tlustou stěnou. Všechny pilíře jsou vylehčeny prolisy ve středu šířky. Zárodky byly dlouhé 12 m, poté následuje lamela délky 4 m a poté již běžná lamela délky 5 m. Kvůli štíhlosti pilířů bylo nutné počítat v průběhu výstavby s jejich nelineárním působením. [68], [69]



Obr. 38 - Pohled na stavbu nosné konstrukce mostu Valy [70]



Obr. 39 - Pohled na most Valy [71]

2.5.5.7 Most v Limburgu přes Lahn

Nedaleko Frankfurtu nad Mohanem se nachází město Limburg, kterým prochází dálnice A3. V letech 1939-1945 zde stál obloukový most. Ten byl částečně zničen Wehrmachtem v březnu roku 1945 na obranu proti americké armádě. Chybějící část mostu byla nahrazena ocelovou příhradovou konstrukcí.



Obr. 40 - Obloukový most 1937-1945 [72]



Obr. 41 - Výstavba mostu 1965 - provizorní pylon [72]

Roku 1965 byl navrhnout nový most. Jednalo se o 2 předpjaté železobetonové 14,5 m široké komorové most o 7 polích s největším rozpětím 68 m. Krajní pole byla betonována na pevné skruži. Střední pole byla betonována konzolovým způsobem za využití provizorního pylonu. Vedle této konstrukce byla roku 2017 postavena nová letmo betonovaná konstrukce a stávající most byl zdemolován. Ta převádí v každém směru 4 pruhy dálnice. V příčném řezu se tak jedná o relativně širokou konstrukci, která je tvořena 2 mosty. Každý most je v příčném řezu tvořen dvoukomorovým průřezem o výšce 2,5 – 5,5 m. Most je přibližně 60 m nad terénem. Každou komoru podepírá jeden subtilní pilíř kruhového průřezu o průměru 2 - 2,8 m. Tento typ pilířů není zrovna vhodný pro způsob výstavby letmou betonáží. Proto při výstavbě musely být použity ještě provizorní pilíře 4,55 osově od těch finálních. Tato dvojice pilířů poté velmi výhodně přenášela i nerovnoměrná zatížení během výstavby. Provizorní pilíře měly stejný základ jako finální pilíře. U vybraných pilířů musel být základ rozšířen a u některých jsou dokonce nesymetricky umístěné piloty vůči finální ose podepření. Délka určitých pilot dosahovala 30 m. Kvůli druhému provizornímu pilíři musel být změněn tvar zárodku, jenž není v tomto případně symetrický k finálnímu pilíři. [73], [72]



Obr. 42 - Pohled na hotovou konstrukci (v pozadí železniční ICE most) [74]



Obr. 43 - Pohled na rozestavěný most (vlevo starý most) [75]

2.5.5.8 Most přes údolí řeky Arachthos

Tento most se nachází v Řecku. Byly navrženy dva mosty, pro každý směr převáděné dálnice A2 jeden. Most údolí překonává 8 polí. Krajní pole jsou shodně dlouhá, a to 92 m. Poté následuje 6 vnitřních polí o rozpětí 142 m. Maximální výška pilíře je okolo 80 m. Most je opatřen viskózními tlumiči pro případ výskytu zemětřesení. Tlumiče jsou navrženy na sílu 2,7 MN a posun až 1,41 m. Umístěny jsou v podélném směru. Pilíře jsou tvořeny dvojicí stěn, které jsou v jejich dolní části spojeny. Výška komorového průřezu v poli jsou 4 m a nad podporu 8 m.



Obr. 44 - Pohled na vahadlový způsob výstavby [76]

Zajímavostí je, že údolí, kterým most prochází by v budoucnu mělo být zalito vodou z důvodu stavby přehrady na řece Arachthos. Předpokládaná výška hladiny od stávajícího terénu přitom dosahuje 60 m. [77, s. 238-240], [10, s. 522-523]



Obr. 45 - Viskózní tlumiče [77, s. 240]



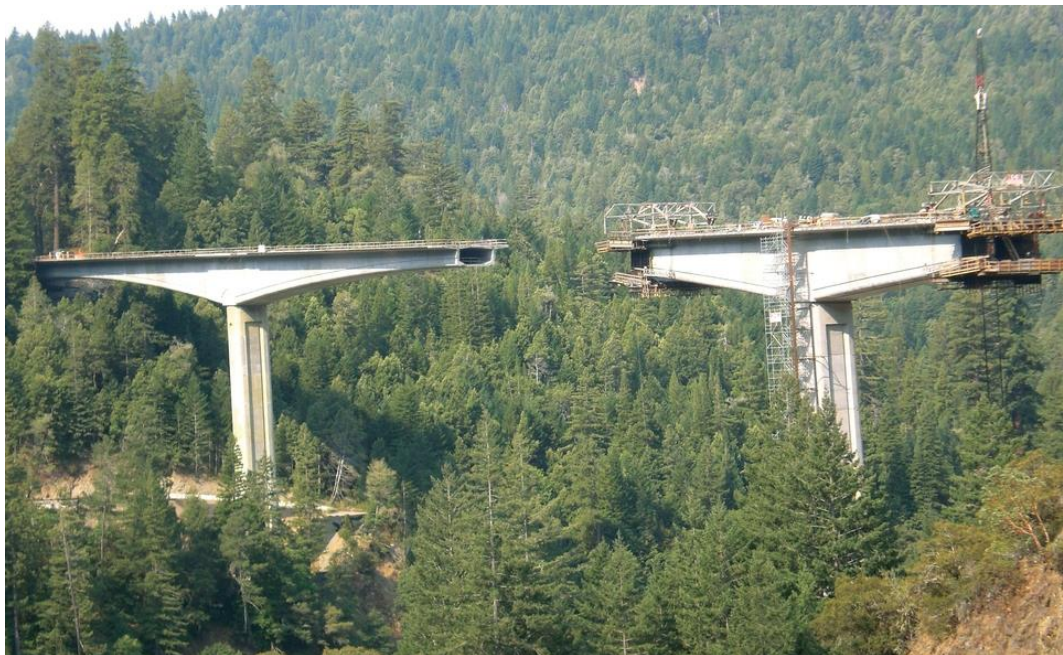
Obr. 46 - Pohled na hotovou konstrukci [78]

2.5.5.9 Most přes jižní rameno řeky Eel

Tento most se nachází v severozápadní části Kalifornie. Z důvodu častých sesuvů půdy bylo nutné přesunout silnici 101. Musely tedy vzniknout 2 nové mosty – jižní a severní. Zaměřil jsem se na jižní most, který překračuje údolí třemi poli o velikostech 106, 174 a 133 m. V těsné blízkosti mostu je skalnatý komplex Confusion Hill. Maximální výška pilíře je 76 m. Šířka nosné konstrukce je 13,1 m. Zárodek byl dlouhý 13,7 m, poté následovaly 4 lamely délky 4 m. Běžná délka lamely je 4,7 m, přičemž zavírací lamela je dlouhá 3,8 m. Výška komorového průřezu se pohybuje od 3,5 m uprostřed rozpětí až do 9,6 m nad podporou. V tomto případě byla použita metoda letmé betonáže i z důvodu ochrany území pod mostem. Za mimo jiné tuto myšlenku byla konstrukce oceněna cenou 2009 ASBI Bridge Awards of Excellence. [79]



Obr. 47 - Pohled na hotový most [80]



Obr. 48 - Jižní most ve výstavbě [81]

2.5.5.10 Most přes řeku Ceira

Most převádí dálnici A13 přes údolí řeky Ceira před městem Coimbra v Portugalsku. Rozpětí středního pole mostu je 250 m. Šířka nosné konstrukce je 26,4 m. Výška příčného řezu uprostřed rozpětí činí 5,5 m. V místě zárodku tato výška narůstá až na 14,5 m. Mostovka se extrémním bodě nachází až 140 m nad terénem. Při takové výšce pilířů bylo nutné vyliminovat v průběhu výstavby nesymetrické zatížení působící na konzoly. To bylo provedeno za pomoci 1450 t dočasných předpínacích kabelů vedoucích ze základů pilířů až do horní desky komorového průřezu. Letmo betonovaná byla pouze první 4 pole. V navazující části estakády bylo největší rozpětí 40 m. V příčném řezu tak byl použit předpjatý dvoutrámový průřez. [82], [83], [84]



Obr. 49 - Pohled na výstavbu [83]

2.5.6 Výsuvná skruž

Tato krátká kapitola pojednává o mostech stavěných technologií výsuvné skruže. Soustředil jsem se na mosty s velkými rozpětími tak, aby byly podobnější s mým následným návrhem.

2.5.6.1 Most přes řeku Cabriel

Tento most najdeme u města Cofrentes nedaleko Valencie ve Španělsku. Převádí silnici N-300 přes údolí řeky Cabriel. Jeho celková délka je 520 m a jednotlivá rozpětí jsou 50 – 6x70 – 50 m. Při výstavbě pomocí výsuvné skruže byla použita skruž typu Berd (MSS M70-S). Nosná konstrukce je náběhovaná s proměnnou výškou 2,5 m až 3,5 m. Maximální výška nad terénem činila 50 m. S tím souvisí relativně velké příčné zatížení od větru při stavebních stádiích, kdy se po nosné konstrukci pohybuje nosný příhradový oblouk s poměrně velkou plochou, vzdorující větru o rychlosti až 120 km/h. Konstrukce byla dokončena roku 2009. [85], [86]



Obr. 50 - Pohled na hotový most [86]



Obr. 51 - Výsuvná skruž BERD MSS M70-S [86]

2.5.6.2 Viadukt přes řeku Deba

Tento most se nachází u města Bergara nedaleko Bilbao na severu Španělska. Jedná se o vysokorychlostní železniční trať. Zmíněná trať je část tzv. Basque Y, což je vysokorychlostní železniční síť mezi městy Bilbao, Victoria Gasteiz a San Sebastian. Její dokončení je plánováno na rok 2023. Viadukt je stavěn výsuvnou skruží s hlavním nosníkem umístěným pod nosnou konstrukcí. Největší rozpětí je 80 m. Rozpětí běžného pole je 70 m. Maximální výška nad terénem dosahuje až 90 m. Výška pilířů se pohybuje od 23 do 86 m. Výška komorové nosné konstrukce se pohybuje od 3,94 m do 5,94 m. Konstrukce je na 4 nejvyšších pilířích vetknuta do pilířů. Na ostatních pilířích jsou uložena ložiska. Most byl dokončen roku 2014. [87]



Obr. 52 - Pohled na výsuvnou skruž [87]



Obr. 53 - Pohled na hotovou konstrukci [87]

2.6 Návrh variant

Při návrhu variant je nutné respektovat okrajové podmínky, které jsou určeny zejména polohou mostu. Most protíná zastavěné území a není daleko od historického centra města. Je potřeba tedy dbát na estetické působení konstrukce. Zároveň je nutné uvážit, že převáděná komunikace je v podélném sklonu 4 %, což velmi ovlivňuje návrh mostu. Je jisté, že hloubka údolí také do návrhu promluví. Promítne se i ve způsobu výstavby konstrukce. Optimální by bylo, navrhnout co nejméně pilířů, aby zásah do území pod mostem byl co nejmenší. Zároveň není možné navrhnout betonáž celého mostu na pevné skruži. Vhodnější by bylo volit výsun nosné konstrukce, letmou betonáž či posuvnou skruž. V případě volby betonu jako materiálu nosné konstrukce by připadala v úvahu letmá betonáž spolu s výsunem a posuvnou skruží.

Poslední jmenovaná metoda je limitována maximálním rozpětím 90 m. Most s takovým rozpětím postaven touto technologií je na vysokorychlostní trati nedaleko turecké Ankary. [88] Obvyklejší je však použití pro rozpětí od 40 do 60 m. [85] Z toho, jak je v jedné následujících částí patrné, vychází příliš mnoho podpor v údolí.

Při výsunu betonové konstrukce bez použití provizorních podpěr je limitní rozpětí 60 m až 70 m a i při tomto rozpětí by výška nosné konstrukce podle empirických vzorců (1/13-1/15) byla 4,5-5 m, což by nebylo příliš esteticky zdařené v kombinaci s přímopásovým komorovým nosníkem. Při takové výšce pilířů by bylo totiž velmi neekonomické stavět provizorní podpěry.

Zde se nabízí volba jiného materiálu, než je beton. Vysunout ocelovou komoru na velká rozpětí není takový problém oproti vysouvání těžké betonové komory. Kvůli značné výšce pilířů by bylo nutné se soustředit mimo jiné na jejich posouzení v průběhu výsunu.

Další možností by mohla být letmá betonáž. Tou je možné docílit relativně velkých rozpětí, tím dostatečně omezit počet pilířů v údolí. Zároveň lze dosáhnout esteticky velmi zajímavé konstrukce.

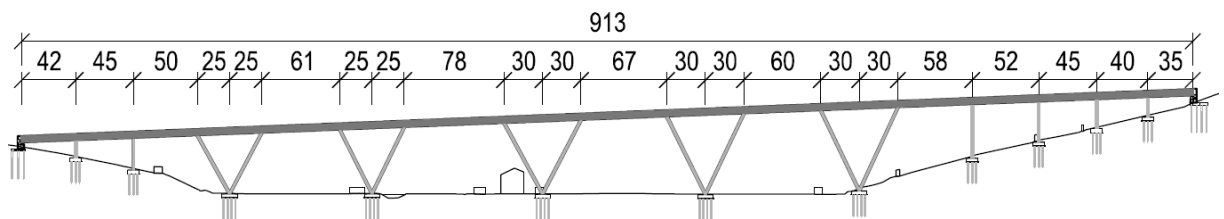
2.6.1 Výsun

V této podkapitole jsem se zabýval návrhem konstrukcí stavěných postupným vysouváním. Výsun bych realizoval od opěry přiléhající ke směru Bad Schandau. Šlo by tedy o spouštění konstrukce

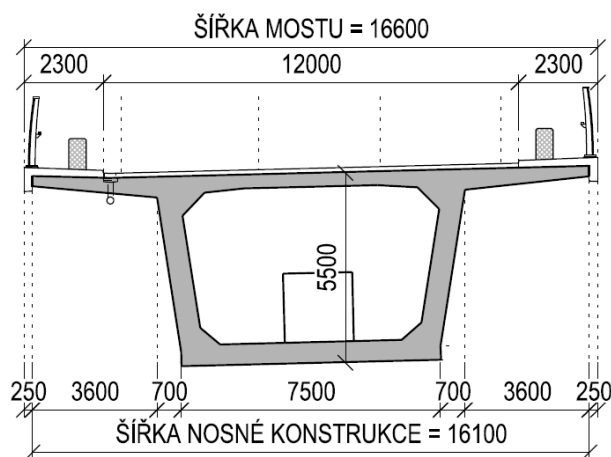
v podélném sklonu 4 %. Pravděpodobně by bylo nutné konstrukci v průběhu výsunu jak brzdit, tak tlačit stejně jako tomu bylo při výstavbě tramvajové trati Hlubočepy – Barrandov. Při výsunu bych použil lehký ocelový příhradový výsuvný nos.

2.6.1.1 Betonová komora

Navrhl jsem jednu variantu vysouvané betonové komory. Pro zmenšení jednotlivých rozpětí jsem použil ukloněné stojky ve tvaru písmene V. Bohužel jsem nebyl schopen dostatečně zmenšit rozpětí nad Gottleubou, kde jsem získal rozpětí 78 m. To byla zapříčiněno právě polohou řeky a současnou polohou domu č.p. 47. Výšku příčného řezu jsem navrhl jako přibližně 1/14 příslušného největšího rozpětí, tedy 5,5 m. Šikmé vzpěry jsou navrženy jako plnostěnné železobetonové. Krajiní pilíře jsou navrženy jako duté a rovněž železobetonové.



Obr. 54 - Schéma varianty betonové komory

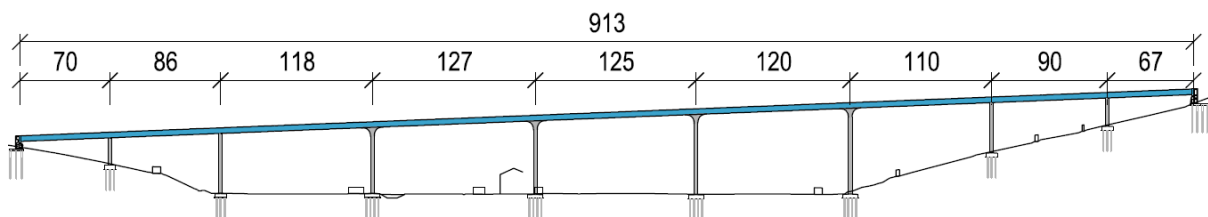


Obr. 55 - Příčný řez varianty betonové komory nad podporou

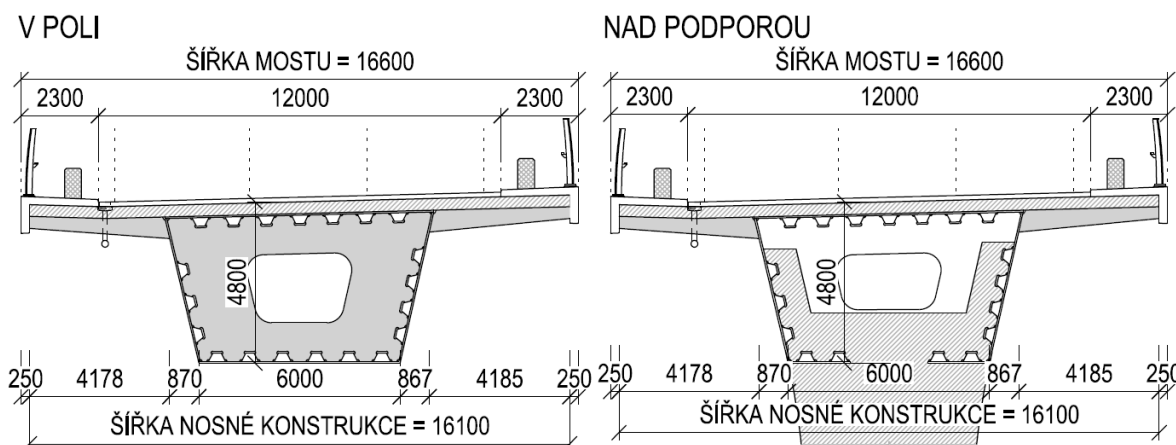
2.6.1.2 Ocelová komora 1

V dalším návrhu jsem se změnil materiál nosné konstrukce z betonu na ocel. Pilíře jsem navrhl z betonu. V jejich horní části jsou opatřeny náběhy pro zmonolitnění s nosnou konstrukcí. Jedná se tedy o semi-integrovanou hybridní konstrukci. Na ocelové komoře je navržena spráhující železobetonová deska tloušťky 350 mm. Náběhy jsou navrženy tak, že po celé své délce probíhají i vnitřkem komory do výšky 1,5 m nad její spodní hranou. Do výšky 3,6 m sahá toto spojení u stěn. Ocelová komora má tak v těchto místech přerušenu dolní desku. Náběh začíná pozvolně cca 7 m pod spodní hranou komory. V této i následující variantě je definován parabolou 2. stupně. Příčný řez je na svých stěnách opatřen navařenými trapézovými výtuhami. Tento příčný řez je společný pro všechny následující varianty ocelových komorových mostů. Největší navržené rozpětí je 127 m. V podélném pohledu je patrná

změna tloušťky nosné konstrukce, která v tomto případě může být o něco štíhlejší se současným zvětšením daných rozpětí. Na pilířích bez náběhů je konstrukce uložena na ložiscích. Jedná se o podpory OP1, P2-3, P8-9 a OP10. Celková délka náběhu pro 1 pilíř je 17 m.



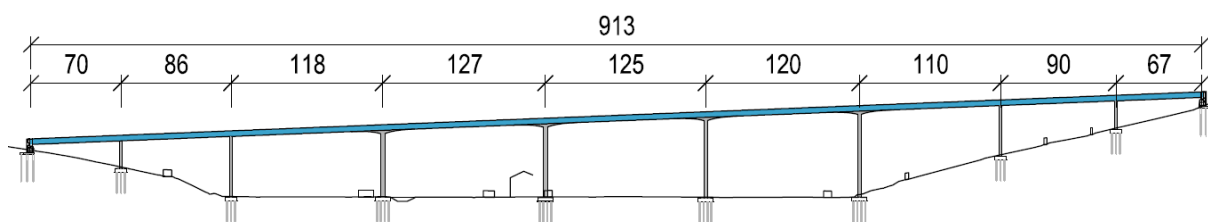
Obr. 56 - Schéma varianty ocelové komory 1



Obr. 57 - Příčný řez varianty ocelové komory 1

2.6.1.3 Ocelová komora 2

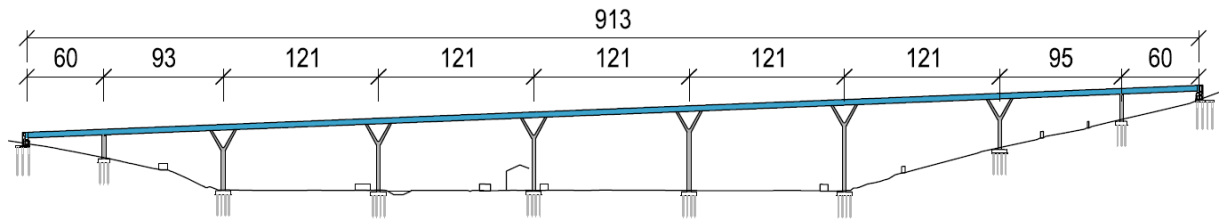
V tomto návrhu jsem pouze změnil délku náběhů. Jednotlivá rozpětí i výška nosné konstrukce zůstávají stejné jako v předchozí variantě. Délku náběhů jsem nyní volil 50 m. Změnil jsem i jejich výšku pod spodní hranou komory. Nyní dosahují 2,5 m pod tuto spodní hranu v ose jednotlivých pilířů.



Obr. 58 - Schéma varianty ocelové komory 2

2.6.1.4 Ocelová komora 3

Ve třetím návrhu jsem zrušil náběhy pilíře v jejich horní části rozdělil na V-vzpěry. Účelem bylo dát vzpěrám organický nádech. Díky nim je zkracováno rozpětí o 9,5 m na každou stranu. Vzpěry jsou navrženy jako plnostěnné s proměnnou tloušťkou od 2 m ve styku vzpěr do 1,5 m ve spojení s nosnou konstrukcí. Právě v tomto spojení by vzpěra procházela do vnitřní části komory, kde by tvořila monolitický příčník. V komoře by byla opět spojovací monolitická vrstva betonu výšky 0,5 m. Tato vrstva by sahala 4 m za vzpěry na obě strany. Vzdálenost od osového styku vzpěr k dolní hraně komory je 17 m. Na pilířích bez vzpěr uvažuji uložení na ložiska.



Obr. 59 - Schéma varianty ocelové komory 3

Podobné návrhy byly uvedeny i v publikaci [4], kde se kladl velký důraz na estetické působení a mimo jiné i na subtilnost celé konstrukce.

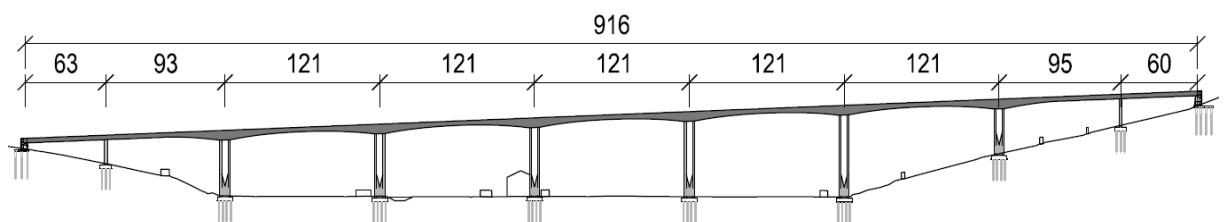
U semi-integrovaných hybridních variant by jistě bylo velmi zajímavé se detailně zabývat spojením monolitických náběhů s ocelovým komorovým průřezem.

2.6.2 Letmá betonáž

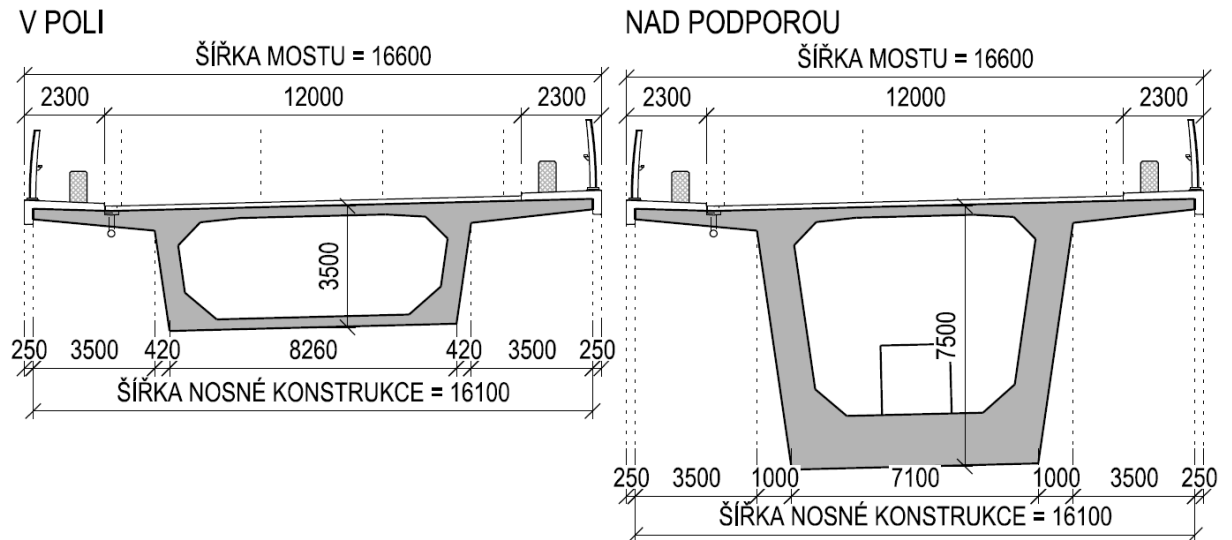
Jako další způsob výstavby jsem si vybral letmou betonáž. Je to metoda, díky které po zbudování pilířů probíhá další výstavba nosné konstrukce již nezávisle na terénu pod ní. U letmo betonovaných variant jsem oproti původnímu návrhu změnil tloušťku vozovkového souvrství na třívrstvou vozovku tloušťky 135 mm v souladu s [89, s. 12].

2.6.2.1 Návrh 1

Navrhl jsem konstrukci o rozpětí jednotlivých polí 63 – 93 – 4x 121 – 95 – 60 m. Výška příčného komorového řezu je proměnná od 3,5 m do 7,5 m. Pro rozpětí 121 m se jedná o 1/34,6 a 1/16,1. Délka rozpětí 121 m je určena hned 3. polem, které přemostuje atletický stadion. Pilíře jsou tvořeny dvojicí štíhlých stěn tloušťky 1,5 m. Stěny jsou od sebe vzdáleny 5 m. V jejich dolní části jsou stěny spojeny v plný tuhý průřez. Toto spojení začíná 18 m nad patou pilíře a nabíhá 10 m, než je úplné. Rozdělení pilíře na 2 stěny by mělo mít za následek zlepšení stability vahadla v průběhu výstavby. Na obou opěrách a pilířích P2 a P9 uvažuji uložení na ložiscích. Rozpětí jsou navržena tak, aby bylo možné téměř celou konstrukci betonovat letmo. U pilíře P3 budou obě konzoly dlouhé 60,5 m. Až se tedy bude budovat vahadlo na P1 budou následné konzoly dlouhé 32,5 m, přičemž k opěře zbude 30,5 m stavěných na pevné skruži. U opěry OP10 obdobným postupem zbude 25,5 m stavěných na pevné skruži.



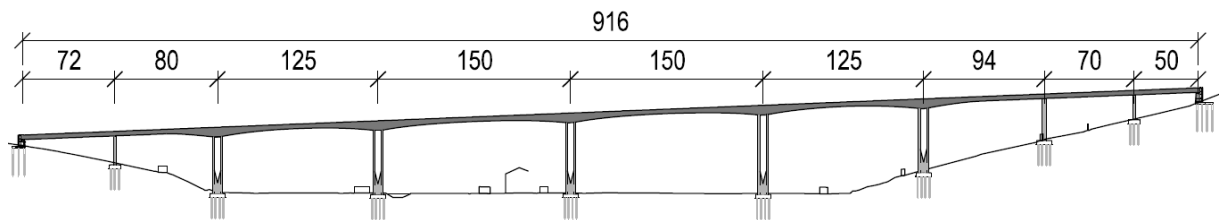
Obr. 60 - Schéma varianty letmé betonáže 2



Obr. 61 - Příčný řez varianty letmé betonáže 1

2.6.2.2 Návrh 2

V této variantě jsem volil co možná největší rozpětí. Výsledkem je 2x rozpětí 150 m. Díky tomu vypadá údolí relativně volné. Příčný řez je obdobný jako u předchozího návrhu jen výšky jsou pro řez v poli 4,2 m a pro řez nad podporou 9,3 m.



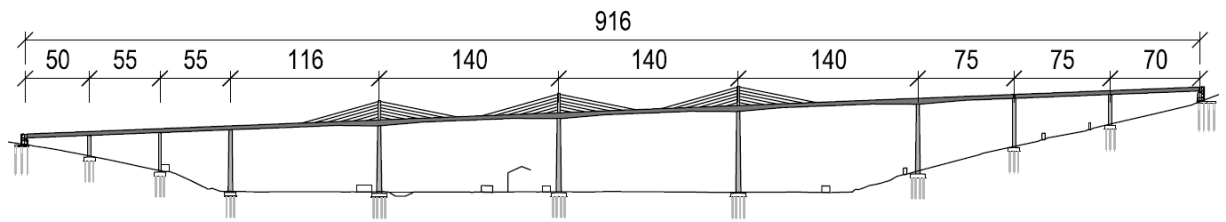
Obr. 62 - Schéma varianty letmé betonáže 1

2.6.3 Extradosed

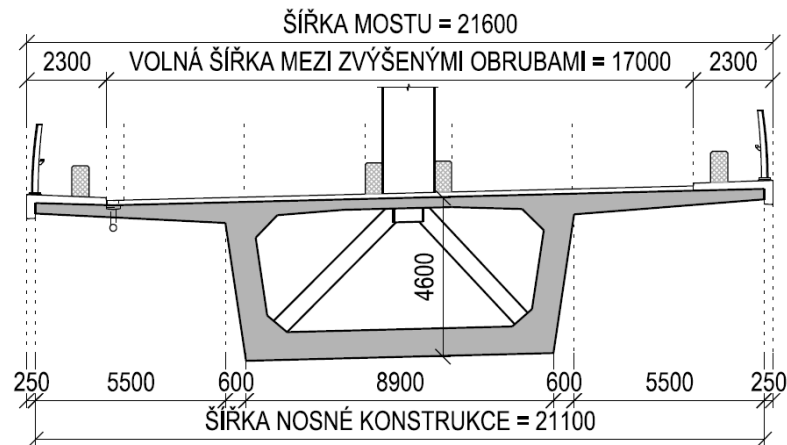
Následující kapitola obsahuje návrh několika betonových mostů typu extradosed. Tyto mosty v kombinaci s daným údolím nevypadají vůbec špatně. Postup výstavby bych volil jako letmou betonáž s postupným připojováním kabelů vedených přes pylon.

2.6.3.1 Návrh 1

V této variantě jsem navrhl 3 pylony výšky 15 m. Jeho tloušťku jsem volil jako 2,5 m. Ložiska jsou umístěna na všech pilířích bez pylonu kromě pilíře P8, který je vetknutý do mostovky. S tím souvisí i rozložení jízdních pruhů v příčném řezu. V tomto případě jsem navrhl o jeden pruh více, tedy celkem 4 pruhy s pylonem a závěsy uprostřed. Zvětšila se tedy šířka mostu. Mnou navržená svodidla přiléhající pylonu nemají defacto žádnou deformační zónu, takže by bylo nutné pylon dimenzovat i na účinky nárazu vozidel. V případě umístění ještě deformační zóny mezi pylon a svodidla by se ještě více zvětšil příčný řez mostu. Dovnitř komorového průřezu jsem umístil předpjatá betonová táhla pro roznos sil od závěsů. Vynesení konstrukce mostu nad mostovku by z cesty přes most činil pro řidiče nevšední zážitek.



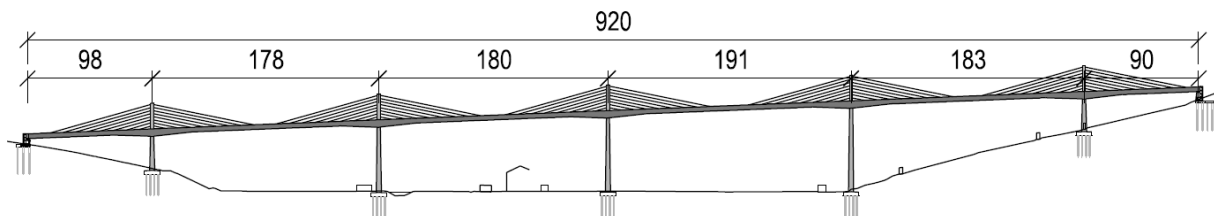
Obr. 63 - Schéma varianty extradosed 1



Obr. 64 - Příčný řez nad podporou varianty extradosed 1

2.6.3.2 Návrh 2

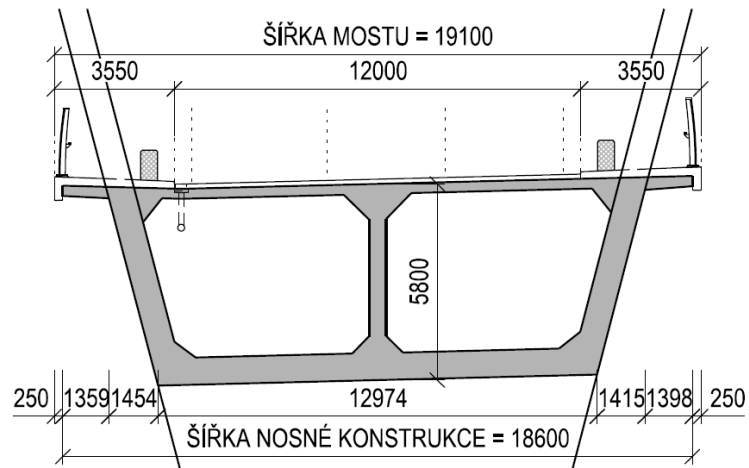
Příčný řez jsem navrhl obdobným způsobem jako v předchozí variantě, oproti které jsem zvětšil výšky průřezu na 3,7 m v poli a 5,8 m nad podporou. Tento návrh se jeví velmi dobře v ohledu počtu podpor v údolí. Z předchozích 9 podpor jsem se dostal na 5.



Obr. 65 - Schéma varianty extradosed 2

2.6.3.3 Návrh 3

V tomto návrhu jsem oproti extradosed variantě 2 změnil příčný řez. Navrhl jsem rozdvoující se pylon s dvoukomorou. Z předchozích 4 pruhů jsem udělal opět 3 pruhy. Výšky nosné konstrukce zůstaly stejné jako v návrhu 2. Již při pohledu na příčný řez mi tento návrh nepřijde správný.



Obr. 66 - Příčný řez nad podporou varianty extradosed 3

2.6.4 Výběr výsledné varianty

Do užšího výběru bych vybral návrhy 2 a 3 ocelové komory, návrh 1 letmé betonáže a návrh 2 extradosed mostu. Z estetického hlediska bych řekl, že jsou všechny konstrukce podobně zdařilé. Extradosed varianta má minimalizaci podpor v údolí. Ostatní varianty mají podpor stejně. Nevýhodou extradosed varianty by mohl být postup výstavby. Pro metodu letmo při daném rozpětí i za průběžného kotvení kabelů si myslím, že by mohl být problém s průřezem nad podporou, který by mohlo být nutno zvýšit. Ocelová varianta 2 se mi nakonec jeví jako údolí ničím neobohacující. U varianty letmé betonáže mám pocit souladu nové konstrukce s údolím. Po zvážení všech kladů a záporů jednotlivých variant jsem se rozhodl v pokračování s variantou letmé betonáže.

3 Předběžné statické výpočty

V této kapitole pracuji s vybranou variantou letmo betonované konstrukce. Hlavní náplní jsou dílčí posudky a ověření, zda je předběžně navržená konstrukce koncipována vhodně. Dále si ujasňuji některé skutečnosti vstupující do pozdějších výpočtů, jako například rozdělení konstrukce na jednotlivé lamely, či koncepci předpínacích kabelů.

3.1 Štíhlost

Stěžejním prvkem letmo betonovaných konstrukcí jsou štíhlosti nosné konstrukce. V dostupné literatuře jsou běžně uvedeny doporučené hodnoty zmiňovaných štíhlostí.

Publikace	Pole	Podpora
Šafář (Betonové mosty 2, Přednášky), 2014	1/35	1/16
Stráský (Betonové mosty), 2001	1/40	1/18
Hrdoušek a kolektiv (Betonové mosty 2), 2005	1/40	1/18
Přednášky YBM2 Jan L. Vitek, 2020	1/40-1/50	1/17-1/21

Tab. 1 - Doporučené hodnoty štíhlosti

V publikaci Bridge Design: Concepts and Analysis jsou uvedeny doporučené hodnoty mezi 1/20 až 1/17 pro průřez nad podporou. [90, s. 216]

V knize Concrete Bridges [26, s. 320] jsou vedeny jako optimální štíhlosti nad podporou hodnoty 1/15 – 1/20. Štíhlost průřezu v poli je zde uváděna optimálně jako velmi štíhlých 1/50. Dále je zde uvedeno, že mnohdy vychází poměr štíhlostí v poli a u podpory 2,5 – 3 a dokonce u vybraných staveb až 5.

V některých uvedených publikacích se objevuje doporučení tvořit náběh pomocí křivky o rovnici $y = a \cdot x^{1,6}$.

Mostní stavba	Beton	Počet polí (letmo betonovaných)	Největší rozpětí pole	Výška v poli	Výška nad podporou	Štíhlost pole	Štíhlost podpora
Arachthos	???	8	142	4	8	35,50	17,75
Radotín	C35/45	6	115	3	6,5	38,33	17,69
Rybník Koberný	C35/45	6	109,5	2,9	5,9	37,76	18,56
Valy	C45/55	9	92	2,7	5	34,07	18,40
Rieka	C45/55	8	92	2,7	5	34,07	18,40
Limburg	???	7	90	2,5	5,5	36,00	16,36
Litoměřice	C35/45	3	151	3,5	7,5	43,14	20,13
Mělník	C35/45	3	146,2	2,65	9	55,17	16,24
Velemyšleves	C35/45	3	120	2,6	6	46,15	20,00
Eel	6100 psi = 42,06 Mpa	3	174	3,5	9,6	49,71	18,13
Ceira	???	4	250	5,5	14,5	45,45	17,24

Tab. 2 - Štíhlosti jednotlivých rozebíraných staveb

V Tab. 2 jsou uvedeny všechny mosty z kapitoly 2.5.5 Letmo betonované mosty. V tabulce jsou popsány výšky NK, délka největšího rozpětí, beton použitý na NK a počet letmo betonovaných polí. U některých zahraničních mostů se mi bohužel nepovedlo získat informace o použitých betonech. V neposlední řadě jsou v tabulce uvedeny štíhlosti daných konstrukcí.

Na první pohled je patrné, že se setkáváme s 2 druhy konstrukcí. Jsou to konstrukce překlenující pouze jednu významnou překážku, typicky řeka Labe u mostů v Mělníku nebo v Litoměřicích. U těchto mostů pak mohou být pole nepřiléhající hlavní překážce betonována na skruži. Zde se štíhlosti v poli blíží až k hodnotě 1/50. V pohledu se pomyslně tyto stavby blíží mostům obloukovým.

Most přes řeku Ceira je trochu výjimka, jelikož se jedná o most vysoký až 140 m nad terénem s největším rozpětím 250 m, na nějž navazuje druhá část viaduktu s největším rozpětím pole 40 m, které je již tvořeno přimopasovým dvoutrámovým průřezem.

Nejbližších mé konstrukci je prvních 6 reprezentantů. Zdá se, že neoptimálnější hodnoty štíhlosti jsou opravdu okolo hodnot 1/16 – 1/19 nad podporou a 1/34 – 1/39. Ve variantním řešení jsem navrhl štíhlosti 1/34,57 ($h = 3,5$ m) v poli a 1/16,13 ($h = 7,5$ m) nad podporou. Pohybuji se tedy na hranici daného rozmezí. Případně by bylo možné, navrhnout konstrukci nepatrně subtilnější. Pro případné zeslabení konstrukce se rozhodnu dle předběžného posouzení v další kapitole.

3.2 Rozdělení konstrukce na lamely

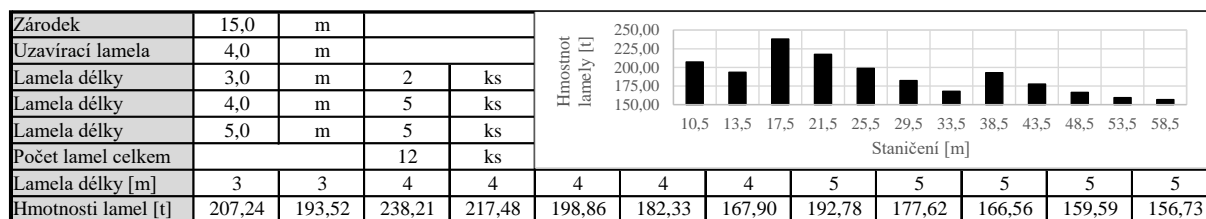
V této kapitole se zabývám optimálním rozdělením nosné konstrukce na jednotlivé lamely. Provedl jsem 3 různé návrhy, kdy se mé myšlenky a znalosti této problematiky postupně zlepšovali. Délku zárodku je optimální volit 10 – 15 m. [48, s. 194]. V jiných zdrojích je možné najít jiná doporučení, např. v příručce Betonové mosty J. Stráský, 2001 je uvedena obvyklá délka zárodku 7 – 10 m. [49, s. 30] Doporučená délka lamel je vesměs ve všech běžně dostupných zdrojích shodná a to 3 – 5 m. V některých případech je žádoucí navrhovat délku lamel nejednotně. Lamely u pilíře jsou často navrhovány kratší, zatímco lamely uprostřed rozpětí jsem navrhovány co nejdelší. Je to zapříčiněno parabolickým náběhem a tím i vyšší hmotností lamel u pilíře. Cílem je navrhnout vyrovnanější rozdělení hmotnosti po jednotlivých lamelách. Na tento fakt je kladen důraz zvláště u širokých a obecně těžších příčných řezech. U užších příčných řezů není tento fakt tak důležitý a je výhodnější navrhovat délky lamel jednotněji, kvůli složitosti provádění.

3.2.1 Návrh 1

Ve svém prvním návrhu jsem zvolil značně proměnné délky lamel. Délku zárodku jsem navrhl 15 m. Lamely pak ve složení 2 x 3 m, 5 x 4 m a 5 x 5 m. Délka dobetonovací střední lamely pak vycházela 4 m. Lamela s největší hmotností byla první 4 m lamela, která dle předběžného výpočtu vážila 238 t. Do této hmotnosti je započítána hmotnost betonu a předpokládaná hmotnost betonářské a předpínací výztuže.

U vahadel na pilířích P2 a P9, jež v této fázi uvažuji s ložisky, jsem navrhl délky zárodů shodně 10 m. Délky lamely jsem u těchto vahadel volil jednotně 5 m. U vahadla na P2 se jedná o 5 x 5 m a u vahadla P8 6 x 5 m. Mezi vahadly P8 a P9 zbývala uzavírací lamela délky pouze 1,5 m. Tato délka je již velmi limitní. Do menší mezery by se již jen velmi těžko vešel pracovník s předpínacím zařízením. Mezi vahadly P2 a P3 jsem dostal uzavírací lamelu délky 4,5 m.

Nakonec po konzultaci s vedoucím práce jsem se rozhodl v následujícím návrhu sjednotit délky lamel a dbát na vhodnější proveditelnost.



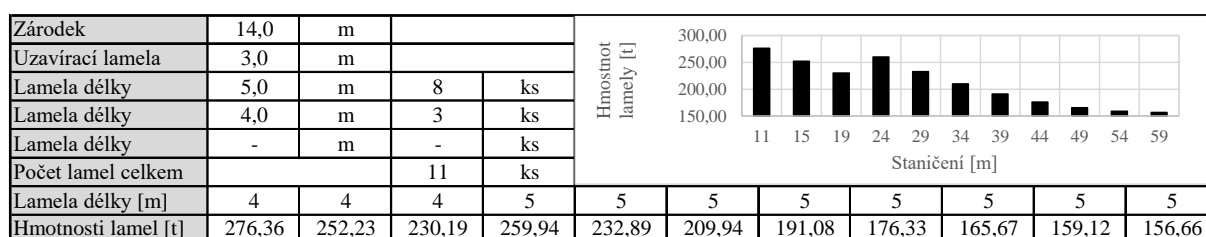
Obr. 67 - Rozdělení hmotnosti lamel - návrh 1

3.2.2 Návrh 2

V následujícím návrhu jsem zvolil první 3 lamely u pilíře dlouhé 4 m. Následující lamely jsem navrhl délky 5 m. Zárodek jsem oproti předchozí variantě zkrátil na 14 m. Běžná uzavírací spára v tomto případě vyšla délky 3 m.

Získal jsem tak relativně vyrovnaný průběh hmotností lamel s vhodnou délkou uzavírací spáry a s pouze 3 lamelami délky jiné než základních 5 m.

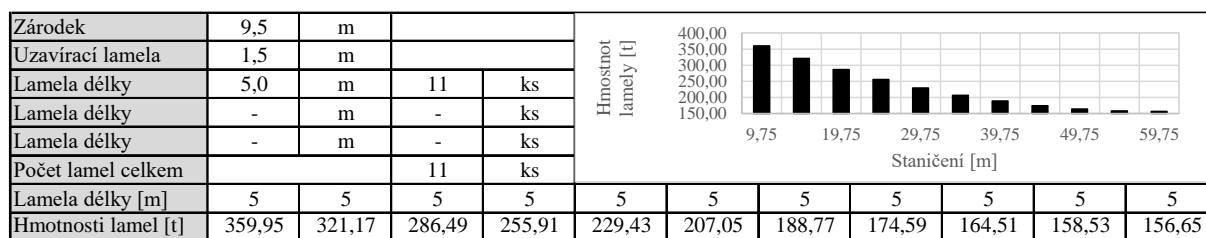
Pro tuto konfiguraci jsem se snažil vhodně navrhnout krajní vahadla. Zárodky jsem na obou vahadlech ponechal délky 10 m. U vahadla na P2 následují lamely 5 x 5 m. Uzavírací spára mezi vahadly P2 a P3 je délky 4 m. První 2 lamely u vahadla na P9 jsem navrhl délky 4 m. Následují 4 lamely délky 5 m. Uzavírací spára mezi vahadly P8 a P9 je dlouhé 3 m. Žádné vahadlo tak není navrženo nesymetrické. Krajní část pole přiléhající k OP1 délky 34 m uvažuji betonované na pevné skruži. Analogický postup uvažuji u části krajního pole u OP10 délky 28 m.



Obr. 68 - Rozdělení hmotnosti lamel - návrh 2

3.2.3 Návrh 3

Po konzultaci s vedoucím práce jsem sjednotil délku lamel skrze celou konstrukci a navrhl všechny lamely délky 5 m. Z podstaty věci jsem dostal největší rozsah hmotností lamel, kdy nejlehčí váží 157 t a nejtěžší 360 t, což je více než dvojnásobek. Délka uzavírací lamely je 1,5 m. Délka zárodku je 9,5 m. Vahadla na P2 a P9 jsou uvažována stejným stylem jako v předchozí variantě. Délka zárodku P2 je 10 m. Zárodek P9 je dlouhý 11 m. Obě krajní vahadla mají 5 lamel délky 5 m. Mezi vahadly P8 a P9 je uzavírací lamela 4,75 m, zatímco mezi vahadly P2 a P3 je délky 3,25 m.



Obr. 69 - Rozdělení hmotnosti lamel - návrh 3

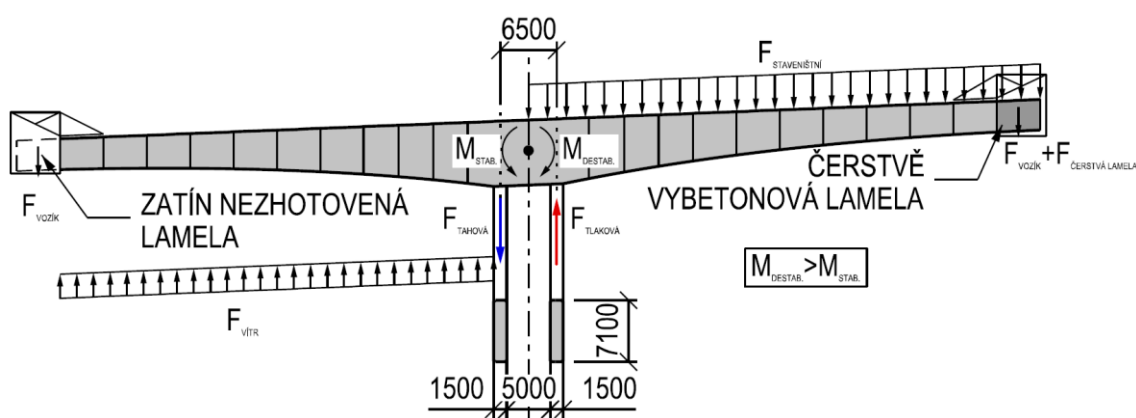
3.3 Ověření EQU

Je nutné předběžně ověřit statickou rovnováhu konstrukce v průběhu výstavby, což je možné udělat zjednodušeně již v této fázi práce. Postupoval jsem v souladu s platnými normami a publikací [91, s. 96-97].

3.3.1 Vahadla délky 121 m

Pro výpočet jsem použil součinitele $\gamma_{Gj.sup} = 1,05$ a $\gamma_{Gj.inf} = 0,95$. [92, s. 57] Pro nepříznivé staveništní zatížení jsem podle [93, s. 117] a v souladu s [92] použil součinitel $\gamma_F = 1,35$. Pro zatížení tíhou betonážním vozíkem jsem použil součinitele pro nepříznivý stav 1,05 a pro příznivý 0,95. Podle [93, s. 118] se má při provádění letmo betonovaných mostů uvažovat poloviční hodnoty zatížení větrem, jelikož se jedná o dočasnou návrhovou situaci. Dle [92, s. 57] jsem pro nepříznivý účinek větru v průběhu výstavby použil součinitel 1,5. Příznivý účinek větru jsem neuvažoval.

Uvažoval jsem vlastní tíhu lamel, kdy u lamel stabilizujících rovnováhu jsem moment, který způsobují, přenásobil 0,95 a u momentu od vlastní tíhy lamel, které způsobují destabilizaci jsem uvažoval součinitel 1,05.



Obr. 70 - Schéma posouzení EQU na rámovém pilíři

Na Obr. 70 je schematicky naznačeno rozložení zatížení pro ověření EQU. Uvažoval jsem na stabilizační straně zatím nezhotovenou lamelu pouze se zavěšeným betonážním vozíkem. Na destabilizační straně jsem uvažoval betonážní vozík s vybetonovanou lamelou čerstvým betonem. Na této straně jsem dále uvažoval staveništní zatížení o velikost 1 kN/m². Destabilizační moment dále zvětšovalo zatížení větrem uvažované ze spodní strany na levé straně schématu. Při naprosté rovnováze destabilizačního a stabilizačního momentu je ve stěnách pilíře pouze tlakové napětí od tíhy prvků, které pilíře nesou (vl. tíha lamel, zárodku, bet. vozíky). Tyto tlakové síly ve stěnách pilířů uvažuji jako stabilizační a přisuzuji jim tedy jim příslušné koeficienty. V případě narušení rovnováhy dochází k přitížení stěn pilířů rozdílem destabilizačního a stabilizačního momentu. Tento rozdíl vyvozuje ve dvojici štíhlých stěn dvojici sil.

Předběžný posudek EQU rámové kce.		Char. hodnota	Návrh. hodnota
	Zatížení	[MNm]	[MNm]
Destabilizační momenty	Vl. tíha již vybetonovaných lamel (10 lamel)	500.08	525.09
	Čerstvě vybetonovaná lamela	91.92	96.52
	Betonážní vozík	67.80	71.19
	Staveništní zatížení (1 kN/m ²)	28.02	37.83
	Vítr	11.26	16.89
Suma		699.09	747.52
Stabil. mom.	Vl. tíha již vybetonovaných lamel (10 lamel)	500.08	475.08
	Betonážní vozík	67.80	64.41
	Suma	567.88	539.49
Celkový návrhový destabilizační moment			208.03
Přibližná síla působící v 1 stěně pilíře z rozdílu destabil. - stabil. M [MN]			32.00

Tab. 3 - Předběžný výpočet pro posudek EQU běžné vahadlo

Svislá síla		Char. hodnota	Návrh. hodnota
	Zatížení	[MN]	[MN]
Stabilizační	Vlastní tíha celé vahadlo (bez posledních lamel)	53,74	51,06
	Čerstvě vybetonovaná lamela	1,63	1,55
	Oba betonážní vozíky	2,40	2,28
Suma		57,77	54,88
Celková návrhová stabilizační přitěžující síla [MN]			54,88
Celková návrhová stabilizační přitěžující síla v 1 stěně [MN]			27,44

Tab. 4 - Předběžný výpočet svislé přitěžující síly EQU běžné vahadlo

Rozdílem tlakové přitěžující síly a tahové síly z převahy destabilizačního momentu jsem získal sílu, na kterou jsem předběžně navrhl výztuž do pilíře. Při výpočtu vnitřních sil, jak jsem již poznamenal v předchozích částech, jsem dle normy ČSN EN 1990 ed.2 uvažoval součinitele pro mezní stav EQU 0,95 a 1,05, které nejsou dle mého názoru příliš konzervativní. Myslím si, že vznik trhlin ve stěnách pilířů by byl nevyhnutelný. Této skutečnosti bych rád zabránil omezením napětí ve výztuži, jehož bych v návrhu dosáhl pomocí snížené meze kluzu. Tuto hodnotu bych uvažoval $f_{yd} = 240 \text{ MPa}$. V publikaci [94, s. 42] je uvedeno doporučení pro omezení šířky trhlin, navrhovat spíše profily menších průměrů s menší roztečí než větší průměry po větších roztečích. Proto jsem se mimo jiné rozhodl navrhnout výztuž $\varnothing 20 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$ viz Tab. 5. Navržením výztužných vložek s roztečí 100 mm jsem předurčil rastr vyztužení celé konstrukce, který se v rámci možností budu snažit držet i u vyztužování ostatních dílčích částí celé konstrukce.

Ø 20/100	Návrhová tahová síla N_{ed}	4,56	MN
	Ø výztuže	20	mm
	Plocha jednoho prutu	314,16	mm ²
	Rozteč výztuže	100	mm
	Počet ks na délku pilíře	71,00	ks
	Plocha za 1. řadu u obou povrchů	44610,62	mm ²
	Mez kluzu	240	MPa
	Únosnost N_{rd}	10,71	MN
	Využití	42,6	%

Tab. 5 - Předběžný návrh výztuže na stav EQU

Dále je nutné posoudit stěnu pilíře na tlakové namáhání destabilizačního momentu a tíhy nesené konstrukce. To jsem provedl na součet sil od jedné z dvojice sil vyvozené rozdílem destabilizačního a stabilizačního momentu a přitěžující síly do 1 stěny z Tab. 4.

Návrhová tlaková síla na 1 stěnu N_{ed}	59.45	MN
Plocha pilíře	10.65	m ²
Tlakové napětí v betonu (bez započítání tlač. výztuže)	5.58	MPa

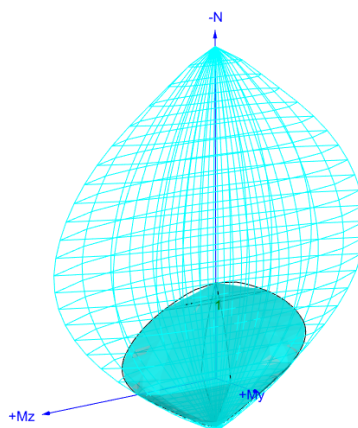
Tab. 6 - Tlakové napětí v 1 stěně pilíře

Předběžný posudek pilíře na vzpěr jsem provedl pomocí modulu Beton v programu FIN EC 2021. Stěnu pilíře jsem zadal velmi zjednodušeně jako zatíženou pouze normálovou osovou silou, jelikož v této fázi bohužel nemohu určit přesné momenty na stěnách pilíře. Z vlivu 2. řádu je ve výčtech zatížena ještě momentem 2. řádu. Spolu s ní jsem zadal vzpěrné délky $L_{cr} = 0,7 \cdot L$ zohledňující nedokonalé vetknutí. V otázce výpočtu vzpěrné únosnosti je nutné postupovat obezřetně. Je možné použít několik způsobů mezi které řadíme metodu založenou na jmenovité tuhosti a metodu založenou na jmenovité křivosti. Ve výpočetním programu, jenž jsem použil je možné si metodu výpočtu zvolit a jednotlivé vstupy do programu měnit. Přesto fakt, že se jedná pouze o předběžné výpočty jsem provedl oba způsoby výpočtu. Posledním způsobem výpočtu je řešení za využití nelineární analýzy. Tuto metodu jsem při svých výpočtech nepoužil. Do programu jsem zadal výztuž vypočtenou v předchozím posouzení tahové síly s přidáním u každého povrchu její 2. vrstvy. Při volbě metody jmenovité křivosti jsem získal využití průřezu 88,6 %, zatímco při zvolení metody jmenovité tuhosti průřez vůbec nevyhověl, jelikož moment druhého řádu vypočtený programem byl mnohem větší než moment únosnosti. Při změně průměru 1. řady výztužných vložek na průměry 28 již konstrukce vyhověla pro obě metody. Právě metoda založená na jmenovité tuhosti je citlivá na změny tuhosti konstrukce související se vznikem trhlin. [95] Pro ověření výpočetního programu jsem si provedl duplicitní ruční výpočet momentů 2. řádu v programu Excel. Tyto výpočty uvádím v Tab. 7. Při jejich tvorbě jsem získal zkušenosti, jak moc jsou obě metody citlivé na vstupy zadávané do výpočtu.

Metoda jmenovité křivosti			Metoda jmenovité tuhosti		
b	7.1	m	b	7.1	m
h	1.5	m	h	1.5	m
l	65	m	l	65	m
koeficient pro l_0	0.7	-	koeficient pro l_0	0.7	-
l_0	45.5	m	l_0	45.5	m
i	0.433	m	i	0.433	m
λ	105.078	-	λ	105.078	-
N_{Ed}	59450.00	kN	N_{Ed}	59450.00	kN
A_c	10.65	m ²	A_c	10.65	m ²
f_{ck}	30	MPa	f_{ck}	30	MPa
f_{cd}	17.00	MPa	f_{cd}	17.00	MPa
n	0.328	-	n	0.328	-
Průměr navržené výztuže 1. řada	28	mm	Průměr navržené výztuže 1. řada	28	mm
Rozteč	100	mm	Rozteč	100	mm
Plocha jednoho prutu	615.75	mm ²	Plocha jednoho prutu	615.75	mm ²
Počet ks na délku pilíře	71.00	-	Počet ks na délku pilíře	71.00	-
Plocha za 1. řadu u obou povrchů	87436.81	mm ²	Plocha za 1. řadu u obou povrchů	87436.81	mm ²
Průměr navržené výztuže 2. řada	20.00	mm	Průměr navržené výztuže 2. řada	20.00	mm
Rozteč	100.00	mm	Rozteč	100.00	mm
Plocha jednoho prutu	314.16	mm ²	Plocha jednoho prutu	314.16	mm ²
Počet ks na délku pilíře	71.00	-	Počet ks na délku pilíře	71.00	-
Plocha za 2. řadu u obou povrchů	44610.62	mm ²	Plocha za 2. řadu u obou povrchů	44610.62	mm ²
$A_{s,celk}$	132047.42	mm ²	$A_{s,celk}$	132047.42	mm ²
f_{yd}	434.78	MPa	f_{yd}	434.78	MPa
ω	0.317	-	z_1	686.00	mm
n_u	1.317	-	z_2	627.00	mm
n_{bal}	0.4	-	ω	0.317	-
K_r	1.0	-	k_1	1.225	-
β	-0.201	-	k_2	0.2	-
φ	1.863	-	φ	1.863	-
φ_{ef}	1.863	-	φ_{ef}	1.863	-
K_φ	1.0	-	K_c	0.08555675	-
E_s	200	GPa	E_{cm}	33	GPa
c	50	mm	γ_{cE}	1.2	-
d	1436	mm	E_{cd}	27.5	GPa
e_2	0.696	m	E_s	200	GPa
M_2	41404.72	kNm	I_c	1.996875	m ⁴
imperfekce l/400	0.1625	m	c	50	mm
Moment od imperf.	9660.625	kNm	I_s	0.055367522	m ⁴
M_{Ed}	51065.346	kNm	EI_y	15771.77304	MNm ²
			imperfekce l/400	0.1625	m
			Moment od imperf.	9660.625	kNm
			N_B	75189.54743	kN
			M_{Ed}	54677.423	kNm

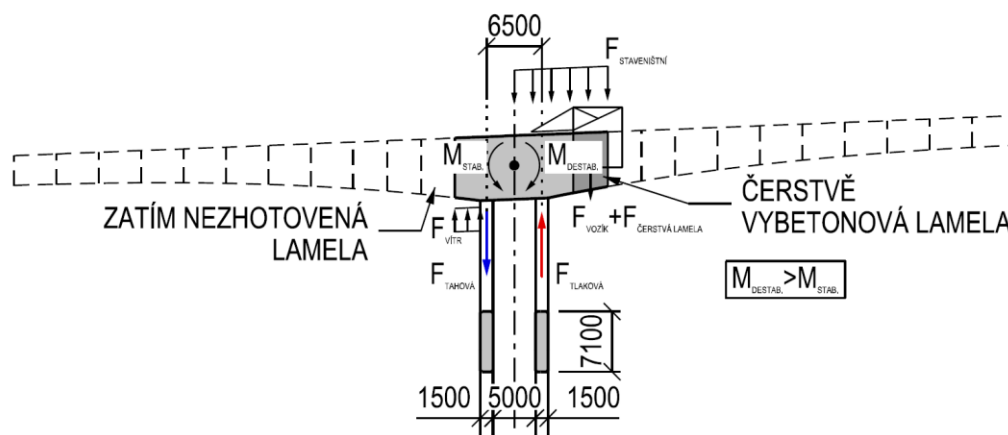
Tab. 7 - Výpočet pomocí jmenovité křivosti a tuhosti

V této fázi jsem zjistil, že stěny pilíře jsou vyztužitelné. Podrobnější posudek bude uveden po navržení předpětí.



Obr. 71 - 3D interakční diagram

Mnou navržený stav by teoreticky nemusel být pro mezí stav EQU rozhodující. V některých případech může být kritičtější stav, kdy je zhotoven pouze zárodek a na jedné straně je zavěšen betonážní vozík s bedněním a mokrým betonem, kdežto na druhé straně není uvažováno žádné z těchto zatížení. Tento stav jsem naznačil na Obr. 72. V tomto případě neuvažuji, že by nastala horší situace vzhledem ke vzpěrné únosnosti tlačené stěny pilíře, proto ji neposuzuji.



Obr. 72 - Schéma posouzení EQU na rámovém pilíři - případ č.2

Předběžný posudek EQU rámové kce.		Char. hodnota	Návrh. hodnota
	Zatížení	[MNm]	[MNm]
Destabilizační momenty	Vl. tíha zárodku	12,41	13,04
	Čerstvě vybetonovaná lamela	25,83	27,12
	Betonážní vozík	10,80	11,34
	Staveništní zatížení (1 kN/m ²)	0,97	1,31
	Vítr	0,04	0,06
Suma		50,06	52,87
Stabil. mom.	Vl. tíha zárodku	12,41	11,79
	Suma	12,41	11,79
Celkový návrhový destabilizační moment			41,08
Přibližná síla působící v 1 stěně pilíře [MN]			6,32

Tab. 8 - Předběžný výpočet pro posudek EQU běžné vahadlo - případ č.2

Svislá síla		Char. hodnota	Návrh. hodnota
	Zatížení	[MN]	[MN]
Stabilizační	Vlastní tíha zárodek	3,63	3,45
	Čerstvě vybetonovaná lamela	3,74	3,55
	Betonážní vozík	1,20	1,14
Suma		8,57	8,14
Celková návrhová stabilizační přitěžující síla [MN]			8,14
Celková návrhová stabilizační přitěžující síla v 1 stěně [MN]			4,07

Tab. 9 - Předběžný výpočet svislé přitěžující síly EQU běžné vahadlo - případ č.2

Z Tab. 8 je patrné, že síla do pilíře z rozdílu destabilizačního a stabilizačního momentu pro případ č.2 je v porovnání s přitěžující silou značně menší než u případu minulého. Síla, na kterou je nutné dimenzovat tahovou výztuž je pouze 4,56 MN. Tento případ by mohl být horší pro pilíře s jedním dříkem. V mém případě výhodně působí obě stěny pilíře.

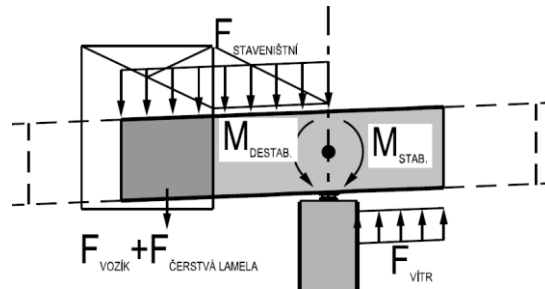
Ø 20/100	Návrhová tahová síla N_{ed}	1,92	MN
	Ø výztuže	20	mm
	Plocha jednoho prutu	314,16	mm ²
	Rozteč výztuže	100	mm
	Počet ks na délku pilíře	71,00	ks
	Plocha za 1. řadu u obou povrchů	44610,62	mm ²
	Mez kluzu	240,00	MPa
	Únosnost N_{rd}	10,71	MN
	Využití	17,9	%

Tab. 10 - Předběžný návrh výztuže na stav EQU

Výsledkem této kapitoly je fakt, že je možné konstrukci takto konstrukci navrhnout. Ověřil jsem, že by nemělo být nutné zavádět jakákoliv stabilizující opatření v průběhu výstavby na vahadlech rámových pilířích (P3-P8).

3.3.2 Vahadla na pilířích P2 a P9

Dalším nezbytným krokem je ověření stability vahadel uvažovaných na pilířích s ložisky (P2, P9). Pro výpočet jsem si vybral delší vahadlo na P9.

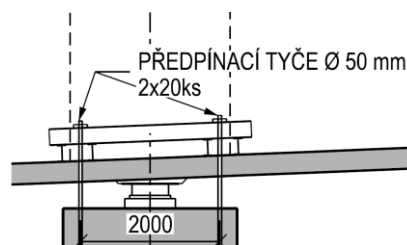


Obr. 73- Schéma posouzení EQU na ložiskovém pilíři - případ č.1

Předběžný posudek EQU		Char. hodnota	Návrh. hodnota
Zatížení		[MNm]	[MNm]
Destabilizační momenty	VI. tíha zárodku	4,76	5,00
	Čerstvě vybetonovaná lamela	13,09	13,74
	Betonážní vozík	9,60	10,08
	Staveništní zatížení (1 kN/m ²)	0,65	0,88
	Vítr	0,06	0,10
Suma		28,17	29,80
Stabil. mom.	VI. tíha zárodku	4,76	4,53
	Suma	4,76	4,53
Celkový návrhový destabilizační moment			25,27

Tab. 11 - Předběžný výpočet pro posudek EQU vahadlo P9 - případě 1

Jako opatření pro zachycení tohoto destabilizačního momentu jsem navrhl sepnutí zárodku s hlavou pilíře pomocí předpínacích tyčí. Navrhl jsem celkem 40 ks předpínacích tyčí Ø 50 mm. Jedná se o 2x20 ks s osovou vzdáleností 2 m. Při výpočtu působící síly do tyče jsem opět použil rozložení momentu do dvojice sil. V tomto případě jsem však neuvažoval rameno 2 m, ale pouze vzdálenost od osy předpínacích tyčí k ose uložení. Uvažuji totiž, že tlakovou sílu by spíše, než předpínací tyče na druhé straně přebíralo ložisko. Použil jsem předpínací tyče Freyssibar. Toto dočasné zakotvení uvažuji do chvíle, kdy bude zhotovený první pár lamel. Na konci tyčí v pilíři uvažuji zabetonovanou kotvu. Uvnitř komory uvažuji jakousi stolicí z ocelových HEB profilů. Převážku, přes kterou by byly tyče kotveny, by tvořila dvojice U profilů orientovaných k sobě zády viz Obr. 74.



Obr. 74 - Navržené předpínací tyče

Osová vzdálenost předpínacích tyčí	2	m
Síla na 1 řadu předpínacích tyčí	25,27	MN
Počet tyčí v 1 řadě	20	ks
Síla na 1 tyč	1,26	MN
Průměr tyče	50	mm
Jakost oceli	1030	MPa
Char. pevnost F_{pk}	2022	kN
Síla na mezi kluzu 0,1% $F_{p0,1}$	1640	kN
Předpínací síla při 0,8 x F_{pk}	1618	kN
Plocha tyče	1963,50	mm ²
Napětí v předpínací tyči	643,54	MPa
Maximální síla v tyči P_{max}	1,48	MN

Tab. 12 - Posudek předpínacích tyčí

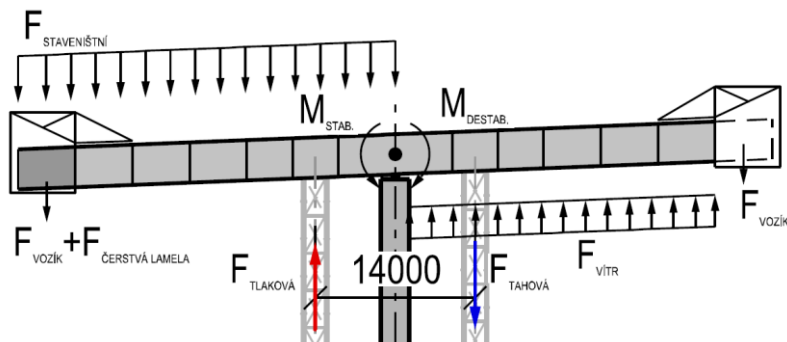
Bohužel 40 ks předpínacích tyčí na 1 zárodek je dle mého úsudku příliš, pokusím se v následující části navrhnout toto zajištění s pomocí předpínacích lan.

Pro výpočty jsem použil hodnoty z brožury firmy Freyssinet [96]. Navrhl jsem 22 lanové kabely ze sedmidrátových lan o \varnothing 15,7 mm a ploše 150 mm² pevnostní třídy 1860 MPa. Z výpočtu vyšlo na každé straně pilíře 6 kabelů, které by byly v pilíři zakotveny pomocí mrtvé kotvy a uvnitř komory stejným způsobem jako předpínací tyče.

Osová vzdálenost předp. kabelů	2	m
Síla na 1 řadu předpínacích kabelů	25,27	MN
Síla na 1 kabel	4,21	MN
Síla na 1 lano	0,19	MN
Počet lan v kabelu	22	ks
Počet kabelů v 1 řadě	6	ks
Jmenovitý průřez	15,7	mm
Plocha 1 lana	150	mm ²
Pevnostní třída	1860	MPa
Zaručená mez pevnosti F_{pk} pro 1 lano	279	kN
Síla na mezi kluzu 0,1% $F_{p0,1}$ pro 1 lano	246	kN
Předpínací síla při 0,8 x F_{pk}	223,2	kN
Plocha předpínacích kabelů v 1 řadě	19800	mm ²
Napětí v 1 kabelu	1276,34	MPa
Maximální povolená síla v 1 lanu P_{max}	0,22	MN

Tab. 13 - Posudek předpínacích kabelů

Po vybetonování 1 lamely na každé straně jsem navrhl podepření nosné konstrukce na obou stranách vahadla podpěrnými bárkami. Tyto bárky budou od osy pilíře vzdáleny 7 m a první zhotovené lamely tak budou podpírat v jejich středu. Schéma tohoto případu je uvedeno na Obr. 75.



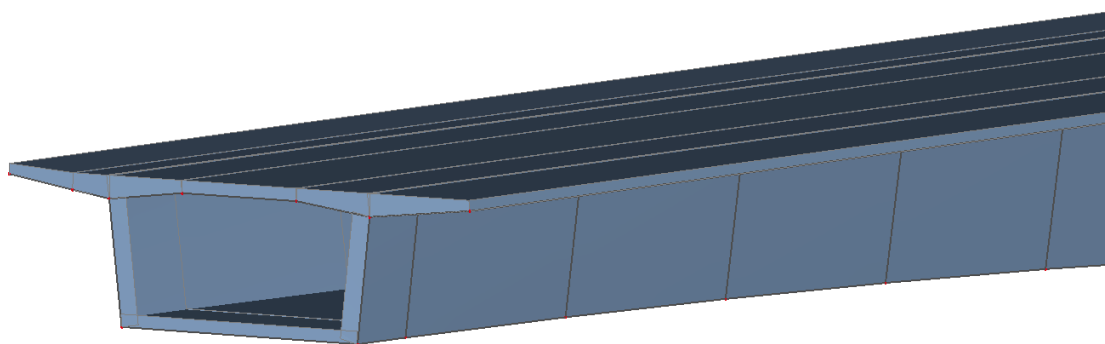
Obr. 75 - Schéma posouzení EQU na ložiskovém pilíři - případ č.2

Předběžný posudek EQU		Char. hodnota	Návrh. hodnota
Zatížení		[MNm]	[MNm]
Destabilizační momenty	Vl. tíha již vybetonovaných lamel (5 lamel)	123,49	129,66
	Čerstvě vybetonovaná lamela	49,89	52,38
	Betonážní vozík	36,60	38,43
	Staveništní zatížení (1 kN/m ²)	8,77	11,83
	Vítr	3,22	4,84
Suma		221,97	237,15
Stabil. mom.	Vl. tíha již vybetonovaných lamel (5 lamel)	123,49	117,31
	Betonážní vozík	36,60	34,77
Suma		160,09	152,08
Celkový návrhový destabilizační moment			85,06
Síla na jednu bárku [MN]			6,08

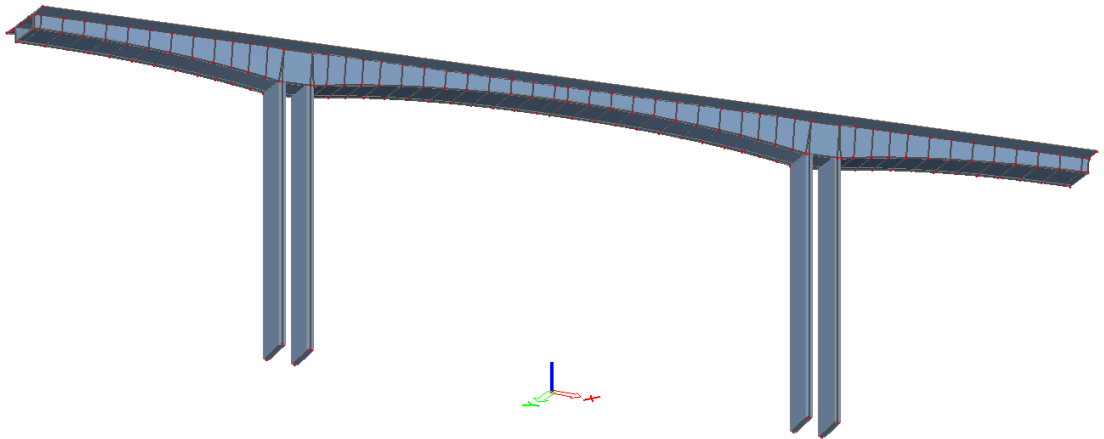
Tab. 14 - Předběžný výpočet pro posudek EQU vahadlo P9 - případ 2

3.4 Posudek příčného směru komory

Pro vyšetření možnosti vyztužení příčného komorového řezu jsem vytvořil deskostěnový model. Vymodeloval jsem jedno pole s převislými konci do středů krajních polí, kde jsem umístil podpory reprezentující zbytek konstrukce. Učinil jsem tak z důvodu omezených výpočetních možností. Na Obr. 78 jsou vykresleny deskostěnové prvky použité ve tvorbě modelu. Použil jsem výpočetní program SCIA Engineer 20.0.4012. Výpočetní model jsem částečně zjednodušil.

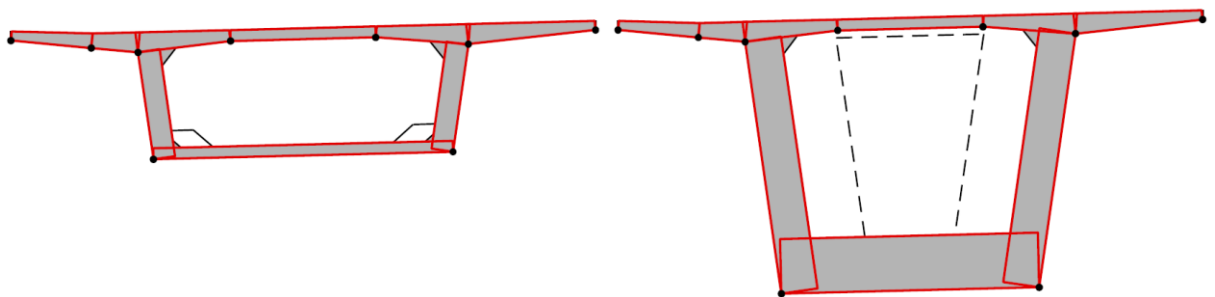


Obr. 76 - Podle na deskostěnový model



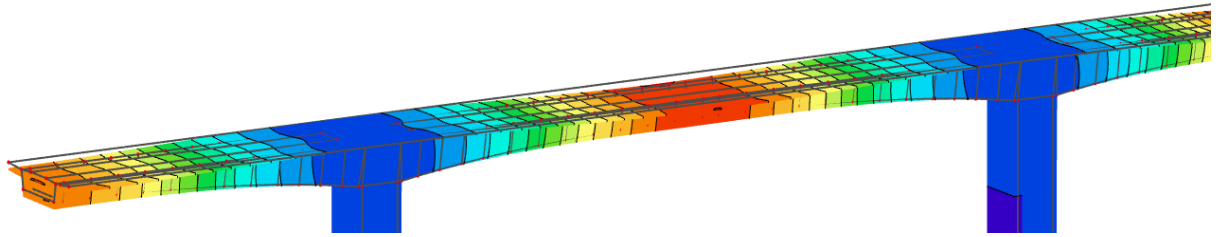
Obr. 77 - Pohled na deskostěnový model

Ve výpočetním modelu nebyl zanedbán ani podélný, ani příčný sklon mostovky. Zjednodušeny byly pilíře a jejich založení. Pro vyšetření chování komory v příčném směru mají tyto nepřesnosti zanedbatelný vliv. Průměrnou délku plošného prvku jsem nastavil jako 0,5 m. Tato hodnota se jevila jako optimální pro dostatečnou přesnost a únosnou výpočetní náročnost. Model je tvořen deskostěnovými prvky naznačenými na Obr. 78, u kterých jsem nastavil referenční osu jako spodní hranu vkládaného prvku. Hrany spojení prvků jsou na schématu naznačeny černými puntíky. Samotné prvky jsou pak červené.

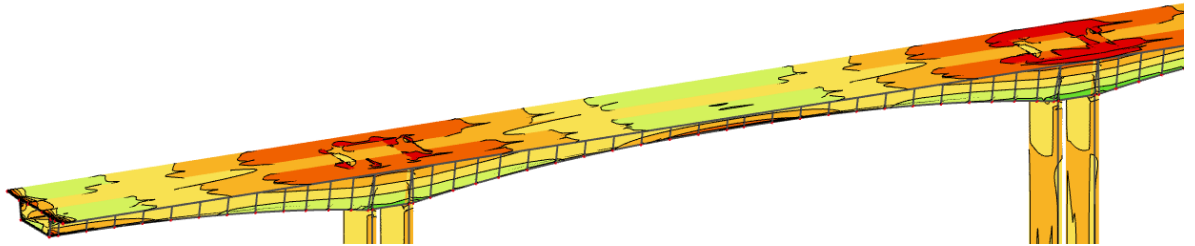


Obr. 78 - Schéma deskostěnových prvků (vlevo v poli, vpravo nad pilířem)

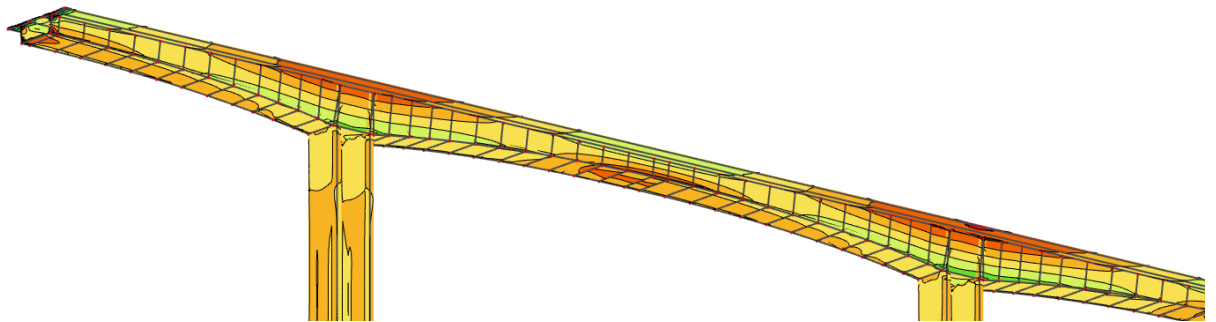
U modelu jsem ověřil svislou silovou výslednici ve fázi vystaveného 1 celého vahadla. Ta byla 59,261 MN a porovnával jsem ji s vypočtenou hodnotou z excelového ověření mezního stavu EQU, kde mi tato svislá výslednice vyšla 57,819 MN. U obou hodnot se jedná o tíhu pouze příčle. S faktem, že z excelového výpočtu získám menší hodnotu jsem počítal, jelikož v deskostěnovém modelu mám vymodelované i nadpodporové příčníky, jež jsou tvořeny prostoupení stěn pilíře po stranách komory až do jejího stropu. U výpočtu v excelu tíhu těchto příčníků zanedbávám. V deskostěnovém modelu jsou dále přítomny částečné překryvy deskostěnových prvků, které také přidávají na hmotnosti konstrukce v tomto modelu. Výsledný rozdíl činí cca 2,5 %, což je přijatelná odchylka.



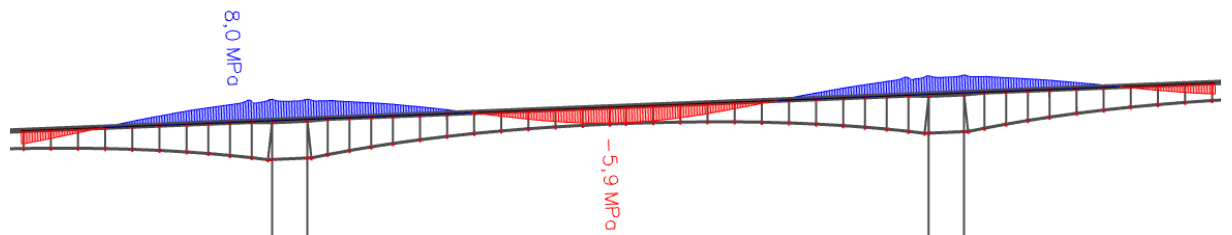
Obr. 79 - Deformace na konstrukci od vlastní tíhy



Obr. 80 - Normálová napětí od vlastní tíhy - pohled na horní část konstrukce

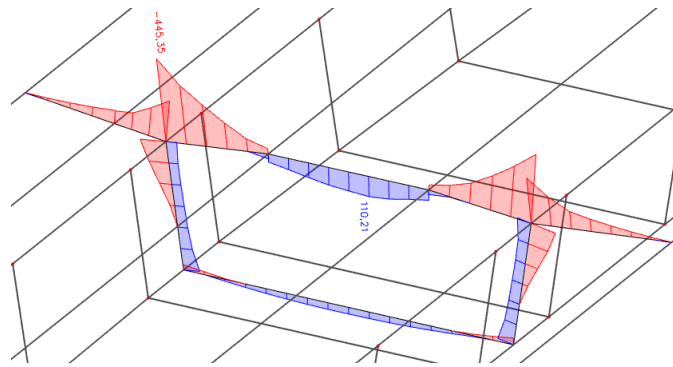


Obr. 81 - Normálová napětí od vlastní tíhy - pohled na spodní část konstrukce

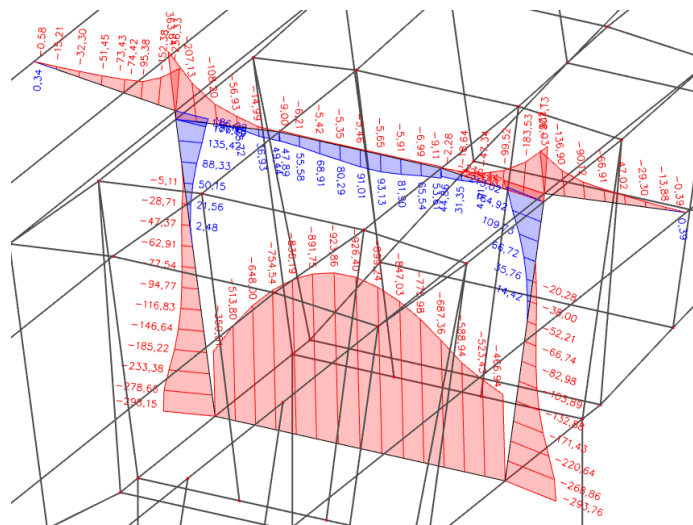


Obr. 82 - Průběh normálového napětí od vl. tíhy v podélném řezu cca 20 cm za vyložení konzoly

Na Obr. 83 a Obr. 84 jsou vykresleny ohybové momenty m_y od kombinace MSÚ. Do této kombinace jsem v této fázi výpočtů zahrnul vlastní tíhu, zatížení ostatním stálým a modely zatížení LM1. Zatížení LM1 jsem ručně posouval v příčném směru po mostovce tak, aby vyvolalo nejhorší možné účinky.

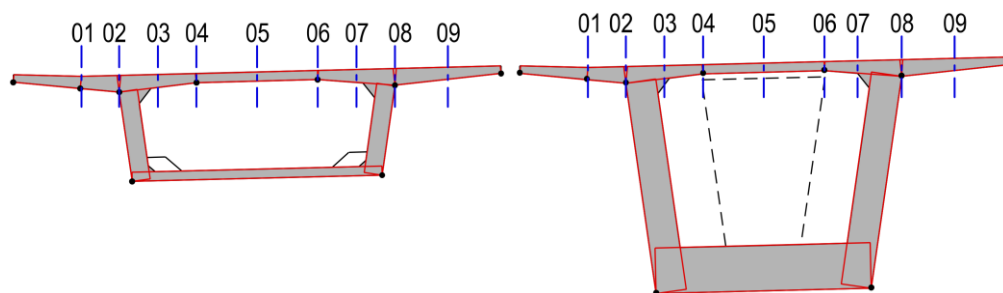


Obr. 83 - Průběh ohybového momentu na příčném řezu v poli [kNm/m]



Obr. 84 - Průběh ohybového momentu na příčném řezu v mezi stěny pilíře [kNm/m]

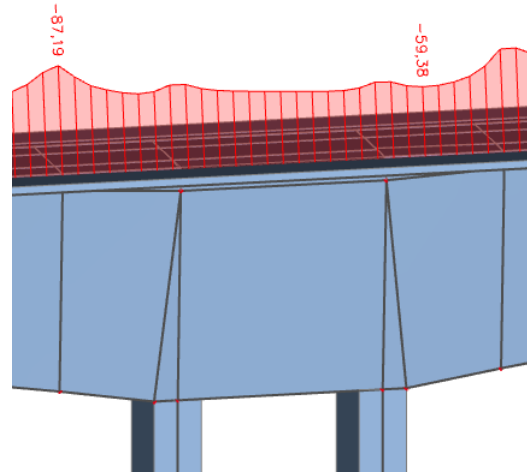
Vybral jsem si 4 místa pro posouzení, a to řez v poli, ve 2/3 pole, před pilířem a mezi stěny pilíře. Příčný řez jsem posuzoval v 9 řezech.



Obr. 85 - Schéma posuzovaných řezů příčného řezu

V posudku jsem se soustředil na horní desku, kde jsem si nebyl jistý tloušťkou vetknutí konzoly do komory, jež jsem navrhl jako 550 mm. Dále jsem měl navrženou tloušťku horní desky v poli 300 mm, kterou jsem chtěl ověřit a vyloučit tak nutnost používat příčné předpětí.

Na Obr. 86 je zobrazen trend průběhu příčného ohybového momentu v oblasti nad pilířem v řezu konzolou od reprezentativního zatížení ostatním stálým. Z něho je patrné, že dochází k tzv. nasátí momentů touto oblastí. Je tedy na místě očekávat v této oblasti větší příčné momenty než v oblasti v poli.



Obr. 86 - Podélný průběh příčného ohybového momentu v řezu konzolou přibližně 15 cm od teoretického vetknutí od ostatního stálého zatížení

Ve všech řezech jsem předběžně navrhl horní výztuž $\text{Ø } 22/100 \text{ mm}$ a dolní výztuž $\text{Ø } 20/200 \text{ mm}$. V oblastech nad pilíři jsem uvažoval horní výztuž $\text{Ø } 25/100 \text{ mm}$. Tu jsem posoudil na MSÚ a MSP, přesněji mezní stav omezení napětí a omezení trhlin. V případě výpočtu MSP jsem postupoval podle [97, s. 156-171] v souladu s [98]. Posouzení jsem provedl na častou kombinaci zatížení, kdy jsem opět předběžně uvažoval zatížení jako u MSÚ.

V MPS jsem zjednodušeně určil charakteristiky průřezu s trhlinou a následně spočetl napětí ve výztuži, jež je omezeno hodnotou $0,8f_{yk}$, tedy 400 MPa. Poté jsem pomocí vzorců (3.1) - (3.3) určil šířku trhlin, která je pro častou kombinaci omezena hodnotou $w_{max} = 0,2 \text{ mm}$.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (3.1)$$

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \Phi / \rho_{p,eff} \quad (3.2)$$

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (3.3)$$

V poli	ŘEZ	1	2	3	4	5	6	7	8	9
M_{ed}	[kNm]	-73,98	-445,35	-181,70	44,24	104,13	56,54	-152,48	-387,05	-55,91
h	[mm]	400	550	430	300	300	300	430	550	400
b	[mm]	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
d	[mm]	323	473	353	224	224	224	353	473	323
z	[mm]	290,7	425,7	317,7	201,6	201,6	201,6	317,7	425,7	290,7
$A_{s,reqd}$	[mm ²]	-585,3	-2406,2	-1315,4	504,7	1188,0	645,0	-1103,8	-2091,2	-442,3
\varnothing_s	[mm]	22	22	22	20	20	20	22	22	22
s	[mm]	100	100	100	200	200	200	100	100	100
$A_{s,prov}$	[mm ²]	3801,3	3801,3	3801,3	1570,8	1570,8	1570,8	3801,3	3801,3	3801,3
x	[mm]	104,16	104,16	104,16	43,04	43,04	43,04	104,16	104,16	104,16
z	[mm]	281,33	431,33	311,33	206,78	206,78	206,78	311,33	431,33	281,33
M_{rd}	[kNm]	-464,98	-712,89	-514,56	141,22	141,22	141,22	-514,56	-712,89	-464,98
Využití	[%]	15,9%	62,5%	35,3%	31,3%	73,7%	40,0%	29,6%	54,3%	12,0%
$\xi = x/d$	[-]	0,322	0,220	0,295	0,192	0,192	0,192	0,295	0,220	0,322
ξ_{max}	[-]	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45

Tab. 15 - Posudek MSÚ příčného směru v poli

Před pil.	ŘEZ	1	2	3	4	5	6	7	8	9
M_{ed}	[kNm]	-90,68	-453,25	-157,62	-44,42	102,96	70,46	-159,82	-621,53	-72,17
h	[mm]	400	550	430	300	300	300	430	550	400
b	[mm]	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
d	[mm]	321,5	471,5	351,5	221,5	224	224	351,5	471,5	321,5
z	[mm]	289,35	424,35	316,35	199,35	201,6	201,6	316,35	424,35	289,35
$A_{s,reqd}$	[mm ²]	-720,8	-2456,6	-1145,9	-512,5	1174,6	803,9	-1162,0	-3368,7	-573,7
\varnothing_s	[mm]	25	25	25	25	20	20	25	25	25
s	[mm]	100	100	100	100	200	200	100	100	100
$A_{s,prov}$	[mm ²]	4908,7	4908,7	4908,7	4908,7	1570,8	1570,8	4908,7	4908,7	4908,7
x	[mm]	134,51	134,51	134,51	134,51	43,04	43,04	134,51	134,51	134,51
z	[mm]	267,70	417,70	297,70	167,70	206,78	206,78	297,70	417,70	267,70
M_{rd}	[kNm]	-571,33	-891,46	-635,35	-357,90	141,22	141,22	-635,35	-891,46	-571,33
Využití	[%]	15,9%	50,8%	24,8%	12,4%	72,9%	49,9%	25,2%	69,7%	12,6%
$\xi = x/d$	[-]	0,418	0,285	0,383	0,607	0,192	0,192	0,383	0,285	0,418
ξ_{max}	[-]	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45

Tab. 16 - Posudek MSÚ příčného směru před stěnou pilíře

V poli	ŘEZ	1	2	3	4	5	6	7	8	9
M_{cas}	[kNm]	-54,44	-252,15	-101,53	24,57	59,13	31,59	-83,98	-217,66	-41,25
x_{ir}	[mm]	92,67	117,24	97,96	40,09	40,09	40,09	97,96	117,24	92,67
I_{ir}	[mm ⁴]	1,454E+09	3,382E+09	1,772E+09	362829174	362829174	362829174	1,772E+09	3,382E+09	1,454E+09
σ_s	[MPa]	50,734	156,016	85,965	73,258	176,302	94,189	71,101	134,676	38,442
$h_{c,eff}$	[mm]	98,61	148,61	108,61	85,65	85,65	85,65	108,61	148,61	98,61
$A_{c,eff}$	[mm ²]	98611,675	148611,68	108611,68	85652,207	85652,207	85652,207	108611,68	148611,68	98611,675
$\rho_{p,eff}$	[-]	0,0544776	0,0361487	0,0494617	0,0627202	0,0627202	0,0627202	0,0494617	0,0361487	0,0544776
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	[-]	0,0001522	0,000468	0,0002579	0,0002198	0,000672	0,0002826	0,0002133	0,000404	0,0001153
$s_{r,max}$	[mm]	238,65	273,46	245,61	224,21	224,21	224,21	245,61	273,46	238,65
w_k	[mm]	0,036	0,128	0,063	0,049	0,151	0,063	0,052	0,110	0,028
w_{max}	[mm]	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200

Tab. 17 - Posudek MSP příčného směru v poli

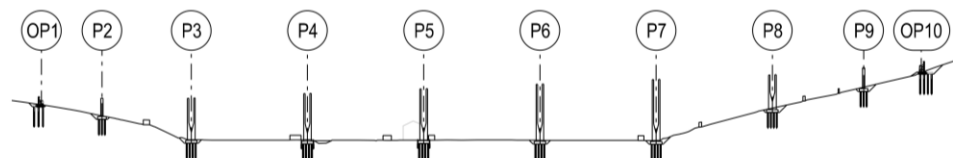
Před pil.	ŘEZ	1	2	3	4	5	6	7	8	9
M_{cas}	[kNm]	-66,01	-269,86	-93,47	9,06	57,39	41,44	-94,58	-388,46	-52,35
x_{ir}	[mm]	103,38	131,24	109,37	36,37	36,68	36,68	109,37	131,24	103,38
I_{ir}	[mm ⁴]	1,748E+09	4,122E+09	2,138E+09	378061127	385307010	385307010	2,138E+09	4,122E+09	1,748E+09
σ_s	[MPa]	48,459	131,027	62,275	26,097	164,120	118,507	63,014	188,612	38,431
$h_{c,eff}$	[mm]	88,50	138,50	98,50	55,16	85,65	85,65	98,50	138,50	88,50
$A_{c,eff}$	[mm ²]	88496,482	138496,48	98496,482	55163,148	85652,207	85652,207	98496,482	138496,48	88496,482
$\rho_{p,eff}$	[-]	0,073218	0,0467848	0,0657844	0,1174613	0,0756494	0,0756494	0,0657844	0,0467848	0,073218
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	[-]	0,0001454	0,0003935	0,0001868	7,829E-05	0,0006372	0,0004092	0,000189	0,0006814	0,0001153
$s_{r,max}$	[mm]	228,05	260,84	234,60	206,18	214,94	214,94	234,60	260,84	228,05
w_k	[mm]	0,033	0,103	0,044	0,016	0,137	0,088	0,044	0,178	0,026
w_{max}	[mm]	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200

Tab. 18 - Posudek MSP příčného směru přes stěnou pilíře

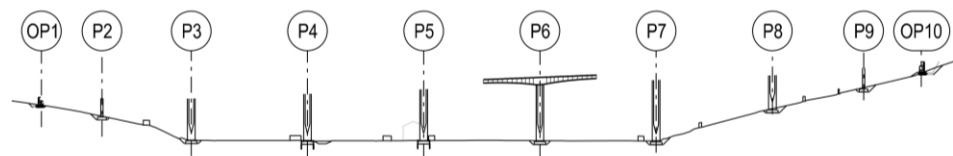
3.5 Postup výstavby

V této fázi zpracování práce jsem navrhl postup výstavby, který je na Obr. 87. Jednotlivé mikrofáze z průběhu zhotovování lamel jsou uvedeny v kapitole 4.2.2.9 Montážní zatížení betonážním vozíkem.

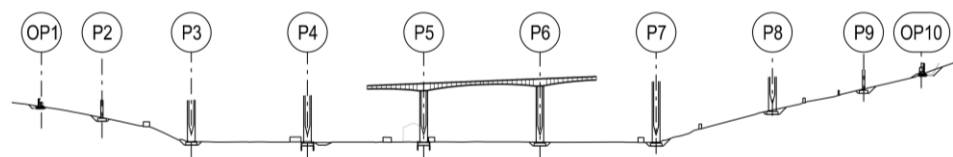
ETAPA 1 - PILOT. ZALOŽENÍ, VÝKOPY, PAŽENÍ VÝKOPŮ + SPODNÍ STAVBA, DOČAS. ZTUŽ. PILÍŘŮ



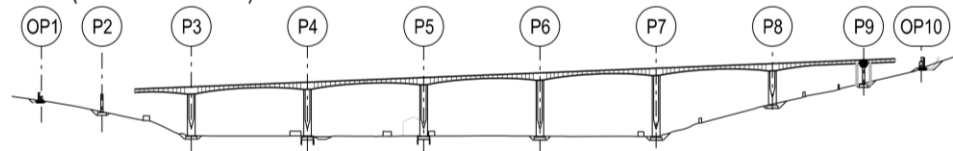
ETAPA 2 - VAHADLO P6



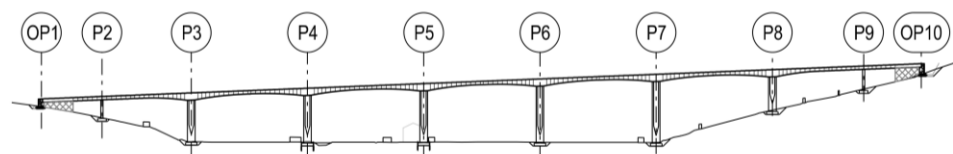
ETAPA 3 - VAHADLO P5, OBDOBŇE VAHADLA P7, P4, P8, P3 (V TOMTO POŘADÍ)



ETAPA 4 - VAHADLO P9 SE ZAFIXOVÁNÍM LOŽISKA A NÁSLEDNĚ 2 PODPĚRNÝMI BÁRKAMI (OBDOBŇE U P2)



ETAPA 5 - VÝSTAVBA PRVNÍHO A POSLEDNÍHO POLE NA PEVNÉ SKRUŽI



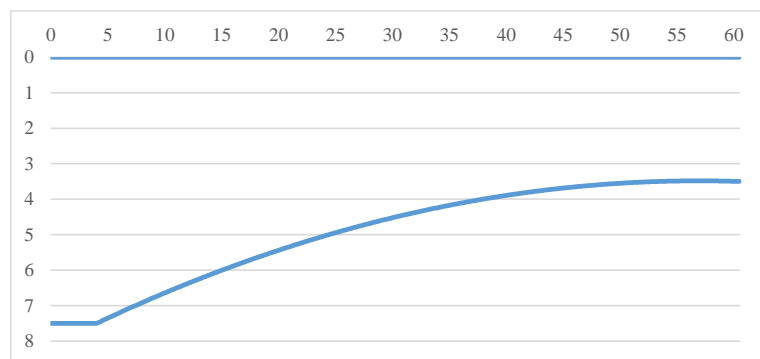
Obr. 87 - Zjednodušený postup výstavby

V první etapě jsou provedeny výkopy a s tím spojené činnosti, jako zajištění jejich stability pažením. Poté jsou zhotoveny základy a spodní stavba zahrnující pilíře a opěry. U vysokých štíhlých pilířů je nutné zajistit jejich stabilitu vzájemným ztužením stěn pilířů. V další etapě již konzolovým způsobem výstavby dochází ke zhotovení vahadla P6. Následují vahadla P5, P7, P4, P8 a P3. Ve své práci uvažuji pouze s jedním párem betonážních vozíků a tento fakt respektuji i ve výpočetním modelu. To učiním mimo jiné z důvodu, že na převáděné komunikaci za mostem navazuje tunel Kohlberg, jehož výstavba zabere jistě více času než výstavba řešeného mostního objektu, tudíž v rámci ušetření finančních prostředků na další pár betonážních vozíků navrhuji použití pouze jednoho páru. To má za následek fakt, že při spojování některých vahadel uzavírací spárou dochází ke spojení 2 velmi rozlišeně starých betonových konstrukcí. Touto problematikou se zabývám v kapitole 4.5.6.2.

Po vybetonování párových lamel dochází k předepnutí příslušných vahadlových kabelů. Po dokončení celého vahadla se napínají kabely spjitosti. Nejprve kladné kabely vedené ve spodní desce a následně průběžné kabely spjitosti se soudržností. V průběhu výstavby vahadel na ložiskových pilířích je nutné zajistit stabilitu těchto vahadel. To je provedeno nejprve přikotvením nosné konstrukce k pilíři a následně podpěrnými bárkami. Po dokončení těchto vahadel dochází k betonáži krajních polí na pevné prostorové skruži. Poté již následují dokončovací práce, instalace příslušenství, a nakonec uvedení do provozu.

3.6 Předběžný návrh vahadlových kabelů

Před začátkem tvorby modelu ve výpočetním programu jsem si chtěl ověřit, zda jsou mnou navržené výšky nosné konstrukce v příčném řezu reálné. Výpočet jsem prováděl zjednodušeně v programu Excel. Našel jsem si rovnici průběhu mnou navrženého parabolického náběhu. Stejný trend vzrůstu jsem přiřadil i ploše jednotlivých příčných řezů. Z nich jsem pak získal dominantní zatížení vlastní tíhou a následně ohybové momenty. Počítal jsem s výškou 3,5 m v poli, 7,5 m nad podporou a rozpětím 121 m.



Obr. 88 - Průběh uvažovaného náběhu

Vyšetřoval jsem moment těsně před vetknutím stěny pilíře do přičle při konzolové fázi výstavby, konkrétně v momentu zhotovení všech lamel, tedy nejnepříznivějším konzolovém momentu, který na konstrukci nastane. Zároveň jsem raději uvažoval na straně bezpečné, že dvojice posledních lamel je zrovna vybetonována a uvažuji u ní ještě mokřý beton i když je paradoxně již předpínám.

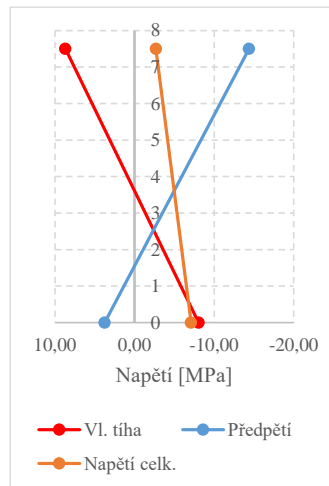
U již vyschnutých lamel jsem uvažoval objemovou hmotnost 26 kN/m^3 , u mokřého betonu jsem počítal s 27 kN/m^3 .

Uvažoval jsem i se zatížením tíhou betonážního vozíku a plošným staveništním zatížením 1 kN/m^2 .

Pro předepnutí jsou použity sedmidrátová lana o ploše 150 mm^2 uspořádaná do kabelů po 22 lanech. Většinu vybetonovaných lamel jsem ve výpočtu předepnul 2 vahadlovými kabely, z toho téměř polovinu jsem uvažoval předepnutou čtveřicí vahadlových kabelů. Celkem se tedy jednalo o 32 vahadlových kabelů. Celkové obdržené napětí bylo $-2,68 \text{ MPa}$ u horních vláken a $-7,10 \text{ MPa}$ u spodních vláken. Celý průběh výpočtu je uveden v Tab. 19.

Objemová tíha betonu	26	kN/m ³	
Rozpětí	121	m	(štihlost)
Výška průřezu nad podporou	7,5	m	16,13
Výška průřezu v poli	3,5	m	34,57
Plocha nad podporou	29,716	m ²	
Plocha v poli	12,116	m ²	
Moment setrvačnosti	228,94	m ⁴	
e_h	-3,893	m	
e_d	3,607	m	
Moment ve vetknutí od vl. tíhy	-511,2	MNm	
Napětí v průřezu od vl. tíhy	$\sigma_h =$	8,69	MPa
	$\sigma_d =$	-8,05	MPa
Staveništní zatížení (plošné)	1	kN/m ²	
Šířka NK	16,1	m	
Staveništní zatížení (liniové)	16,1	kN/m	
Moment ve vetknutí od stavenišť. zatížení	-25,02	MNm	
Napětí v průřezu od stavenišť.	$\sigma_h =$	0,43	MPa
	$\sigma_d =$	-0,39	MPa
Betonážní vozík	120	t	
Svislá síla	1200	kN	
Objemová tíha čerstvého betonu	27	kN/m ³	
Čerstvý beton lamely délky 5 m	1626,91	kN	
Moment ve vetknutí	-152,65	MNm	
Napětí v průřezu od stavenišť.	$\sigma_h =$	2,60	MPa
	$\sigma_d =$	-2,41	MPa
Plocha jednoho lana	150	mm ²	
Celkem lan v kabelu	22	ks	
f_{pk}	1860	MPa	
$f_{p0,1k}$	1637	MPa	
$\sigma_{p,max}$	1473,3	MPa	
Předpokládané % krátkodobých ztrát	5	%	
Předpínací napětí (krátkodobé ztráty x $\sigma_{p,max}$)	1399,6	MPa	
Předpínací síla (1 kabel)	-4618,8	kN	
Krytí předpínací výztuže	90	mm	
Průměr kabelového kanálku	110	mm	
Poloha předp. výztuže podpora	7,355	m	
Excentrita předpětí (podpora)	-3,748	m	
Délka zárodku	9,5	m	
Délka uzavírací lamely	1,5	m	
<i>Potřebná předpínací síla pro dekompresi</i>	-120,3	MN	
Počet vahadlových kabelů v 1 lamele	2	ks	
Počet vahadlových kabelů celkem	24	ks	
Počet kabelů	32	ks	
Předpínací síla (n kabel)	-147,80	MN	
Moment od předpětí	-553,930	MNm	
Napětí v průřezu od předpětí	$\sigma_h =$	-14,39	MPa
	$\sigma_d =$	3,75	MPa
Napětí v průřezu celkem	$\sigma_h =$	-2,68	MPa
	$\sigma_d =$	-7,10	MPa

Tab. 19 - Předběžný návrh vahadlových kabelů



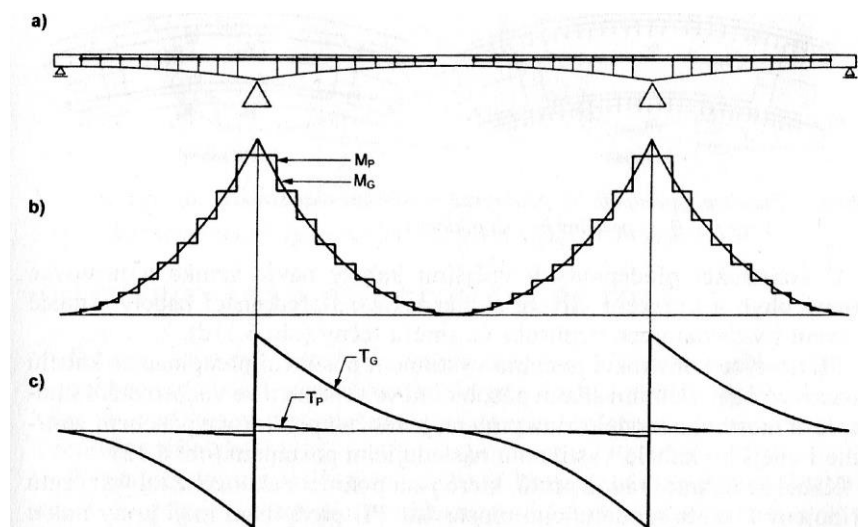
Obr. 89 - Graf průběhu napětí ve vetknutí po výšce

Z předběžného návrhu vahadlových kabelů tedy vyplývá, že se takto navržená konstrukce jeví reálně proveditelná.

3.6.1 Jádru průřezu

Předpínací výztuž je optimální kotvit v oblasti jádra průřezu. Výztuž kotvená tímto způsobem nevyvozuje v průřezu žádná tahová napětí. V Tab. 20 je uveden zjednodušený výpočet hranice jádra průřezu pro optimální volbu hladiny kotvení vahadlových kabelů. Ty je možné kotvit buď přímo v horní desce, nebo níže ve stěně komory. V případě vahadlových kabelů vedených prioritně přímoú trajektorií a kotvených v horní desce, dochází k velmi malé redukci smykového namáhání. Mimo jiné kvůli tomu je nutné navrhovat i průběžné kabely spojitosti, jež alespoň z části toto namáhání vyrovnávají. Právě toto smykové namáhání může v dlouhodobém horizontu způsobovat nadměrné průhyby, kterými jsou některé letmo betonované konstrukce nechvalně známy. Tyto trendy jsou jasně popsány na Obr. 90 z [49, s. 69].

Při návrhu předpínací výztuže ohledně otázky dlouhodobých průhybů jsou velmi důležité příčinkové čáry průhybů v jednotlivých částech konstrukce. Při nevhodném kotvení kabelů, mohou např. ve stavebních stádiích konstrukce působit z hlediska průhybů příznivě, avšak ve finálním stádium mohou naopak působit velmi nepříznivě. Pro omezení dlouhodobých průhybů je vhodné navrhovat zakřivení kabelů do největších pořadnic příčinkových čar průhybů. Zároveň je velmi výhodné v případě excentricky kotvených kabelů toto kotvení navrhovat do míst maximálních sklonů těchto příčinkových čar. Důležitou poznámkou je fakt, že příčinkové čáry průhybu a ohybových momentů nejsou vždy stejné. Návrh vedení předpětí na vyrovnání vnějšího zatížení konstrukce nemusí znamenat vždy to nejvhodnější vedení pro průhyby konstrukce. [99]



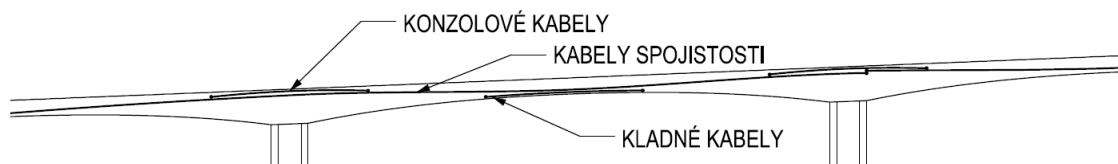
Obr. 90 - Konzolové kabely letmo betonované konstrukce: a) uspořádání kabelů, b) průběh momentů od vlastní tíhy a od předpětí, c) průběh posouvajících sil od vlastní tíhy a od předpětí [49, s. 69]

VÝPOČET JÁDRA PRŮŘEZU	V poli	Nad podporou	
Výška průřezu	3,5	7,5	m
Plocha	12,12	29,72	m ²
Moment setrvačnosti	22,16	228,94	m ⁴
Poloměry setrvačnosti ²	1,83	7,70	m ²
Poloměry setrvačnosti	1,35	2,78	m
e _h	1,306	-3,893	m
e _d	2,194	3,607	m
Horní hrana jádra průřezu od spodních vláken	3,03	5,74	m
Poměr k výšce průřezu	0,86	0,77	m
Spodní hrana jádra průřezu od spodních vláken	0,794	5,586	m
Poměr k výšce průřezu	0,23	0,74	m

Tab. 20 - Zjednodušená výpočet jádra průřezu

3.6.2 Koncepce rozmístění kabelů

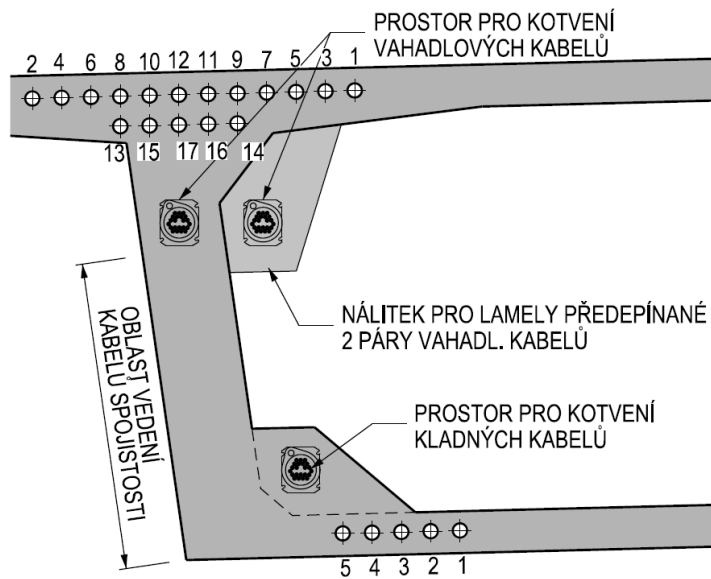
V této podkapitole se chci věnovat celkové koncepci, vedení a kotvení předpínacích kabelů. Na Obr. 91 jsou v podélném řezu naznačeny 3 druhy kabelů, které mám v plánu ve svém návrhu použít.



Obr. 91 - Předběžná koncepce rozmístění předpínacích kabelů [49, s. 92]

V příčném řezu na Obr. 92 jsou nakresleny vahadlové a kladné kabely. Vahadlové kabely jsou situované v horní desce a pro zakotvení svedeny níže. Na schématu jsou uvedeno i předpokládané pořadí napínání, z čehož vyplývá, že kabel s číslovkou 1 bude nejkratší a bude muset pro zakotvení urazit největší půdorysnou vzdálenost. Není možné, aby byl tento kabel veden například uprostřed nad stěnou, kde jsou vedeny kabely např. 10 nebo 12. V tomto případě by zablokoval cestu krajním kabelům, jež by pak nebylo možné vést níže do oblasti jejich kotvení. Způsobem, který je nakreslen na schématu by

k této skutečnosti nemělo dojít. Obdobným způsobem jsou navrženy dolní kabely spojitosti. Pro průběžné kabely spojitosti, které uvažují se soudržností, pak zbývá celá výška stěny, kromě míst, kde jsou vedeny vahadlové kabely.



Obr. 92 - Koncepce vedení a kotvení kabelů v příčném řezu

4 Komentovaný statický výpočet

V diplomové práci neprovádím klasický statický výpočet. Uvádím jeho komentovanou verzi, ve které se nacházejí i teoretické rešeršní části, případně i posudky, které třeba přímo nevyhovují, ale vedou k vyhovujícímu posudku.

4.1 Materiály

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

4.1.1 Beton

Všechny materiálové charakteristiky jsou uvedeny dle [98, s. 28-38]. Pevnostní třídy betonu jsem volil mimo jiné podle betonů podobných staveb v z rešeršní části práce.

4.1.1.1 Nosná konstrukce

Beton nosné konstrukce je navržen jako C 35/45 - XC4, XD1, XF2 dle [100, s. 41-46].

C 35/45			
Charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku	f_{ck}	35.0	MPa
Střední pevnost betonu v tlaku	f_{cm}	43.0	MPa
Součinitel zohledňující dlouhodob. účinky na pevnost v tlaku	α_{cc}	0.9	-
Materiálový součinitel	γ_c	1.5	-
Návrhová pevnost betonu v tlaku	f_{cd}	21.00	MPa
Mez lineárního dotvarování	$0,45 \cdot f_{ck}$	15.75	MPa
Mez nadměrného dotvarování a tvorby tlakových trhlin	$0,6 \cdot f_{ck}$	21.00	MPa
Poměrné stlačení betonu při dosažení maximálního napětí	ϵ_c	-1.75	$\times 10^{-3}$
Mezní poměrné stlačení betonu	ϵ_{cu}	-3.5	$\times 10^{-3}$
Průměrná charakteristická pevnost betonu v osovém tahu	f_{ctm}	3.2	MPa
Modul pružnosti	E_{cm}	34	GPa

Tab. 21 - Materiálové charakteristiky betonu C 35/45

Jelikož jsem jednotlivé lamely předpínal již po 3 dnech v Tab. 22 jsem stanovil časově závislé materiálové charakteristiky. K tomu jsem využil vztahy z ČSN EN 1992-1-1 ed.2 [98, s. 28-29]. Koeficient závisící na druhu cementu uvažuji $s = 0,2$ pro cement pevnostní třídy CEM 42,5 R, CEM 52,5 N a CEM 52,5 R (třída R). Ten uvažuji z důvodu požadavku na co nejrychlejší nárůst pevností betonu, aby bylo možné konstrukci předpínat v co nejkratším čase po vybetonování. Součinitel závisející na stáří betonu $\beta_{cc}(t)$ se určí podle rovnice (4.1).

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (4.1)$$

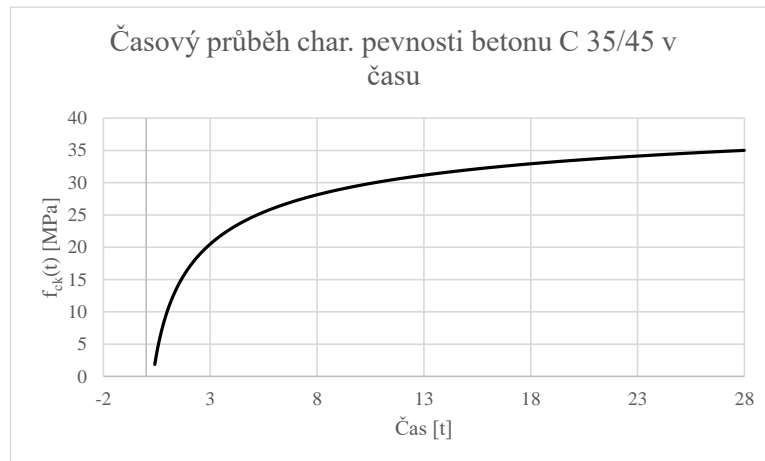
Průměrná hodnota pevnosti betonu v tlaku ve stáří t dní $f_{cm}(t)$ se potom určí podle vztahu (4.2).

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (4.2)$$

t	$f_{ck}(t)$	$0,45 \cdot f_{ck}(t)$	$0,6 \cdot f_{ck}(t)$	$f_{ctm}(t)$
[dny]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
3	20,508	9,229	12,305	2,122
28	35,000	15,750	21,000	3,200

Tab. 22 - Hodnoty pevnosti betonu C 35/45 v čase $t = 3$ dny

Z grafu a vypočtených hodnot je vidět, že ve 3 dnech předpokládám již 59% finální pevnosti.



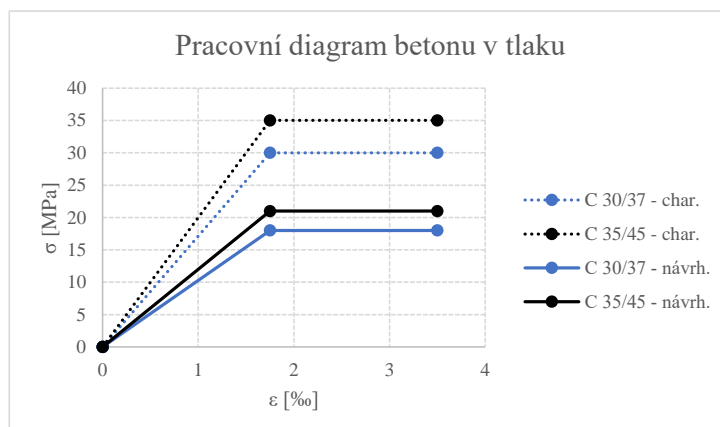
Obr. 93 - Křivka nárůstu pevnosti v čase betonu C 35/45

4.1.1.2 Spodní stavba

Beton spodní stavby jsem navrhl jako C 30/37 - XC4, XD1, XF2 rovněž dle [100, s. 41-46]. Jedná se o část pilířů od výšky cca 2 m od úrovně terénu. Do této výšky uvažuji beton C 30/37 – XA2, XC3, XF2. Rozdělení bylo provedeno z důvodu omezeného dosahu podzemní vody.

C 30/37			
Charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku	f_{ck}	30.0	MPa
Střední pevnost betonu v tlaku	f_{cm}	38.0	MPa
Součinitel zohledňující dlouhodob. účinky na pevnost v tlaku	α_{cc}	0.9	-
Materiálový součinitel	γ_c	1.5	-
Návrhová pevnost betonu v tlaku	f_{cd}	18.00	MPa
Mez lineárního dotvarování	$0,45 \times f_{ck}$	13.50	MPa
Mez nadměrného dotvarování a tvorby tlakových trhlin	$0,6 \times f_{ck}$	18.00	MPa
Poměrné stlačení betonu při dosažení maximálního napětí	ϵ_c	-1.75	$\times 10^{-3}$
Mezní poměrné stlačení betonu	ϵ_{cu}	-3.5	$\times 10^{-3}$
Průměrná charakteristická pevnost betonu v osovém tahu	f_{ctm}	2.9	MPa
Modul pružnosti	E_{cm}	33	GPa

Tab. 23 - Materiálové charakteristiky betonu C 30/37



Obr. 94 - Pracovní diagram použitých betonů

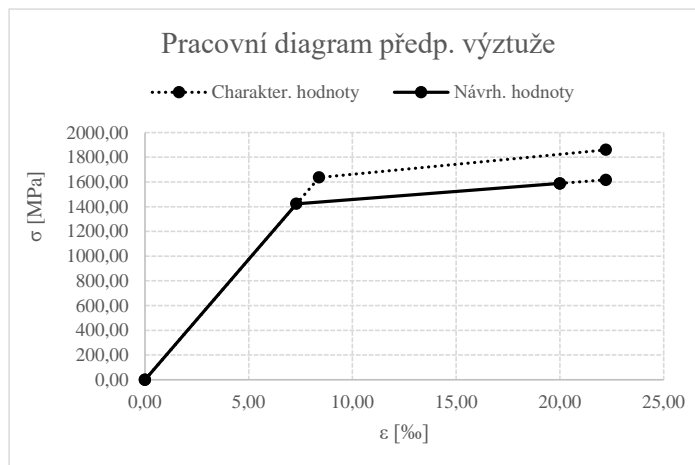
4.1.2 Předpínací výztuž

4.1.2.1 Materiálové charakteristiky

Navrhl jsem předpínací výztuž ze sedmidrátových lan o \varnothing 15,7 mm a ploše 150 mm².

Y1860S7-15,7			
Charakteristická pevnost předpínací oceli v tahu	f_{pk}	1860,0	MPa
Charakteristická smluvní mez kluzu 0,1% předpínací oceli	$f_{p0,1k}$	1636,8	MPa
Dílčí součinitel předpínací výztuže	γ_s	1,15	-
Návrhová mez kluzu 0,1% předpínací oceli	f_{pd}	1423,30	MPa
Mezní poměrné přetvoření	ϵ_{ud}	20,00	$\times 10^{-3}$
Charakteristické poměrné přetvoření při max. zatížení	ϵ_{uk}	22,22	$\times 10^{-3}$
Návrhová hodnota modulu pružnosti předpínací oceli	E_p	195	GPa
Max. přípustné nap. v předp. výztuži během předp.	$\sigma_{p,max}$	1473,12	MPa
Max. přípustné nap. v předp. výztuži ihned po vnesení předp.	$\sigma_{p,m0}$	1391,28	MPa

Tab. 24 - Materiálové charakteristiky předpínací výztuže



Obr. 95 - Pracovní diagram předpínací výztuže

4.1.2.2 Krytí

Návrh krycí vrstvy byl proveden podle [93] v souladu s [98]. V Tab. 25 jsou uvedeny hodnoty vypočtené ze vzorců (4.3) a (4.4). Třídou konstrukce jsem dle postupu v normě vypočetl jako S5. Hodnota $c_{min,b}$ je uvažovaná jako hodnota průměru kabelového kanálku, avšak maximálně 80 mm. Minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí $c_{min,dur}$ byla dle příslušné tabulky stanovena na 50 mm.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (4.3)$$

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\} \quad (4.4)$$

	Třída betonu	Stupeň vlivu prostředí	Třída konstrukce	$c_{min,b}$	$c_{min,dur}$	$\Delta c_{dur,\gamma}$	$\Delta c_{dur,add}$	$\Delta c_{dur,st}$	c_{min}	Δc_{dev}	c_{nom}
Nosná konstrukce	C 35/45	-XC4, XD1, XF2	S6	80	45	0	0	0	80	10	90

Tab. 25 - Výpočet krycí vrstvy předpínací výztuže NK

4.1.2.3 Konstruktivní zásady

Minimální poloměry zaoblení kružnicových oblouků vedení předpínací výztuže:

$$R \geq 100 \cdot \emptyset_i \quad (4.5)$$

podle [96], kde \emptyset_i je vnitřní průměr kabelového kanálku.

Minimální vodorovné a svislé světlé hodnoty mezi kabelovými kanálky jsou určeny podle [93] v souladu s doporučeními uvedenými v ČSN EN 1992-1-1 [98]. Minimální světlá svislá i vodorovná mezera byla stanovena jako průměr kabelového kanálku. Tato hodnota je předběžně předpokládána jako 110 mm pro kabely o 22 lanech. Vnitřní průměr tohoto kanálku uvažují 105 mm.

4.1.2.4 Ztráty předpětí

Veškeré ztráty předpětí byly započteny automaticky výpočetním programem Midas Civil. Pro ztráty třením byl zadán součinitel $\mu = 0,2 \text{ rad}^{-1}$. Ztráty třením jsou zvyšovány i nezamýšlenou změnou směru vedení kabelu, kterou jsem zahrnul do výpočtu hodnotou 0.001 m^{-1} . Byly započítány i ztráty pokluzem nebo relaxací předpínací výztuže. V neposlední řadě výpočetní program zohledňuje vliv dotvarování a smršťování na ztráty předpětí. Ztráty postupným předpínáním byly zohledněny z části, jelikož v této práci nejsou všechny kabely modelovány jednotlivě, ale některé jsou shlukovány do skupin kabelů, které jsou reprezentovány ideálním kabelem. Z tohoto důvodu jsou tyto ztráty mezi kabely reprezentovanými stejným ideálním kabelem zanedbány a je počítáno jen se ztrátami mezi těmito zadanými ideálními kabely.

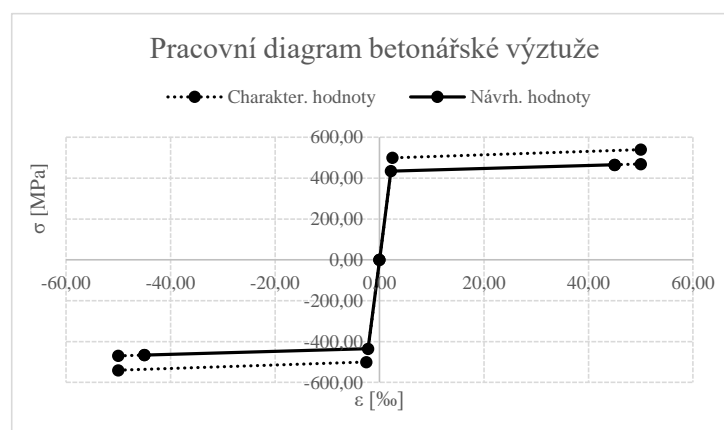
4.1.3 Betonářská výztuž

4.1.3.1 Materiálové charakteristiky

Jako měkká betonářská výztuž byla vybrána výztuž s označením B500B.

B500B			
Charakteristická mez kluzu	f_{yk}	500,0	MPa
Dílčí součinitel betonářské výztuže	γ_s	1,15	-
Návrhová mez kluzu	f_{yd}	434,78	MPa
Návrhový modul pružnosti	E_s	200,0	GPa

Tab. 26 - Materiálové charakteristiky betonářské výztuže



Obr. 96 - Pracovní diagram betonářské výztuže

4.1.3.2 Krytí

Byly použity stejné vzorce jako v případě výpočtu krytí předpínací výztuže a to (4.3) a (4.4).

	Třída betonu	Stupeň vlivu prostředí	Třída konstrukce	$c_{\min,b}$	$c_{\min,dur}$	$\Delta c_{dur,\gamma}$	$\Delta c_{dur,add}$	$\Delta c_{dur,st}$	c_{\min}	Δc_{dev}	c_{nom}
Nosná konstrukce	C 35/45	-XC4,XD1,XF2	S6	32	45	0	0	0	45	10	55
Spodní stavba	C 30/37	-XC4,XD1,XF2	S6	32	45	0	0	0	45	10	55

Tab. 27 - Výpočet krycí vrstvy betonářské výztuže

4.2 Zatížení a kombinace

Konstrukci ve výpočetním modelu zatěžují stálými a proměnnými zatíženími. Mezi stálá zatížení řadím především vlastní tíhu, ostatní stálé a nerovnoměrné poklesy podpor. Do proměnných zatížení jsem zařadil modely zatížení LM1, LM3, modely zatížení na únavu FLM1 a FLM3, klimatická zatížení větrem a rovnoměrnou i nerovnoměrnou změnou teploty. V průběhu výstavby jsou zahrnut i staveništní zatížení. V poslední řadě jsem uvažoval podélné brzdné a rozjezdové síly.

4.2.1 Stálá zatížení

Stálá zatížení jsou u mostů takového charakteru tím nejdůležitějším zatížením z důvodu, že primárně od těchto zatížení tyto konstrukce nejvíce dotvarují.

4.2.1.1 Vlastní tíha

Vlastní tíha konstrukce byla generována výpočetním programem automaticky. Uvažoval jsem objemovou tíhu betonu nosné konstrukce $\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$. Do této hodnoty je zahrnuta objemová tíha betonu $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ plus dvakrát $\gamma = 1 \text{ kN/m}^3$ jednou za betonářskou výztuž a jednou za předpínací výztuž v souladu s ČSN EN 1991-1-1. V případě čerstvého betonu je tato hodnota ještě o 1 kN/m^3 větší, tedy $\gamma = 27 \text{ kN/m}^3$. [101, s. 27] Automatickou generaci tohoto zatížení jsem ověřil ručním výpočtem a je uveden v kapitole 4.4.3.

Vlastní tíha čerstvým betonem nebyla počítána automaticky výpočetním programem. Pro získání hodnot zatížení do uzlů čerstvým betonem následně betonované lamely jsem si vytvořil separátní model s 1 vahadlem. To bylo zhotoveno z betonu C35/45 s objemovou hmotností $\gamma = 27 \text{ kN/m}^3$. Z průběhu posouvajících sil jsem získal tíhy jednotlivých lamel z čerstvého betonu. Ty uvádím v Tab. 28 a použil jsem je pro zatížení ve stavebních stavech při konzolových stádiích výstavby. Spolu se svislými silami jsem použil ještě zatížení ohybovými momenty, kdy jsem uvažoval, že svislé zatížení působí v polovině délky lamely a rameno jsem tedy uvažoval shodně všude 2,5 m až na uzavírací lamelu.

LAMELA	Silové zatížení [kN]
1	3743,2
2	3334,7
3	2972,2
4	2655,1
5	2382,5
6	2153,9
7	1968,4
8	1825,2
9	1723,7
10	1663,2
11	1643,0
1 metr běžný průřezu v poli	328,6

Tab. 28 - Tíhy jednotlivých lamel

4.2.1.2 Ostatní stálé

Do tohoto zatěžovacího stavu jsem zahrnul hmotnost říms, vozovkového souvrství, svodidel a protihlukové stěny. V souladu s [101, s. 16] jsem uvažoval u zatížení vozovkovým souvrstvím uvažoval hodnoty s odchylkami +40 % a -20 %. Jsou uvedeny jako hodnoty *sup* a *inf*. Dále uvažuji zatížení římsami, protihlukovými stěnami a svodidly na obou konzolách. Hodnoty liniových zatížení svodidel a protihlukových stěn jsou předpokládáné.

Položka	Objemová tíha	Tloušťka	Šířka	Plocha	Liniové zatížení	Počet
	γ [kN/m ³]	t [mm]	š [m]	A [m ²]	g [kN/m]	n [ks]
Vozovka	25	135	12,01	-	40,534	-
sup					56,747	-
inf					32,427	-
Římsa (L)	25	-	-	0,6351	15,877	-
Římsa (P)	25	-	-	0,6321	15,802	-
Svodidla	-	-	-	-	1	2
PHS	-	-	-	-	5	2

Tab. 29 - Hodnoty ostatního stálého zatížení

4.2.1.3 Nerovnoměrné poklesy podpor

Jako poslední stálé zatížení jsem uvažoval nerovnoměrné poklesy podpor o hodnotě 10 mm. Zahrnul jsem stavy, kdy poklesne jedna osamělá podpora, zároveň i stavy kdy poklesne více podpor najednou.

Reálně je pravděpodobné, že kvůli značné tíze samotného vahadla, proběhne velká část sedání základu ještě před spojením dvojice vahadel k sobě. Sednutím samotného vahadla nevzniknou žádné vnitřní síly, jelikož se jedná o staticky určitou konstrukci. Bylo by však nutné konstrukci patřičně geometricky rektifikovat.

4.2.2 Proměnná zatížení

U proměnných zatížení dopravou jsem využíval informací z [102]. Vozovku jsem rozdělil na zatěžovací pruhy podle předchozí publikace. Získal jsem 4 zatěžovací pruhy každý po 3 m.

Zatížení dopravou jsem uspořádal do sestav zatížení. Při svých výpočtech jsem použil sestavy gr1a, gr2 a gr5.

4.2.2.1 Model LM1

Tento model zatížení reprezentuje většinu účinků od osobní a nákladní dopravy a je možné ho použít jak pro globální, tak pro lokální ověření konstrukce. [103] Model je složen ze soustředných zatížení – TS a rovnoměrného zatížení – UDL. Hodnoty zatížení jsou ještě upraveny regulačními součiniteli α . Výpočet uvažovaných zatížení je uveden v Tab. 30.

Umístění	Šířka [m]	Soustředné zatížení - TS			Rovnoměrné zatížení - UDL		
		Q_{ik} [kN]	α_{Qi} [-]	$Q_{ik} \times \alpha_{Qi}$ [kN]	q_{ik} [kN/m ²]	α_{qi} [-]	$q_{ik} \times \alpha_{qi}$ [kN/m ²]
Pruh č. 1	3	300	1	300	9	1,0	9
Pruh č. 2	3	200	1	200	2,5	2,4	6
Pruh č. 3	3	100	1	100	2,5	1,2	3
Ostatní pruh	3	0	-	0	2,5	1,2	3

Tab. 30 - Model zatížení LM1

4.2.2.2 Model LM3

Model zatížení LM3 zastupuje zvláštní vozidla opatřené povolením pro jízdu po trasách s výjimečným zatížením. [103] Ve své práci uvažují, že řešená mostní konstrukce bude součástí některé ze zmiňovaných tras.

U modelu zatížení LM3 využívám zatěžovací vozidlo 1800/200. Jedná se o zatěžovací model reprezentující průmyslovou, potažmo výjimečně zatížená vozidla.

Celková tíha	1800 kN
Označení	1800/200
Nápravy	n = 9 x 200 kN, e = 1,50 m
Umístění zatížení	Zvláštní vozidlo se pohybuje v ideální stopě v prostoru všech zatěžovacích pruhů podle A.3 (2), přičemž se uvažuje možná odchylka od této polohy ±0,50 m.
Kombinace zatížení	Po celé délce mostu musí být vyloučena veškerá ostatní doprava.
Rychlost	Normální (≤ 70 km/hod)
Dynamický součinitel	Ano, φ = 1,25
Poznámka	Jedná se o jediné vozidlo na mostě

Tab. 31 - Model zatížení LM3

4.2.2.3 Model zatížení na únavu FLM1 a FLM3

Pro posouzení únavy lze použít zatěžovací modely FLM1 a FLM3. První jmenovaný je svým rozložením identický s modelem zatížení LM1. Hodnoty zatěžovacích sil jsou však upraveny u nápravových sil na $0,7 \cdot Q_{ik}$ a u rovnoměrného zatížení na $0,3 \cdot q_{ik}$. Model zatížení je čtyřnápravový. Rozpětí jednotlivých náprav je 1,2 – 6 – 1,2 m. Šířka os kol je 2 m. Dotyková plocha kol je 0,4 x 0,4 m. Síla na jednu nápravu se rovná 120 kN.

Tyto zatížení je možné použít pro zpřesnění ověření únavy v případě nevyhovění použití zatížení LM1 v částých hodnotách, který je velmi podobný, avšak trochu konzervativnější.

4.2.2.4 Brzdné a rozjezdové síly

Brzdné a rozjezdové síly jsou vodorovné síly působící v úrovni finální vozovky. Jejich hodnoty jsem zjistil pomocí rovnice (4.6). Rovnice (4.7) omezuje tuto hodnotu.

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,1 \cdot \alpha_{Q1} \cdot q_{1k} \cdot w_l \cdot L \quad (4.6)$$

$$180 \cdot \alpha_{Q1} (kN) \leq Q_{lk} \leq 900 (kN) \quad (4.7)$$

Ze vzorce (4.6) jsem získal pro pruh 1 i 2 hodnoty Q_{lk} větší než 900 kN, proto uvažuji $Q_{lk} = 900 \text{ kN}$.

4.2.2.5 Zatížení větrem

Zatížení větrem jsem aplikoval jak na dokončenou konstrukci, tak v průběhu její výstavby. Pro zjištění zatížení větrem jsem nejdříve vyšetřoval základní charakteristiky zatížení a poté jejich zatížení na konstrukci. Postupoval jsem podle ČSN EN 1991-1-5 ed.2 [104] a podle [105].

Základní rychlost větru se vypočte z rovnice (4.8), kde c_{dir} je součinitel směru větru, c_{season} je součinitel ročního období a $v_{b,0}$ je výchozí základní rychlost větru. Hodnoty c_{dir} a c_{season} uvažují 1,0.

Hodnota $v_{b,0}$ se v České republice odečítá z větrné mapy v národní příloze normy. Já jsem tuto hodnotu pro mou stavbu stanovil jako 25,0 m/s.

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (4.8)$$

Získal jsem tedy hodnotu $v_b = 25 \text{ m/s}$. Dále jsem stanovil hodnotu součinitele drsnosti terénu $c_r(z)$. Pro to jsem použil rovnici (4.9). Součinitel terénu k_r jsem uvažoval 0,19. Parametr drsnosti z_0 jsem uvažoval 0,05 m a referenční výšku $z = 72 \text{ m}$. Součinitel drsnosti terénu $c_r(z)$ se potom rovná 1,38.

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (4.9)$$

Poté jsem stanovil střední rychlost větru podle rovnice (4.10), kde jsem součinitel orografie $c_o(z)$ uvažoval roven 1,0.

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad (4.10)$$

Následně jsem stanovoval intenzitu turbulence $I_v(z)$ podle vztahu (4.11). Součinitel turbulence k_I jsem uvažoval 1,0.

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_o(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad (4.11)$$

Po dosazení jsem získal hodnotu $I_v(z) = 0,138$. K získání hodnoty maximálního dynamického tlaku jsem použil rovnici (4.12). Měrnou hmotnost vzduchu ρ uvažuji rovnu 1,25 kg/m³.

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \quad (4.12)$$

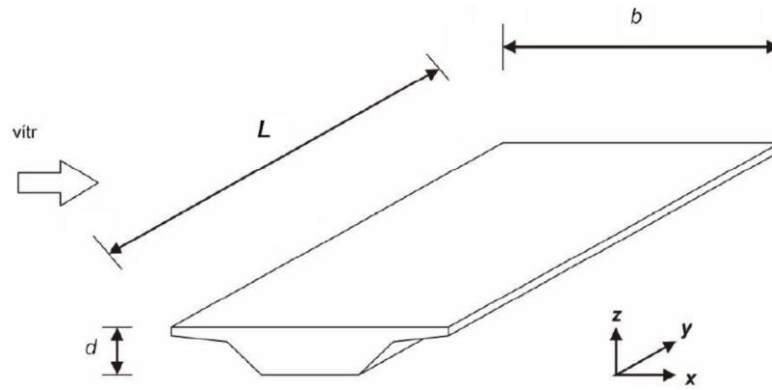
Dostávám tak maximální dynamický tlak $q_p(z) = 1463,67 \text{ Pa}$. Hodnota základního dynamického tlaku se pak stanoví podle vzorce (4.13), ze kterého získávám hodnotu $q_b = 390,63 \text{ Pa}$.

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (4.13)$$

Z hodnoty dynamických tlaků lze získat součinitel expozice $c_e(z)$ pomocí vztahu (4.14). Tento součinitel mi vyšel 3,75. Tato hodnota by i odpovídala odečtené hodnotě z grafu 4.2 v [104, s. 23].

$$c_e = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (4.14)$$

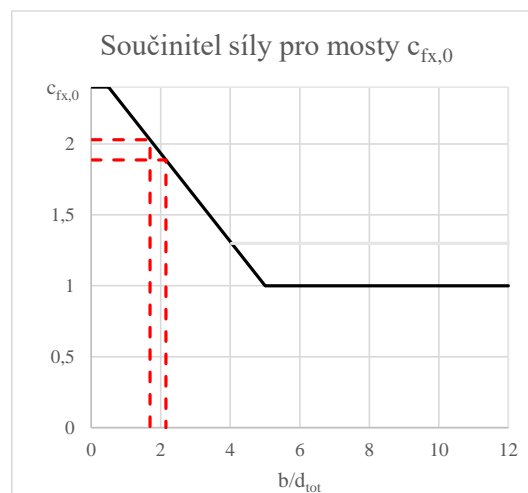
K zatížení mostů větrem dochází ve třech různých směrech x, y a z viz Obr. 97. V normě je dále důležitá poznámka, že směry větru x a y většinou nepůsobí společně, takže se tato zatížení nemají uvažovat současně.



Obr. 97 - Směry zatížení větrem na mostě [104, s. 70]

Směr x

Jako první jsem vyšetřil směr x. Stanovil jsem poměr b/d_{tot} , kde za b jsem uvažoval šířku nosné konstrukce. Hodnotu d_{tot} jsem uvažoval 2x jinou. Nejprve pro stavební stádium, kdy jsem ji uvažoval jako výšku nosné konstrukce, tedy extrémních 7,5 m. Poté jsem uvažoval finální stádium, kdy jsem přičítal 2 m reprezentující PHS. Poměr $b/d_{tot,stav} = 2,15$ a $b/d_{tot,fin} = 1,69$. Z grafu na Obr. 98 jsem odečetl hodnoty součinitele síly $c_{fx,0}$, kdy $c_{fx,0,stav} = 1,89$ a $c_{fx,0,fin} = 2,03$.



Obr. 98 - Součinitel síly pro mosty $c_{fx,0}$

Stanovil jsem hodnotu součinitele zatížení větrem C podle rovnice (4.15).

$$C = c_e \cdot c_{f,x} \quad (4.15)$$

Nakonec podle vztahu označeném (4.16) jsem vypočítal hodnoty sil větru ve směru x. Získal jsem hodnoty $f_{w,x,stav} = 20,75 \text{ kN/m}$ a $f_{w,x,fin} = 28,23 \text{ kN/m}$.

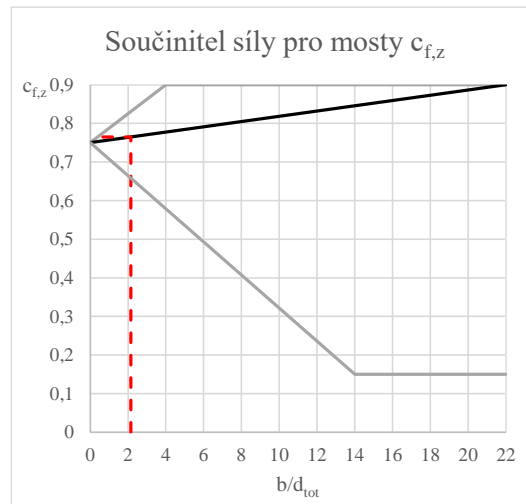
$$f_{w,x} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot d_{tot} \quad (4.16)$$

Směr y

Tyto hodnoty zatížení mají být podle [104, s. 75] uvažovány jako 25 % sil ve směru x. Uvažuji je tedy $f_{w,y,stav} = 5,19 \text{ kN/m}$ a $f_{w,y,fin} = 7,06 \text{ kN/m}$.

Směr z

Pro směr větru z je definovaný směr úhlu větru $\alpha = \pm 5^\circ$. K této hodnotě přičítám příčný sklon nosné konstrukce, který je 2,5 %, což je ve výsledku 6,43°. Pro daný poměr d_{tot}/b jsem odečetl na hodnotu $c_{f,z} = \pm 0,76$.



Obr. 99 - Součinitel síly pro mosty $c_{f,z}$

$$f_{w,z} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot \frac{A_{ref,z}}{L} \quad (4.17)$$

Pro výpočet součinitele zatížení větrem C lze opět využít vzorec (4.15) s obměněnými indexy. Získávám tedy $C = \pm 2,86$. Podle vztahu (4.17) jsem získal $f_{w,z} = \pm 18,02 \text{ kN/m}$. Excentricitu vypočteného zatížení lze stanovit jako $b/4$, což je 4,025 m. V ČSN EN 1991-1-5 ed.2 [104, s. 74] je uvedeno v poznámce, že vypočtená síla má významné účinky pouze tehdy, pokud je srovnatelného řádu jako zatížení stálá (typicky vlastní tíha).

Shrnutí zatížení větrem		f_w	e
		[kN/m]	[m]
Směr x	stavební	20,75	-
	finální	28,23	-
Směr y	stavební	5,19	-
	finální	7,06	-
Směr z	finální	18,02	4,025

Tab. 32 - Shrnutí zatížení větrem

4.2.2.6 Rovnoměrná změna teploty

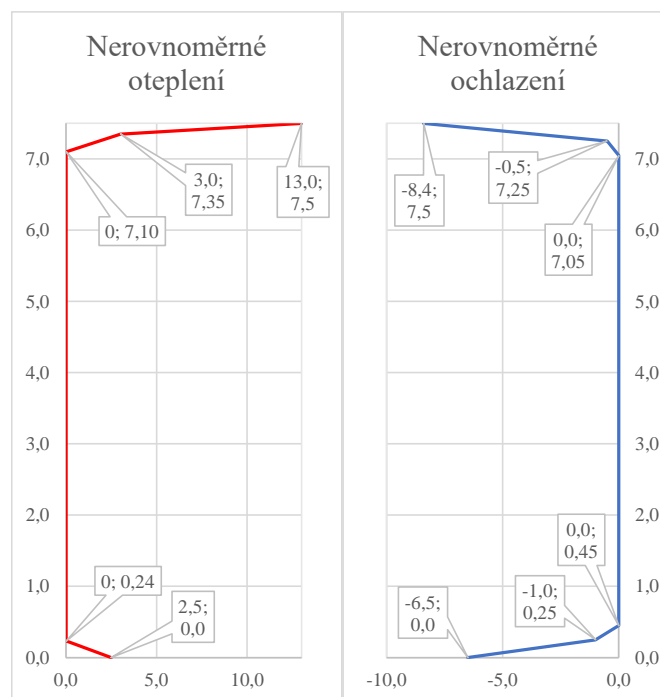
Rovnoměrné i nerovnoměrné zatížení teplotou jsem stanovil dle ČSN EN 1991-1-5 [106]. Ve zmiňované normě jsou stanoveny maximální a minimální teploty ve stínu pouze pro území České republiky. Kvůli relativní blízkosti uvažované stavby ke státním hranicím jsem uvažoval $T_{max} = 38^\circ\text{C}$ a $T_{min} = -34^\circ\text{C}$, kdy jsem se snažil interpolovat oblasti přiléhající hranicím. Konstrukci jsem určil jako typ 3. Dle vztahů uvedených v [103, s. 62-63] lze stanovit $T_{e,max}$ a $T_{e,min}$, kde $T_{e,max} = 38 + 1,5 = 39,5^\circ\text{C}$ a $T_{e,min} = -34 + 8 = -26^\circ\text{C}$. Pro získání rozsahu rovnoměrných teplot je ještě nutné zahrnout referenční teplotu T_0 , kterou v mém případě uvažuji 10°C . Poté $\Delta T_{N,con} = 36^\circ\text{C}$ s $\Delta T_{N,exp} = 29,5^\circ\text{C}$.

4.2.2.7 Nerovnoměrná změna teploty

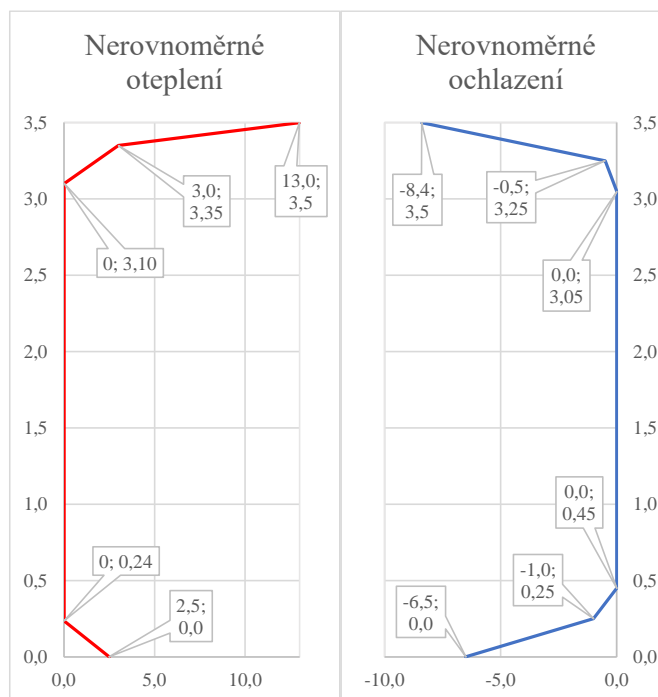
Zatížení nerovnoměrnou složkou teploty jsem uvažoval podle postupu 2 uvedeného v normě [106]. Typ konstrukce jsem uvažoval jako typ 3c: betonový komorový nosník. Výpočet jsem provedl pro výšku příčného řezu jak u podpory, tak v poli.

Nerovnoměrné oteplení				
h_1	0,15	m	ΔT_1	13,0 °C
h_2	0,25	m	ΔT_2	3,0 °C
h_3	0,235	m	ΔT_3	2,5 °C
Nerovnoměrné ochlazení				
h_1	0,25	m	ΔT_1	-8,4 °C
h_2	0,20	m	ΔT_2	-0,5 °C
h_3	0,20	m	ΔT_3	-1,0 °C
h_4	0,25	m	ΔT_4	-6,5 °C

Tab. 33 - Nerovnoměrná složka teplotního zatížení



Obr. 100 - Uvažovaný průběh teploty po výšce průřezu nad podporou



Obr. 101 - Uvažovaný průběh teploty po výšce průřezu v poli

4.2.2.8 Staveništní zatížení

V průběhu výstavby uvažují plošné zatížení po celé mostovce 1 kN/m^2 působící tak, aby se získaly nejnepríznivější účinky dle ČSN EN 1991-1-6. [107, s. 24]

4.2.2.9 Montážní zatížení betonážním vozíkem

Z podstaty letmé betonáže je nutné zahrnout montážní zatížení betonážním vozíkem. V publikaci Bridge Construction Equipment [108] je poznamenáno, že hmotnost těchto betonážních vozíků se může pohybovat od 25 do 100 t. V [48, s. 194] je uvedeno, že hmotnost betonážního vozíku se pohybuje okolo 80 t. Já ve své práci po konzultaci s vedoucím práce uvažuji betonážní vozík umístěný nad mostovkou o hmotnosti 120 t. To učiním mimo jiné z důvodu, protože jsem navrhl všechny lamely stejné délky, čímž hmotnost nejtěžší z nich dosahuje až 360 t. V návaznosti na tuto skutečnost je nezbytně nutné navrhnout dostatečně tuhý betonážní vozík. V případě měkkého vozíku by při betonáži docházelo k jeho deformaci a deformovaný by byl i výsledný tvar konstrukce.

Na Obr. 103 jsou uvedeny jednotlivé mikrofáze z průběhu výstavby jedné lamely. V 1. fázi, která je zároveň poslední fází betonáže předchozí lamely, je přesunut betonážní vozík na další lamelu. Ve výpočetním programu je tedy zatížením betonážního vozíku odtížena předchozí lamela a zatížena lamela následující. Ve fázi číslo 2 dochází k úpravě bednění, jeho polohy a tvaru. Zároveň probíhá vyvázání betonářské výztuže a protažení kanálků pro předpínací výztuž. Úprava bednění je nutná vzhledem k proměnné výšce příčného řezu a sklonu stěn komory, díky kterým dochází u nižších průřezů ke zmenšení šířky dolní desky. Ve 3. fázi probíhá betonáž samotné lamely. Vzniká tak zatížení čerstvým betonem (objemová tíha zvětšena o 1 kN/m^3).

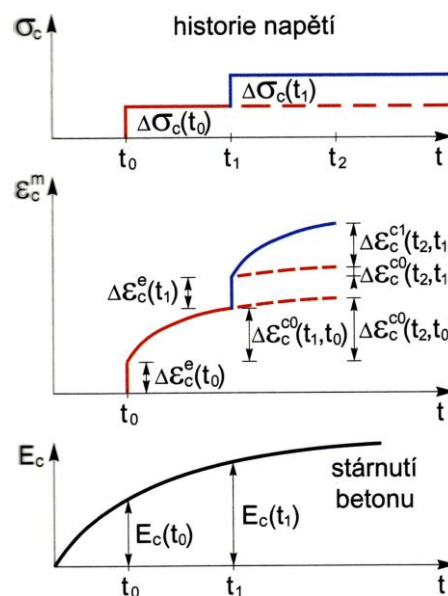
Je prokázáno, že diferenční smršťování ovlivňuje v průběhu životnosti konstrukcí jejich průhyb. Na konci jejich životnosti je často tento vliv nepatrný. Vliv ale může být nezanedbatelný v časech mezi

vybetonováním a koncem životnosti, řádově do 10 let stáří prvku. Ve svých úvahách uvažuji lamely betonované vcelku, proto se v tomto případě diferenční smršťování zanedbávám. [109]

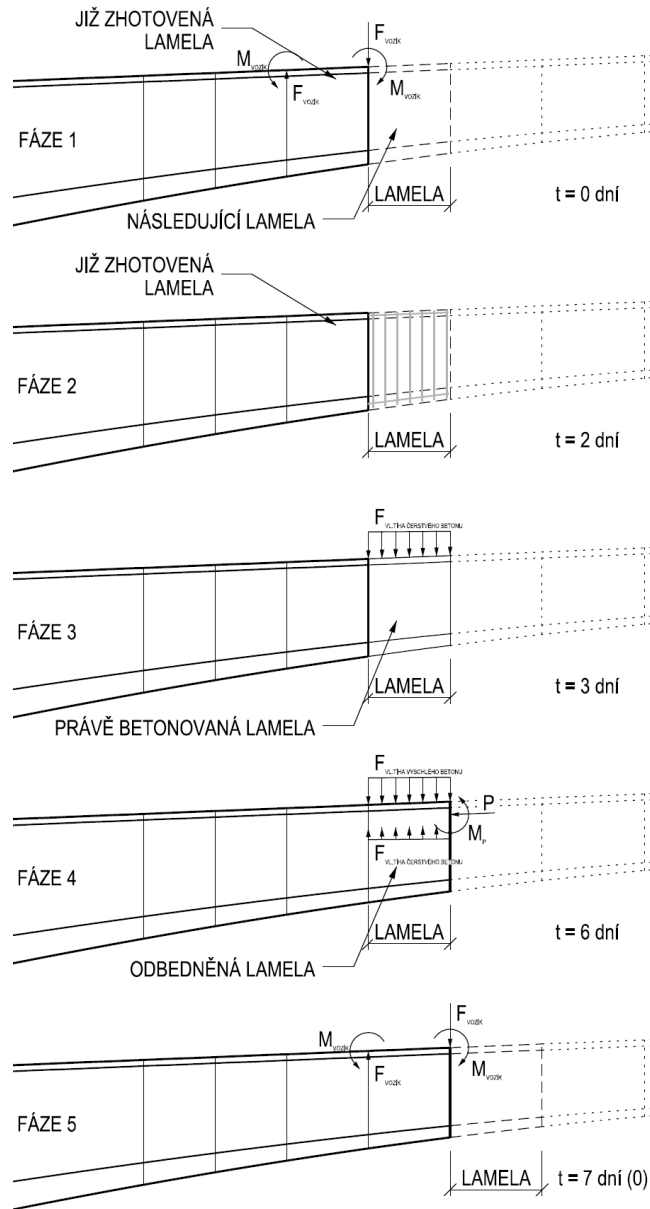
Čtvrtá fáze spočívá v odbednění a předepnutí dané lamely. Také dochází k vyschnutí betonu a také zmenšení zatížení vlastní tíhou o 1 kN/m^3 . Teoreticky tak uvažuji předpínání 3 dny starého betonu. Poslední fáze je ideově identická s 1. fází, kdy dochází k přesunu betonážního vozíku. Předpokládám, že každý nově vybetonovaný prvek bude ošetřován 7 dní.

Do výpočetního modelu jsem tyto mikro fáze zadal posunutě o 1 den. V začátku fáze vzniká lamela, u které jsem nastavil stáří 3 dny. V tento okamžik začíná rovněž působit svou vlastní tíhou automaticky generovanou výpočetním programem. Do té doby působí 3 dny svou mokrou ručně zadanou vlastní tíhou na lamelu předcházející. V čase 0,1 po vytvoření 3 dny staré lamely zadávám její předpětí vahadlovými kabely. Všechny tyto operace s vkládáním lamely nulového stáří provádím z důvodu, abych se co nejvíce přiblížil skutečnému fungování. Nebylo by moudré nechat „zrodit“ lamelu s nulovým počátečním stářím, jelikož tento prvek má pak téměř nulovou ohybovou tuhost. Předpokládám předpínání ve stáří lamely 3 dny. Po tuto dobu je čerstvě vybetonovaná lamela stále podporována betonážním vozíkem.

Tyto popsaná zatížení je nutné do výpočetního programu důsledně modelovat, jelikož hrají nezanedbatelnou roli při navrhování letmo betonovaných mostů. Jednak v průběhu výstavby zvětšují záporný nadpodporový moment, který je nutno redukovat vahadlovými kabely, ale mají vliv na dlouhodobé průhyby celé konstrukce. Při uvažování superpozice dotvarování konstrukce od jednotlivých vlivů záleží na časové historii zatěžení a změnách statických schémat viz Obr. 102.



Obr. 102 - Princip superpozice přetvoření jednoose namáhaného elementu [110]



Obr. 103 - Mikrofáze výstavby jednotlivých lamel

4.2.3 Kombinace MSP

Kombinace byly sestaveny dle [92]. Uvažuji charakteristickou, častou a kvazistálou kombinaci zatížení. U všech kombinací jsem na pozici hlavního proměnného zatížení postupně prostřídal všechny možné proměnné zatěžovací stavy, abych dostal nejnepríznivější možné účinky.

Charakteristická

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + " P " + " Q_{k,1} " + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.18)$$

Častá

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + " P " + " \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} " + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.19)$$

Kvazistálá

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.20)$$

4.2.3.1 Kombinace MSP pro fáze výstavby

V kombinacích MSP pro fáze výstavby se změnil součinitel ψ . Použité kombinace součinitele uvádím v Tab. 34. Pro jejich tvorbu jsem používal ČSN EN 1991-1-6 [107] a ČSN EN 1990 [92].

	Hlavní zatížení	Vl. tíha	Předpětí	Nerovnoměrné sedání	Teplota	Vítr	Staveništní
Char.	Teplota	1.0	1.0	1.0	1.0	0.8	1.0
	Vítr	1.0	1.0	1.0	0.6	1.0	1.0
Častá		1.0	1.0	1.0	0.6	0.0	1.0
Kvazi.		1.0	1.0	1.0	0.5	0.0	1.0

Tab. 34 - Součinitele pro kombinace MSP pro fáze výstavby

4.2.4 Kombinace MSÚ

Pro mezní stavy únosnosti jsem vytvořil a počítal s kombinacemi 6.10a a 6.10b. [92]

$$\text{Komb.6.10a: } \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + "\gamma_P \cdot P" + "\gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}" + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.21)$$

$$\text{Komb.6.10b: } \sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + "\gamma_P \cdot P" + "\gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}" + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.22)$$

Redukční součinitel ξ_j uvažuji hodnotou 0,85. Součinitel γ_G pro stálá zatížení uvažuji 1,35 mimo zatížení nerovnoměrným poklesem podpor, u kterého uvažuji součinitel $\gamma_{G,set} = 1,2$. Pro zatížení teplotou a větrem používám $\gamma_Q = 1,5$ a pro proměnné zatížení silniční dopravou či chodci uvažuji 1,35. Síly od vázaného dotvarování a smršťování jsem uvažoval s koeficienty 1,0.

V případě kombinace 6.10a nezáleží na volbě hlavního proměnného zatížení. U kombinace 6.10b jsem jako hlavní proměnné zatížení uvažoval sestavu zatížení gr1a, gr2 i gr5 a poté i jednotlivá klimatická zatížení.

Pro mezní stav EQU posuzovaný v kapitole 3.3 jsem použil součinitele v souladu [92] s uvedenými v dané kapitole.

4.3 Konceptce výpočetního modelu

U letmo betonovaných konstrukcí je obzvláště důležité správně určit všechny vstupní data do výpočetního modelu a samotnou koncepci výpočtu. Vnitřní síly se v průběhu života konstrukce redistribuují, dochází k dotvarování a smršťování staticky neurčité konstrukce. Ve výpočetní metodě by měly být zohledněny účinky smyku na konstrukci.

4.3.1 Smyk

Konkrétně jde o vlivy smykového ochabnutí a smykové deformace stěn. Tyto jmenované fenomény jsou významnější u mostů krátkých rozpětí, respektive u mostů s větším poměrem šířky mostu k jeho rozpětí.

V konzolové fázi výstavby dochází ke značnému smykovému ochabnutí. Jedná se o negativní smykové ochabnutí. V tomto případě pro zohlednění vlivu nerovnoměrného rozdělení normálového napětí po průřezu nelze použít teorii spolupůsobící šířky.

V průběhu výstavby, jsou konzolové momenty částečně eliminovány konzolovými kabely. To však úplně totožně neplatí u posouvajících sil, které jsou eliminovány v značně omezené míře. To může mít nezanedbatelný vliv na průhyb konstrukce. [111], [49]

4.3.1.1 Stanovení spolupůsobících šířek

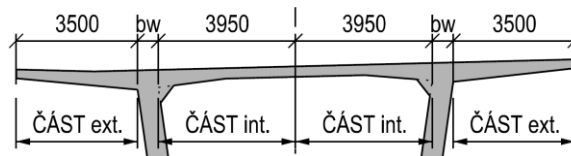
V souladu s [98] jsem podle níže uvedených vzorců stanovil spolupůsobící šířky. Hodnoty jsou uvedeny v Tab. 35 a Tab. 36. Z těchto tabulek vyplývá, že tyto spolupůsobící šířky se uplatní pouze v oblastech nad pilíři P2 a P9. Právě v oblastech nad pilíři P2 a P9 uvažuji nosnou konstrukci jako přímopasovou výšky 3,5 m.

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \quad (4.23)$$

$$b_{eff,i} = 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0 \leq 0,2 \cdot l_0 \quad (4.24)$$

$$b_{eff,i} \leq b_i \quad (4.25)$$

Na Obr. 104 jsou naznačeny oblasti uvažované ve výpočtu s indexem ext. a int. Hodnota $b_{l,ext}$ je ve všech případech délka konzoly, což je 3,5 m. U části int. jsou hodnoty různé u oblastí nad pilířem a v poli z důvodu proměnné tloušťky stěn, která je zaznamenána veličinou b_w .



Obr. 104 - Schéma označení ext. a int. částí

Horní deska	OP1	Pole 1	P2	Pole 2	P3	Pole 3	P4	Pole 4	P5	Pole 5	P6	Pole 6	P7	Pole 7	P8	Pole 8	P9	Pole 9	OP10	
l	[m]		63		93		121		121		121		121		121		95		60	
l ₀	[m]		53.55	23.4	65.1	32.1	84.7	36.3	84.7	36.3	84.7	36.3	84.7	36.3	84.7	32.4	66.5	23.25	51	
b _w	[m]	1.0	0.6	0.6	0.6	1.0	0.6	1.0	0.6	1.0	0.6	1.0	0.6	1.0	0.6	1.0	0.6	0.6	0.6	1.0
b _{int}	[m]	3.55	3.95	3.95	3.95	3.55	3.95	3.55	3.95	3.55	3.95	3.55	3.95	3.55	3.95	3.55	3.95	3.95	3.95	3.55
b _{ext}	[m]	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
b	[m]	8.05	8.05	8.05	8.05	8.05	8.05	8.05	8.05	8.05	8.05	8.05	8.05	8.05	8.05	8.05	8.05	8.05	8.05	8.05
b _{eff,int}	[m]		6.145	3.13	7.3	3.92	8.05	4.34	8.05	4.34	8.05	4.34	8.05	4.34	8.05	3.95	7.44	3.115	5.89	
b _{eff,ext}	[m]		6.055	3.04	7.21	3.91	8.05	4.33	8.05	4.33	8.05	4.33	8.05	4.33	8.05	3.94	7.35	3.025	5.8	
b _{eff}	[m]		12.8	6.77	15.1	8.8	16.7	9.7	16.7	9.7	16.7	9.7	16.7	9.7	16.7	8.9	15.4	6.74	12.3	
b _{eff_final}	[m]		8.05	6.77	8.05	8.05	8.05	8.05	8.05	8.05	8.05	8.05	8.05	8.05	8.05	8.05	6.74	8.05	8.05	

Tab. 35 - Vypočtené spolupůsobící šířky horní desky

Dolní deska	OP1	Pole 1	P2	Pole 2	P3	Pole 3	P4	Pole 4	P5	Pole 5	P6	Pole 6	P7	Pole 7	P8	Pole 8	P9	Pole 9	OP10	
l	[m]		63		93		121		121		121		121		121		95		60	
l ₀	[m]		53.55	23.4	65.1	32.1	84.7	36.3	84.7	36.3	84.7	36.3	84.7	36.3	84.7	32.4	66.5	23.25	51	
b _w	[m]	1.0	0.6	0.6	0.6	1.0	0.6	1.0	0.6	1.0	0.6	1.0	0.6	1.0	0.6	1.0	0.6	0.6	0.6	1.0
b _{int}	[m]	3.55	3.55	3.55	3.55	2.75	3.55	2.75	3.55	2.75	3.55	2.75	3.55	2.75	3.55	2.75	3.55	3.55	3.55	3.55
b	[m]	4.6	4.2	4.2	4.2	3.8	4.2	3.8	4.2	3.8	4.2	3.8	4.2	3.8	4.2	3.8	4.2	4.2	4.2	4.6
b _{eff,int}	[m]		4.15	3.05	4.15	3.75	4.15	3.75	4.15	3.75	4.15	3.75	4.15	3.75	4.15	3.75	4.15	3.035	4.15	
b _{eff}	[m]		4.8	3.65	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	3.64	4.8	
b _{eff_final}	[m]		4.2	3.65	4.2	3.8	4.2	3.8	4.2	3.8	4.2	3.8	4.2	3.8	4.2	3.8	4.2	3.64	4.2	

Tab. 36 - Vypočtené spolupůsobící šířky dolní desky

4.3.1.2 Redukce plochy stěn

V TP-144 [111] je uveden postup redukce plochy stěn komorového průřezu jako vhodný pro aproximaci vlivů smykového ochabnutí. Přílohu 5 TP-144 tvoří excelová tabulka pro výpočet redukované smykové plochy stěn na základě zadání geometrie průřezu. Po zadání geometrie mého průřezu nad podporou výšky 7,5 m jsem získal hodnoty uvedené v Tab. 37. Tyto hodnoty jsem zadal do výpočetního programu v letmo betonovaných oblastech.

TP - 144		Původní průřez	Redukovaný průřez	Procentuální podíl
Tloušťka stěn	[m]	1,0	0,787	78,7%
Plocha stěn	[m ²]	10,96	8,630	78,7%
Plocha celková	[m ²]	29,63	27,302	92,1%
Moment setrvačnosti k těžišťové ose stěn	[m ⁴]	29,488	29,299	99,4%
Moment setrvačnosti k těžišťové ose celého průřezu	[m ⁴]	225,700	225,511	99,9%
Moment tuhosti v prostém kroucení	[m ⁴]	274,308	248,259	90,5%

Tab. 37 - Hodnoty získané z výpočtu dle TP-144

4.4 Výpočetní modely

4.4.1 Deskostěnový model

Popis deskostěnového modelu je uveden v kapitole 3.4, kde tento model používám.

4.4.2 Prutový model

Pro své hlavní výpočty jsem zvolil prutový model ve výpočetním programu Midas Civil v3.2. Tento program obsahuje průvodce tvorbou modelu, v programu nazýván Wizard. Tohoto prvku jsem částečně využil.

Při tvorbě modelu jsem zanedbal jak podélný, tak příčný sklon mostovky. Tímto zjednodušením se podrobněji zabývám v kapitole 4.4.4.

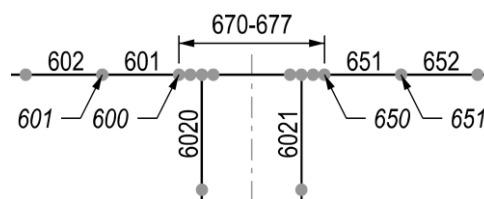
Lamely jsou modelovány jedním prutem, který není fázovaný. Neuvažuji tak diferenční smršťování, k němuž však v mém případě dochází jen ve velmi malé míře, protože je celé komorový průřez betonován průběžně vcelku.

Ve výpočetním programu Midas velmi dobře funguje zadávání a následná úprava pomocí tabulkových vstupů. Proto je výhodné mít vhodně seřazené jednotlivé nody a elementy ze kterých se skládá celá konstrukce. Ve svém případě jsem zvolil číslování uvedené v Tab. 38. Absolutně nevhodné by bylo mít tyto prvky v konstrukci očíslované náhodně. Díky této funkcionalitě jsem získal velmi dobrý přehled od dění při výpočtu a většinu vstupů do výpočtu není obtížné upravit díky importu a exportu z programu Excel.

Číslování prvků MIDAS		Nody	Elementy
Pevná skruž 1	Příčle	100-199	100-199
	Pilíře	1000-1999	1000-1999
Vahadlo P2	Příčle	200-299	200-299
	Pilíře	2000-2999	2000-2999
Vahadlo P3	Příčle	300-399	300-399
	Pilíře	3000-3999	3000-3999
Vahadlo P4	Příčle	400-499	400-499
	Pilíře	4000-4999	4000-4999
Vahadlo P5	Příčle	500-599	500-599
	Pilíře	5000-5999	5000-5999
Vahadlo P6	Příčle	600-699	600-699
	Pilíře	6000-6999	6000-6999
Vahadlo P7	Příčle	700-799	700-799
	Pilíře	7000-7999	7000-7999
Vahadlo P8	Příčle	800-899	800-899
	Pilíře	8000-8999	8000-8999
Vahadlo P9	Příčle	900-999	900-999
	Pilíře	9000-9999	9000-9999
Pevná skruž 10	Příčle	10000-10099	10000-10099
	Pilíře	100000-100999	100000-100999

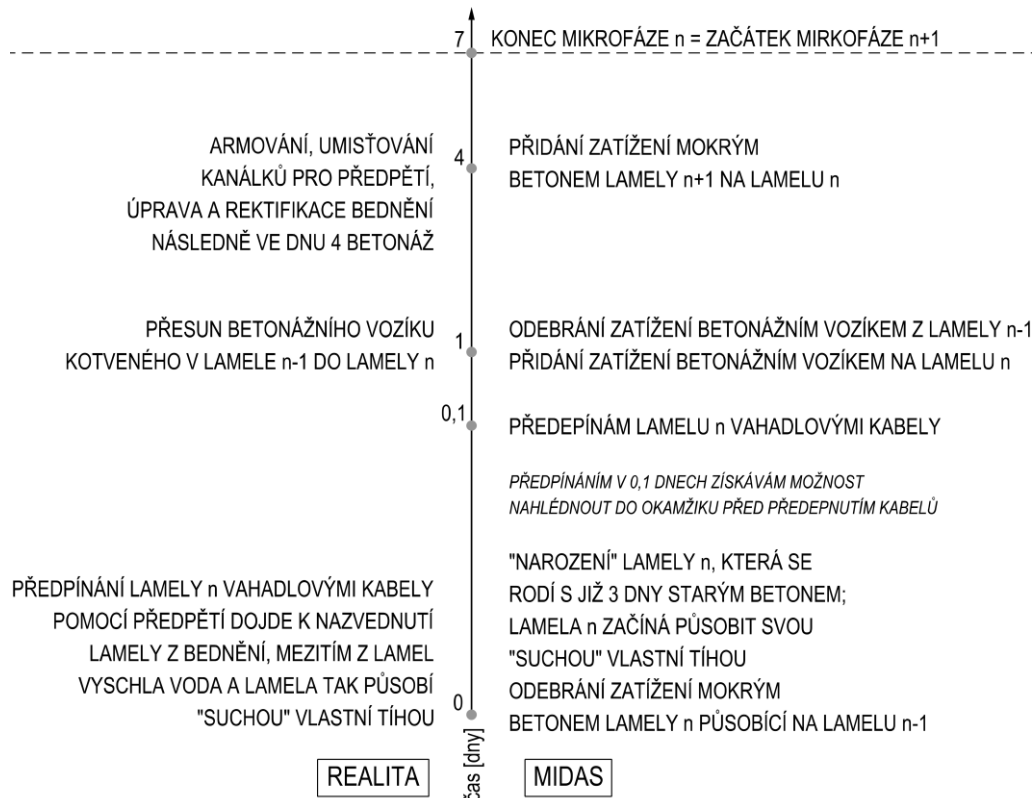
Tab. 38 - Číslování prvků Midas

Číslování příčle jsem koncipoval ve smyslu číslování lamel. Prosi směru staničení jsem od pilíře použil čísla od celé stovky a po směru staničení od pilíře jsem prvkům v modelu přiřazoval čísla 150 a více.



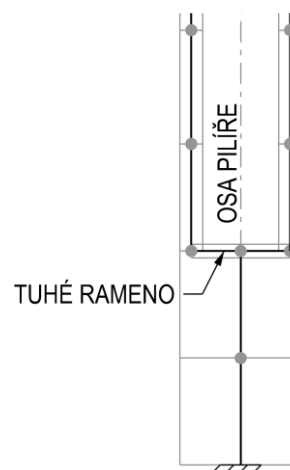
Obr. 105 - Schéma číslování nodů a elementů ve výpočetním modelu

Do výpočetního modelu jsem zadal fáze výstavby i jejich mikrofáze tak, jak jsem avizoval v kapitole 4.2.2.9. Na Obr. 106 uvádím pro porovnání časovou osu reálně probíhajících činností a jejich ekvivalenty ve výpočetním modelu. Jedná se o 7denní cyklus 1 mikrofáze.



Obr. 106 - Časová osa Midas X realita

Pilíře tvořené dvojicí štíhlých stěn jsem v jejich horní části realizoval pomocí dvojice elementů, kdy každý z nich reprezentoval 1 stěnu. V místě spojení stěn do plného komorového průřezu jsem namodeloval tuhý prvek. Ze střední části tohoto elementu již pokračuji v jedné linii elementem, kterému jsem přiřadil plný průřez viz Obr. 107. V patě jsou všechny pilíře vetknuté.



Obr. 107 - Způsob modelování spodní části pilířů

4.4.2.1 Způsob betonáže

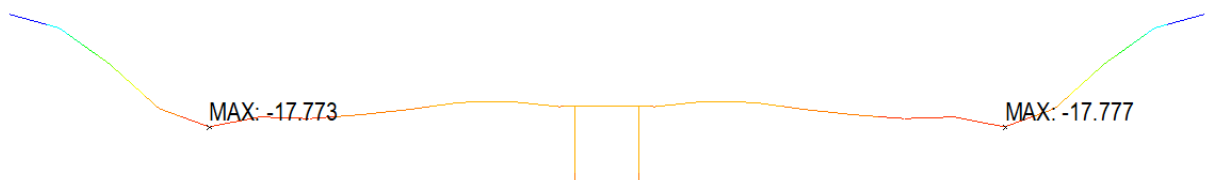
Letmo betonované konstrukce je možné modelovat 2 způsoby, které jsou buď do tečny nebo do správné nivelety. Právě betonáž do správné nivelety je výrazně jednodušší na zohlednění ve výpočetním modelu. V souladu s výkladem na přednáškách předmětu B04K jsem použil pro mou konstrukci metodu

betonáže do tečny. [112] Ta spočívá v tom, že nově umístěná lamela je orientována tečně k předchozí lamele. Výsledkem je tak hladká průhybová čára s výjimkou napojení vahadel v uzavírací spáře.

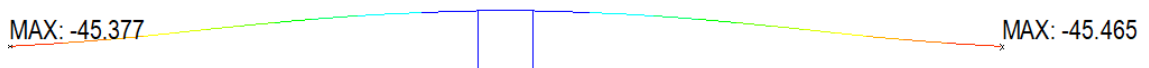
Při konzolových fázích výstavby tak u nodů n_{i+1} dochází k načítání průhybu ještě před jejich vytvořením.

V případě některých výpočetních softwarů (např. Scia Engineer), je nutné zmiňované natočení právě nových lamel ošetřovat ručně. To je možné učinit fiktivním rozfázováním příčného řezu, kdy jednu jeho část tvoří tenký ocelový pásek. Ocel je volena z důvodu absence dotvarování. Tento teoretický pásek je zhotoven v první fázi výstavby přes všechny lamely a tvoří tak kýžené tečné vodítko. V dalších fázích jsou již betonovány lamely, které se přichylují k ocelovému pásku. [113]

V softwaru Midas Civil, je tato funkcionální již obsažena pod názvem „Initial Tangent Displacement for Erected Structures“. Této funkce jsem využil. [114]

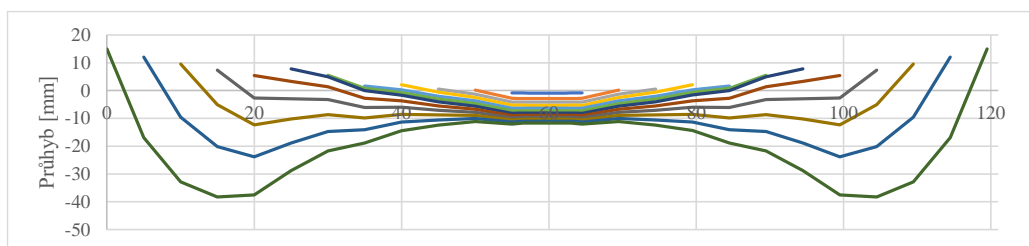


Obr. 108 - Ukázka průhybů při betonáži do správné nivelety

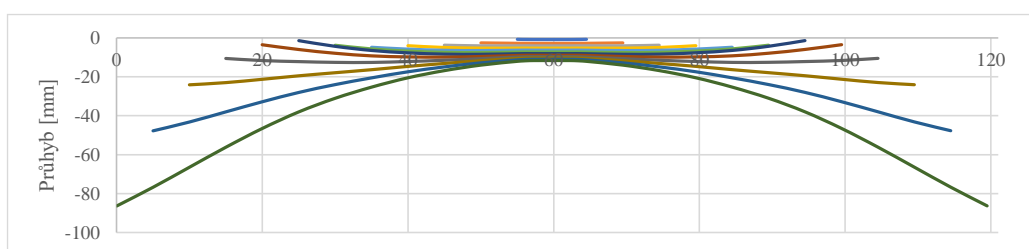


Obr. 109 - Ukázka průhybů při betonáži do tečny

Pro lepší názornost jsem spočetl 2 stejné modely samotného vahadla, kde na prvních jsem počítal s betonáží do správné nivelety a na druhé jsem uvažoval betonáž do tečny. Zaznamenal jsem průhyby jednotlivých uzlů a ty zanesl do tabulky pro tvorbu grafu, k porovnání charakteru průhybových čar v průběhu výstavby. Výsledné grafy uvádím níže.



Obr. 110 - Získané hodnoty průhybu při betonáži do správné nivelety



Obr. 111 - Získané hodnoty průhybu při betonáži do tečny

V případě, že by výpočetní software neumožňoval volbu betonáže do tečny a ani výpočet fázovaného průřezu s ocelovým páskem, bylo by nutné pro získání reálných hodnot průhybu hodnoty průhybu z modelu s betonáží do správné nivelety přepočítávat.

4.4.3 Porovnání výpočetních modelů

Provedl jsem jednoduché srovnání modelů, kdy jsem ověřoval svislou výslednici od zatížení vlastní tíhou u deskostěnového modelu, prutového modelu a ručně vypočítané tíhy z programu excel používaného při předběžných výpočtech předcházejících tvorbě modelů. Pro sjednocení byla výslednice počítána od vlastní tíhy se zadanou objemovou tíhou betonu $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$. Všechny modely jsem upravil tak, aby obsahovaly pouze jedno celé vahadlo bez uzavíracích spár. Vlastní tíhu pilířů jsem do výpočtu nezahrnoval, jelikož hlavním předmětem porovnání byla nosná konstrukce. Jedná se tedy o část délky 119,5 m. Získané výsledky jsou uvedeny v Tab. 39.

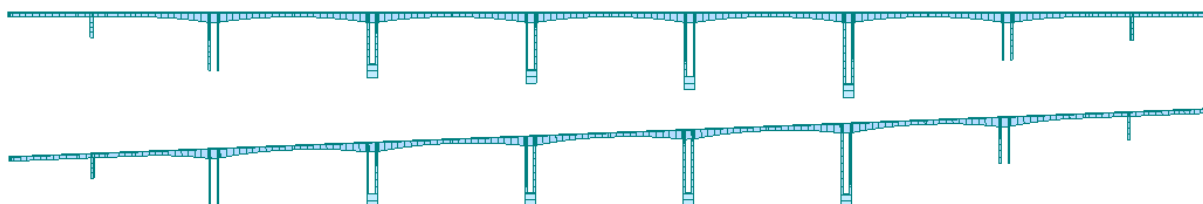
Porovnání výslednic od vl. tíhy	Svislá reakce [kN]	Rozdíl vzhledem k modelu		
		Midas	Scia	Excel
Prutový model MIDAS	56263.30	100%	-1.26%	1.64%
Deskostěnový model Scia	56981.76	1.28%	100%	2.94%
Ruční výpočet excel	55353.69	-1.62%	-2.86%	100%

Tab. 39 - Porovnání výslednic od vlastní tíhy na různých modelech

Je patrné, že nejmenší hodnotu jsem dostal z ručního výpočtu. Tento fakt jsem očekával, jelikož deskostěnový i prutový model zahrnují nadpodporové příčnický. Excelový výpočet pouze aproximuje vlastní tíhu na základě parabolického průběhu náběhu a zadané plochy průřezu v poli a nad podporou. Z obdržených čísel se domnívám, že mohu prohlásit excelový výpočet zatížení vlastní tíhou za dostatečný pro mé předběžné výpočty. Spokojen jsem i se srovnáním deskostěny a prutového modelu. V žádném případě nedostávám rozdíly větší než 3 %.

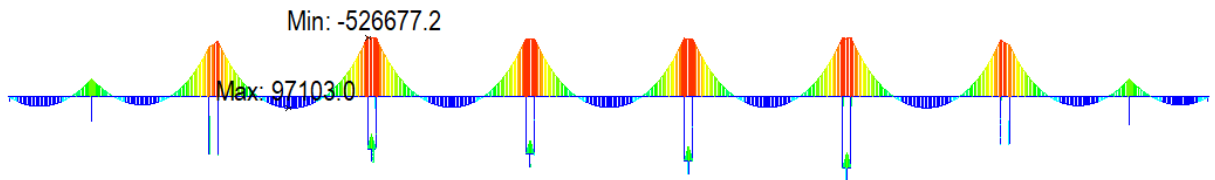
4.4.4 Ověření zanedbání podélného sklonu

Jak jsem již poznamenal, ve své práci s prutovým modelem zanedbávám podélný i příčný sklon mostovky. Zejména relevantnost zanedbání podélného sklonu jsem si chtěl ověřit. Jeho hodnota je totiž na celém mostě konstantní 4,0 %, což je dle mého názoru značná hodnota. Vytvořil jsem si prutové modely s nulovým podélným sklonem a pro porovnání i model s navrženým podélným sklonem. Tyto modely jsem zatížil vlastní tíhou.

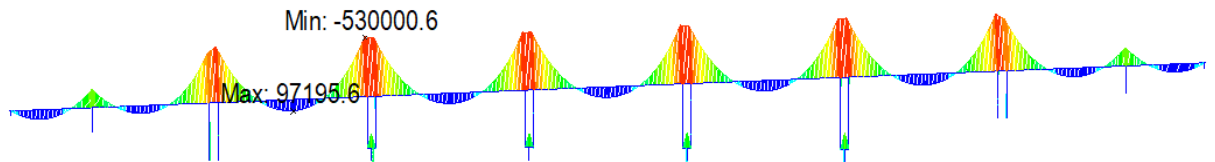


Obr. 112 - Pohled na oba porovnávané modely

Hodnota maximálního průhybu se lišila o méně než 2 desetiny milimetru. Ostatní hodnoty průhybů se nikde na konstrukci nelišily o více než jednotky desetin milimetru. Dle mého pozorování nedošlo ani k významnému posunu hodnoty extrémního kladného momentu v poli. U nadpodporových momentů došlo ke změně do 1 % jejich hodnoty.



Obr. 113 - Ohybové momenty od vl. tíhy na modelu s nulovým podélným sklonem



Obr. 114 - Ohybové momenty od vl. tíhy na modelu s reálným podélným sklonem

Porovnání jsem prováděl na modelech bez fází a bez účinků předpětí. Závěrem mohu potvrdit, že zanedbání podélného sklonu při modelování konstrukce vidím jako přijatelné zjednodušení.

4.5 Návrh předpětí letmo betonovaných částí

Při návrhu předpětí jsem se nejdříve snažil vyladit předpětí v průběhu výstavby vahadlovými kabely, které jsem optimalizoval na vahadle č.6. Poté jsem navrhoval zvedané průběžné kabely vedené od zárodku a kotvené v protilehlém zárodku. Nakonec jsem použil dolní kladné kabely vedené ve spodní desce. Všechny navržené kabely se soudržností o 22 lanech průměru 15,7 mm.

V průběhu optimalizace předpětí jsem kontroloval napětí na horních i dolních vláknech. Za limitní hodnoty jsem použil dekompresi při kvazistálé kombinaci zatížení, hodnotu časové tahové pevnosti $f_{cm(t)}$ při charakteristické kombinaci, v tlaku pak $0,45 \cdot f_{ck(t)}$ při kvazistálé a $0,6 \cdot f_{ck(t)}$ při charakteristické kombinaci. Zároveň jsem kontroloval zejména při návrhu vahadlových kabelů napětí v průběhu výstavby. Volbou limitní hodnoty pro tahová napětí při charakteristické kombinaci zatížení se podrobněji věnuji v kapitole 4.7.

V normě ČSN EN 1992-2 [115] je uvedeno: „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 menší než $k \cdot f_{cm(t)}$ “ kde k je v Národní příloze stanoveno jako rovno 1,0. Touto poznámkou jsem se řídil a snažil jsem se omezit tahové hodnoty v průběhu výstavby.

Všechny kabely napínám napětím 1470 MPa. U žádného z navržených kabelů nebyla překročena maximální hodnota napětí v kabelu po vnesení předpětí $\sigma_{pm0} = 1391 \text{ MPa}$. Zároveň je vnašené napětí menší než maximální napětí při napínání $\sigma_{pm0} = 1473 \text{ MPa}$.

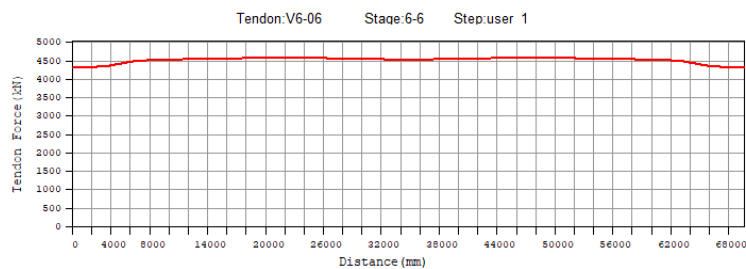
$$\sigma_{p,max} = \min(0,8 \cdot f_{pk}; 0,9 \cdot f_{p0,1k}) \quad (4.26)$$

$$\sigma_{pm0} = \min(0,75 \cdot f_{pk}; 0,85 \cdot f_{p0,1k}) \quad (4.27)$$

V praxi by bylo vhodnější navrhovat napínací napětí nižší s ohledem na možnost dopnutí kabelů v případě přetržení jednoho lana.

Napětí v kabelech jsem kontroloval ve výpočetním softwaru. Obavu jsem měl o vahadlové kabely, u kterých ztráty třením netvoří tak významnou část ztrát jako třeba u zvedaných kabelů. Na druhou stranu lze u nich pozorovat větší dosah ztráty pokluzem vlivem jejich vedení.

Na Obr. 115 uvádím průběh síly ve vybraném kabelu, kde maximální síla dosahuje 4578 kN. Po převedení síly na napětí dostávám hodnotu 1387 MPa. Takže podmínka z rovnice (4.27) je splněna. Podmínka byla ověřena i pro ostatní kabely, ale pro úsporu místa je prezentován pouze příklad zvoleného vahadlového kabelu.



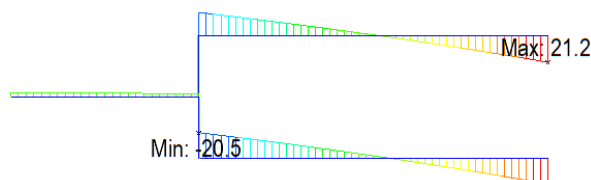
Obr. 115 - Graf síly v kabelu V6-6 po jeho předeptnutí

4.5.1 Vývoj návrhu konstrukce

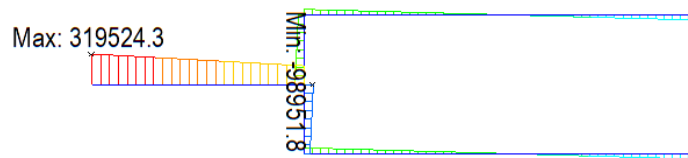
V průběhu navrhování a optimalizování konstrukce jsem se rozhodl změnit několik dříve navržených skutečností.

4.5.1.1 Řešení krajních pilířů P3 a P8

Pilíře, na kterých je realizována nosná konstrukce letmou betonáží jsou navrženy jako 2 štíhlé stěny v jejich spodní části spojené do plného tuhého průřezu. V patě tak tvoří velmi tuhý systém, zmenšující vzpěrnou délku stěn pilířů a v jejich horní části jsou vetknuté do příčle a působí rámovým chováním. To není příliš optimální pro krajní pilíře vzhledem k charakteru přemostovaného údolí. Jeho vlivem jsou pilíře P3 a zejména pilíř P8 kratší a tím pádem výrazně tužší vzhledem k vodorovným účinkům. Ty reprezentují brzdné a rozjezdové síly, síly od větru, a především teplotní zatížení. Tyto pilíře jsou pak těmito vlivy namáhány a vyvozují v nich větší napětí než ve vyšších rámových pilířích. Například od charakteristické kombinace zatížení bylo na původním pilíři P8 maximální tahové napětí až 40 MPa. Od rovnoměrné změny teploty se jednalo o napětí o velikosti 27 MPa v tahu i v tlaku. Rozhodl jsem se tyto pilíře navrhnout podélně měkčí, a to ve dvou krocích, které uvádím dále. Pro demonstraci chování pilíře v průběhu provádění změn jsem si vybral zatížení rovnoměrnými změnami teploty na pilíře P8. Pro úsporu místa uvádím obrázky průběhů napětí a ohybového momentu otočené o 90°.



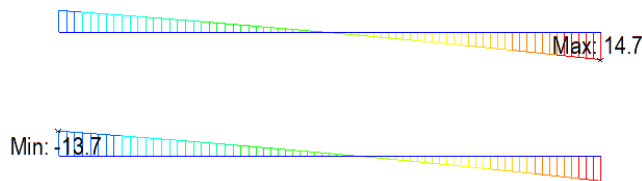
Obr. 116 - Průběh napětí na pilíři od rovnoměrného oteplení [MPa]



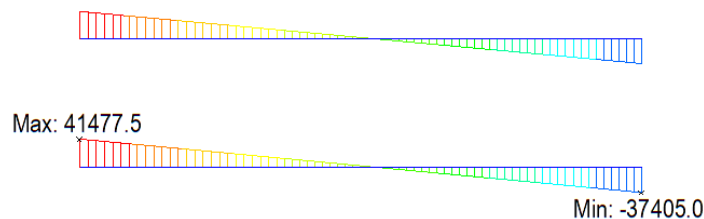
Obr. 117 - Průběh ohyb. momentů na pilíři od rovnoměrného oteplení [kNm]

Odstranění komorového průřezu

V prvním kroku jsem odstranil spodní tuhý plný průřez a nahradil ho průběžnými štíhlými stěnami až do vetknutí v základu. V tomto případě vlastně spojení stěn ve spodní části nemá odůvodnění, a tak toto byl logicky první krok. Tímto jsem výrazně zmenšil moment setrvačnosti vzdorující podélným účinkům. Sledované napětí i ohybové momenty doznaly zlepšení.



Obr. 118 - Průběh napětí na pilíři od rovnoměrného oteplení po změně spodní části [MPa]

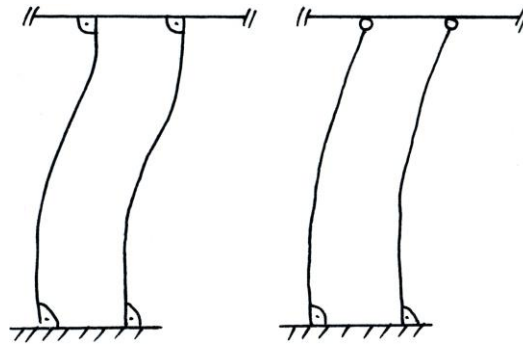


Obr. 119 - Průběh ohyb. momentů na pilíři od rovnoměrného oteplení po změně spodní části [kNm]

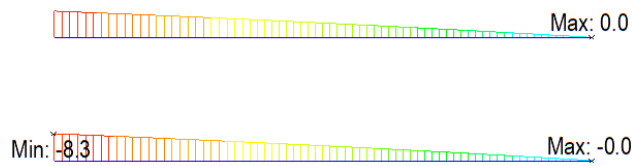
Vrubový kloub

Ve druhém kroku jsem navrhl ve vetknutí pilíře do nosné konstrukce zřídit vrubové klouby. Toto řešení bylo použito v obdobné situaci na letmo betonovaném mostě přes údolí Hačky na silnici I/7 nedaleko Chomutova. Pro zajištění správné funkčnosti vrubového kloubu je nezbytný/nutný přítlak v kloubu. Ten byl v uváděném případě zajištěn vedením předpínacích lan Monostrand skrze vrubový kloub. [116] Předpětí tohoto charakteru bych byl nucen také navrhnout. V tomto případě je nutné dbát zvýšené opatrnosti vzhledem k protikorozní ochraně navrženého předpětí. Jednou možností je použít zmiňované kabely Monostrand, což je jednolanový předpínací systém bez soudržnosti. Kabely jsou vedeny v polyetylénové trubce s mazivem. [110] Druhou možností je použít předpínací kabely vedené v plastových kanálcích, které zajišťují vyšší stupeň protikorozní ochrany. Tato druhá možnost byla využita při výstavbě zavěšeného mostu přes Odru na dálnici D47, kde byly navrženy vrubové klouby v hlavě i patě u dvou pilířů a byly tak vytvořeny kyvné stojky. [117]

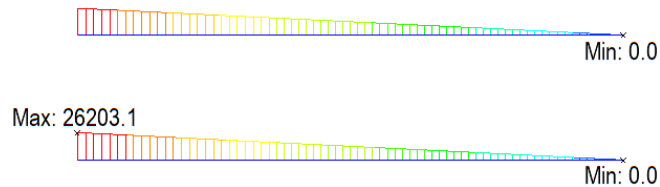
Na Obr. 120 uvádím, jak se změnil charakter deformování dvojice stěn po navržení vrubových kloubů v jejich hlavě. Z průběhů ohybových momentů je dále jasné, že v hlavě, kde je přítomen vrubový kloub, jsou samozřejmě ohybové momenty nulové. Hodnota napětí od rovnoměrného oteplení v patě pilíře činí -8,3 MPa, což je v absolutní hodnotě výrazně lepší hodnota než v původním návrhu. Dále budu pokračovat s těmito změnami.



Obr. 120 - Skica změny charakteru deformací



Obr. 121 - Průběh napětí na pilíři od rovnoměrného oteplení po vložení vrub. kloubu [MPa]

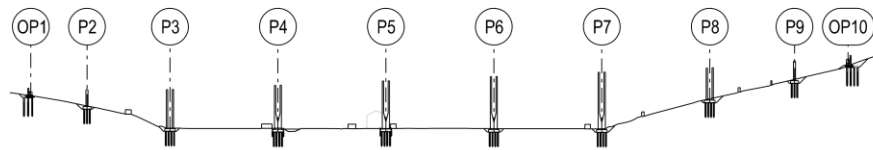


Obr. 122 - Průběh ohyb. momentů na pilíři od rovnoměrného oteplení po vložení vrub. kloubu [kNm]

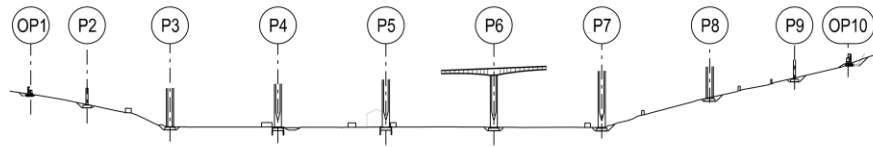
4.5.1.2 Letmo betonované části na P2 a P9

V původním návrhu jsem počítal s variantou, že na pilířích P2 a P9 bych uvažoval výstavbu letmou betonáží přímopasové nosné konstrukce s kotvením finálních ložisek. Tuto variantu jsem nakonec opustil a po konzultaci s vedoucím práce jsem navrhl tyto pole betonované na pevné skruži. Rozhodl jsem se tak mimo jiné z důvodu absence náběhů nosné konstrukce, které by byly potřeba při konzolových fázích výstavby, kdy nad pilířem dostávám značné záporné ohybové momenty. Po prozkoumání možností předepnutí dříve navržené konstrukce jsem došel k názoru, že by bylo nutné vyššího průřezu než stávajícího 3,5 m vysokého. Z estetických důvodů jsem však nechtěl navrhovat zmiňovaný náběh a zvolil výstavbu na pevné skruži. Tuto skutečnost jsem zanesl do výpočetního modelu a dále s ní pracoval. Na Obr. 123 je naznačen změněný postup výstavby. Odpadá tak nutnost zajišťovat stabilitu vahadla na P2, resp. P9 v průběhu výstavby.

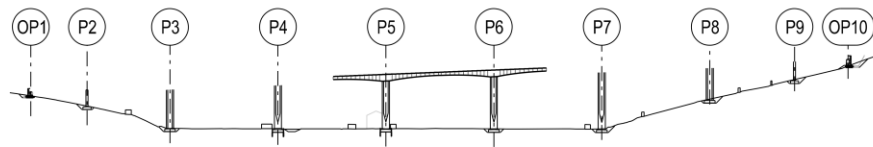
ETAPA 1 - PILOT. ZALOŽENÍ, VÝKOPY, PAŽENÍ VÝKOPŮ + SPODNÍ STAVBA, DOČAS. ZTUŽ. PILÍŘŮ



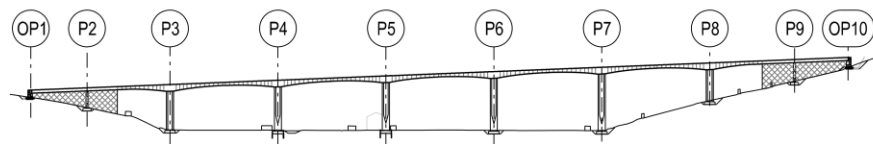
ETAPA 2 - VAHADLO P6



ETAPA 3 - VAHADLO P5, OBDOBNĚ VAHADLA P7, P4, P8, P3 (V TOMTO POŘADÍ)



ETAPA 4 - VÝSTAVBA KRAJNÍCH POLÍ NA PEVNÉ SKRUŽI



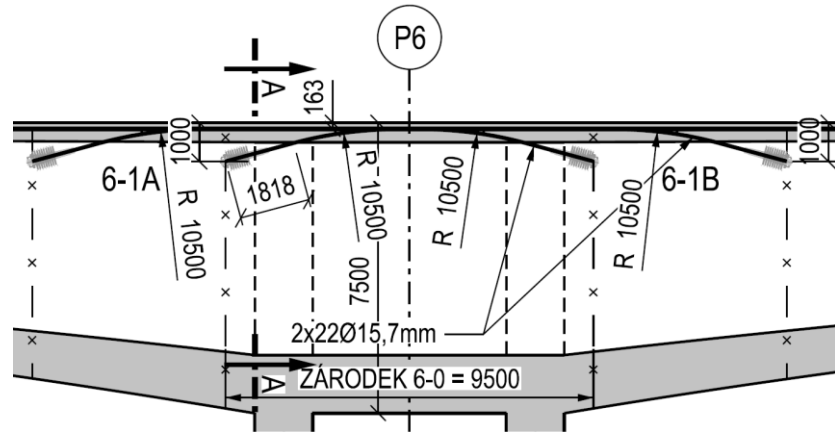
Obr. 123 - Aktualizovaný postup výstavby

4.5.2 Konzolové kabely

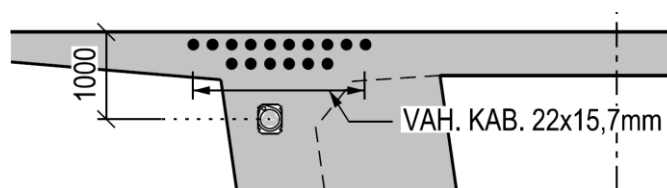
Tyto kabely vedené v horní části komorového průřezu a kotvené v čelech právě zhotovených lamel označují písmenem V, následuje číslo pilíře, na kterém se vahadlo nachází a po pomlce přichází číslo lamely, ve které je kabel kotvený. U kabelů, jež tvoří čtveřici následuje ještě písmeno A nebo B. Tyto kabely jsou předepínány na staticky určité konstrukci. Nevyvozují tak žádné staticky neurčité složky.

4.5.2.1 Návrh 1

Navrhl jsem každou dvojici lamel předepnutou dvojicí kabelů z 22 lan Ø15,7 mm. Pouze u skupiny kabelů kotvených v čelech lamel 6-2, 6-6, 6-8 a 6-9 se jedná o čtveřice kabelů z 22 lan Ø15,7 mm. Kabely jsou vedeny v horní desce v úrovni 162,5 mm od horních vláken, přičemž kotveny jsou kotveny 1000 mm od horních vláken průřezu. Zaobleny jsou poloměry 10,5 m takovým způsobem, aby byla zachována minimálně 1,5 m dlouhá přímá část kabelů před kotvením.

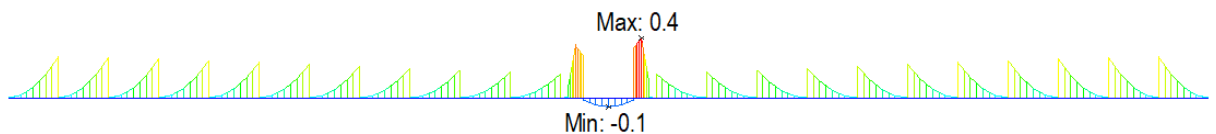


Obr. 124 - Podélný řez vedením vahadlových kabelů

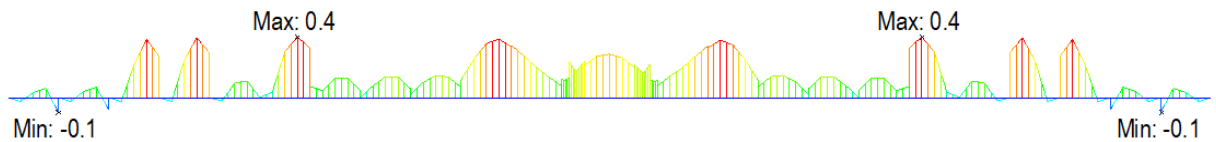


Obr. 125 - Příčný řez A-A před příčnickem

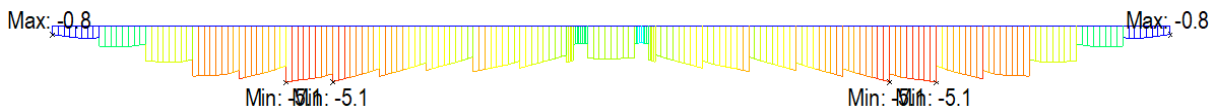
Na obrázcích níže uvádím extrémní průběhy napětí na vahadle V6 po jeho dokončení od součtu stálých zatížení, předpětí, dotvarování a smršťování v charakteristických hodnotách.



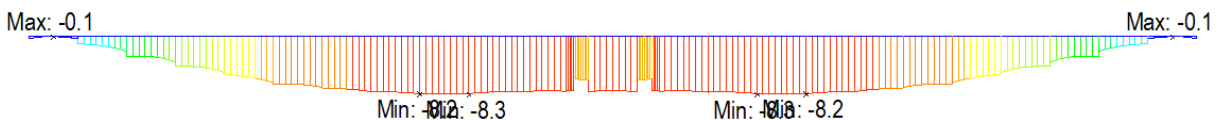
Obr. 126 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na horních vláknech vahadla V6 [MPa]



Obr. 127 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na dolních vláknech vahadla V6 [MPa]



Obr. 128 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na horních vláknech vahadla V6 [MPa]



Obr. 129 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na dolních vláknech vahadla V6 [MPa]

Tahové špičky napětí o velikost 0,2 MPa na horních vláknech na **Chyba! Nenalezen zdroj odkazů.** nejsou reálná. Jsou to hodnoty napětí, které vznikají ve výpočetním modelu ihned po vzniku lamely, jež v daném okamžiku není podepřená a k jejímu předepnutí dochází až o 0,1 dne později.

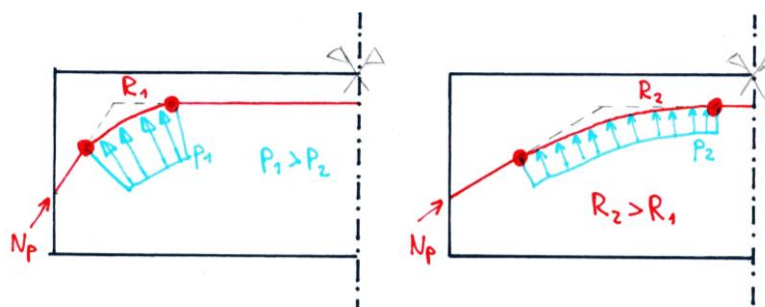
Reálně by tato situace nenastala, jelikož právě předepnutím by došlo ke zvednutí lamely z betonážního vozíku. Odsazení času předepnutí na 0,1 dne od vzniku lamely jsem volil z důvodu, abych měl pod kontrolou, co se v každé mikrofázi děje. Předpínáním ihned po vzniku lamely bych neměl možnost nahlédnout do času těsně před předpínáním, což v mém případě mohu. Při odfiltrování těchto tahových dostávám horní vlákna pouze tlačena.

U dolních vláken dochází k tahu o velikosti o maximální velikosti 0,4 MPa. Jsou to tahy, ke kterým dochází v místech kotvení čtveřic kabelů a vždy v čase po jejich předepnutí. Domnívám se, že tyto tahy lze částečně řešit navržením větších zakružovacích oblouků, což provedu v jednom z následujících návrhů.

Účinky předpětí si lze představit jako vnější zatížení působící na konstrukci. Toto ekvivalentní zatížení působí na konstrukci v místech lomů a zakřivení. V případě vedení předpětí v obloucích o poloměru R se toto ekvivalentní spojité zatížení p spočítá dle rovnice (4.28).

$$p = \frac{N_p}{R} \quad (4.28)$$

Z ní jednoduše vyplývá, že v případě menšího poloměru je ekvivalentní zatížení větší a svým způsobem soustředěnější. V případě většího poloměru je hodnota zatížení menší, ale zato působí na větší délce. Dále zde dochází k přesunu vrcholu tečnového polygonu dále od líce lamely. Tento fakt jsem demonstroval na Obr. 130.



Obr. 130 - Schéma úvahy změny poloměru

Této skutečnosti jsem využil v podkapitole 4.5.2.3 za účelem rozložit účinek těchto 3 čtveřic vahadlových kabelů na delší vzdálenost.

4.5.2.2 Návrh 2

V této části jsem ověřoval geometrickou korektnost návrhu vedení vahadlových kabelů. Nakreslil jsem si jejich průběh jak v podélném a příčném řezu, ale i v půdoryse a tím jsem si ověřil, zda je možné mnou navržené předpětí realizovat.

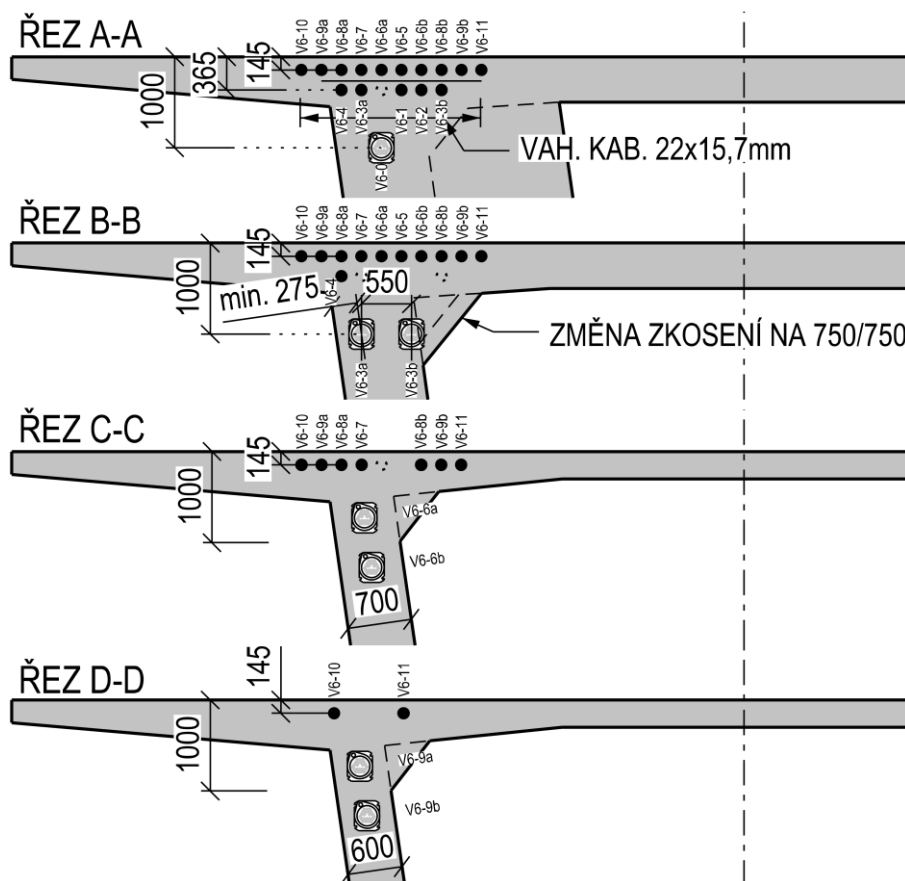
U čtveřic kabelů jsem na základě půdorysného vedení kabelů změnil kabely kotvené v lamely 6-2 na dvojici a původní čtveřici jsem přesunul do následující lamely 6-3. Kotvení čtveřic kabelů jsem vyřešil 2 způsoby. Čtveřici kabelů V6-3a a V6-3b, které jsou kotveny v čele lamely 6-3, jsem navrhl kotvit vedle sebe. Právě v čele této lamely jsem navrhl tloušťku stěny ještě 900 mm (tloušťku stěny komorového průřezu jsem navrhl 1000 mm nad podporou a 600 mm v poli, přičemž průběh změny této tloušťky je patrný z příložené výkresové dokumentace). Ostatní dvě čtveřice kabelů V6-6, V6-8 a V6-9 jsem navrhl kotvit nad sebou ve středu stěny.

Právě při těchto konkrétnějších ověřeních jsem dospěl k názoru, že mnou navržená koncepce vedení a kotvení vahadlových kabelů z kapitoly 3.6.2 není vhodná a upravil jsem ji na koncepci prezentovanou dále v textu.

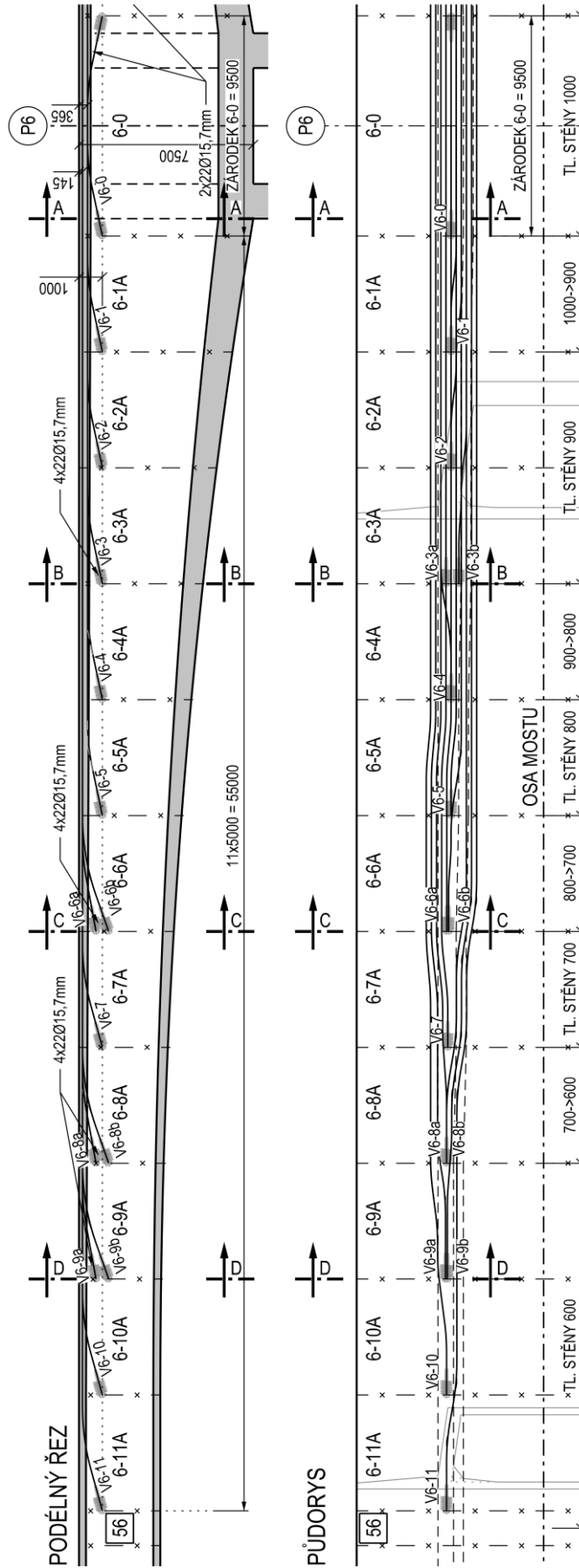
Z následujících schémat je patrné, že vahadlové kabely jsou nad podporou vedeny ve 2 hladinách. V níže vedené úrovni je vedeno 7 nejkratších kabelů.

V příspěvku ohledně vlivu předpětí ve stavebních stavech komorových mostů ve sborníku konference Betonářských dnů 2001 je mimo jiné uvedeno, že kratší vahadlové kabely jsou mnohem méně účinné v ohledu vývoje průhybu finální konstrukce. I z tohoto důvodu, abych podpořil vliv delších kabelů jsem se je rozhodl vést ve vyšší poloze. [118]

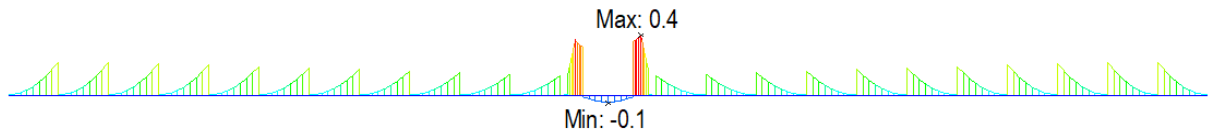
Všechny kabely jsou do výpočetního modelu zadávány ideálním kabelem, který ve většině případů obsahuje 2 kabely, jeden z každé stěny. V případě čtveřic se jedná o idealizovaný kabel vedený v těžišti reprezentovaných kabelů.



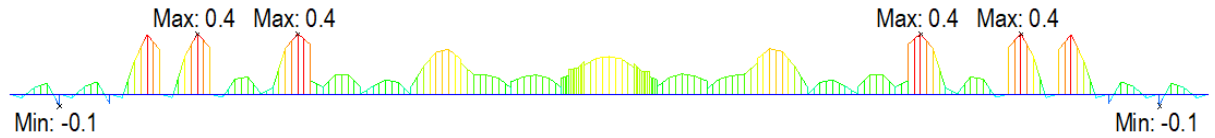
Obr. 131 - Příčné řezy zobrazující vedení vahadlových kabelů



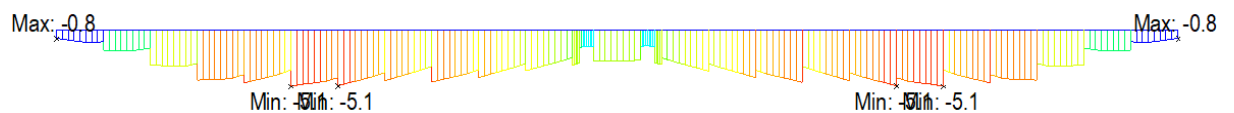
Obr. 132 - Schéma vedení vahadlových kabelů v této fázi návrhu



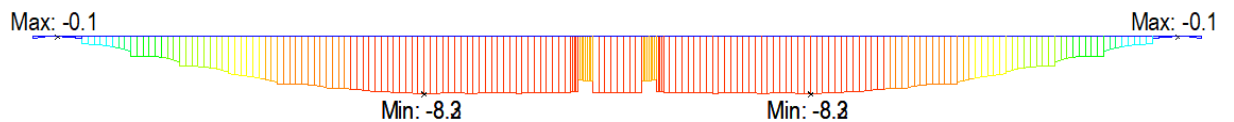
Obr. 133 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na horních vláknech vahadla V6 [MPa]



Obr. 134 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na dolních vláknech vahadla V6 [MPa]



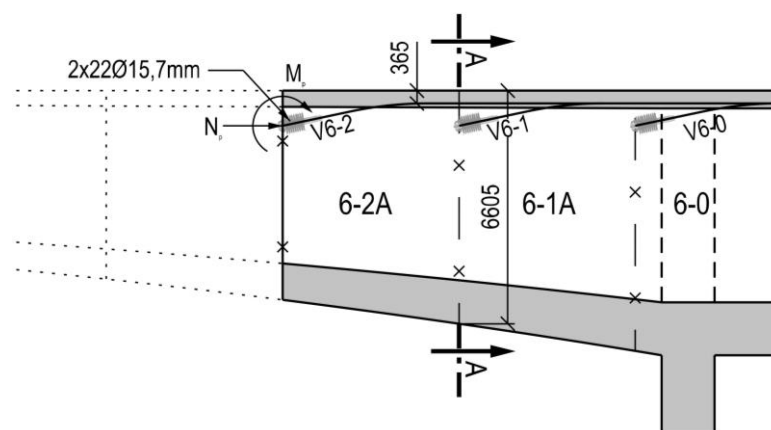
Obr. 135 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na horních vláknech vahadla V6 [MPa]



Obr. 136 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na dolních vláknech vahadla V6 [MPa]

Z uvedených průběhů je zřejmé, že napětí nedoznala výrazných změn.

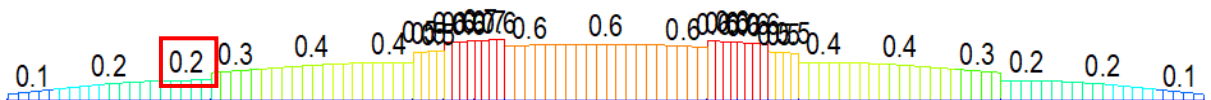
V tomto kroku jsem se rovněž rozhodl ověřit, jestli zatížení konstrukce předpětím vahadlovými kabely funguje tak, jak bych čekal. Z kapitoly 3.6 jsem měl připraven excel na ruční výpočet účinků předpětí, který jsem jen upravil tak, abych zjistil účinky pouze jedné dvojice kabelů. Vyšetřoval jsem, jaká změna napětí nastane ve spáře předcházející lamely po předepnutí lamely následující. Konkrétně se jedná o spáru mezi lamelami 6-2 a 6-1 a účinek dvojice kabelů V6-2. Toto místo bylo vybráno náhodně. Ekvivalentně by se dalo posoudit kterékoli jiné místo.



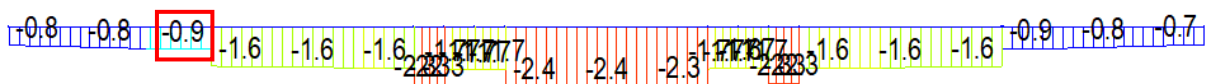
Obr. 137 - Schéma polohy ověření

Plocha jednoho lana	150	mm ²
Celkem lan v kabelu	22	ks
f_{pk}	1860	MPa
$f_{p0,1k}$	1637	MPa
$\sigma_{p,max}$	1473.3	MPa
Předpokládané % krátkodobých ztrát	5	%
Předpínací napětí (krátkodobé ztráty x $\sigma_{p,max}$)	1399.6	MPa
Předpínací síla (2 kabely) N_p	-9237.6	kN
Výška posuzovaného průřezu	6.605	m
Plocha posuzovaného průřezu	25.907	m ²
Moment setrvačnosti posuzovaného průřezu	157.8	m ⁴
Vzdálenost vedení kabelu od horních vláken	0.365	m
Těžiště od horních vláken	3.231	m
Excentricita výztuže	2.866	m
Moment od předpětí M_p	-26477.8	kNm
Změna napětí horní vlákna	-0.90	MPa
Změna napětí dolní vlákna	0.21	MPa

Tab. 40 - Ruční ověření účinků předpětí



Obr. 138 - Napětí na dolních vláknech pouze od předpětí [MPa]

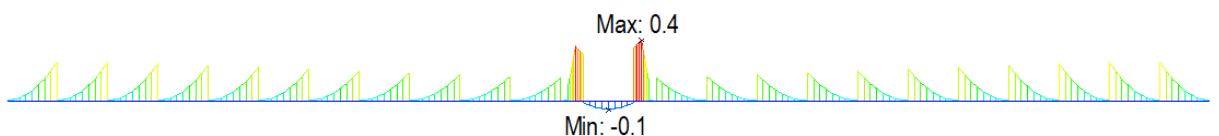


Obr. 139 - Napětí na horních vláknech pouze od předpětí [MPa]

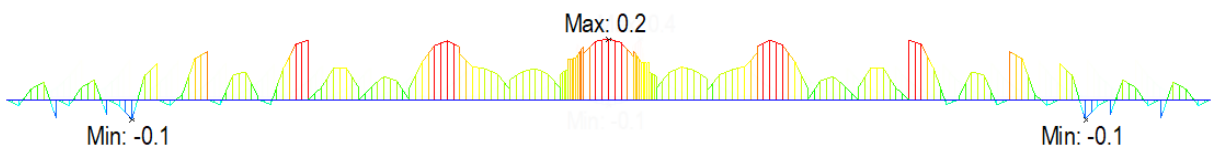
Z grafů průběhu napětí z výpočetního programu je patrné, že zkoumané hodnoty se shodují.

4.5.2.3 Návrh 3

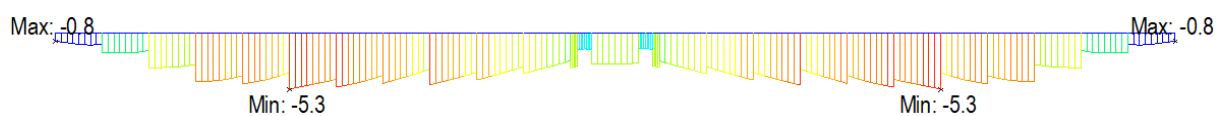
Jak jsem avizoval v předchozích kapitolách změnil jsem poloměry u čtveřic kabelů na 30 m.



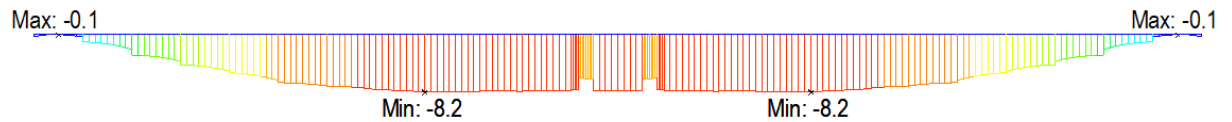
Obr. 140 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na horních vláknech vahadla V6 [MPa]



Obr. 141 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na dolních vláknech vahadla V6 [MPa]



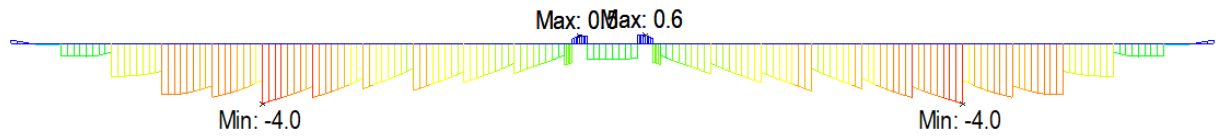
Obr. 142 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na horních vláknech vahadla V6 [MPa]



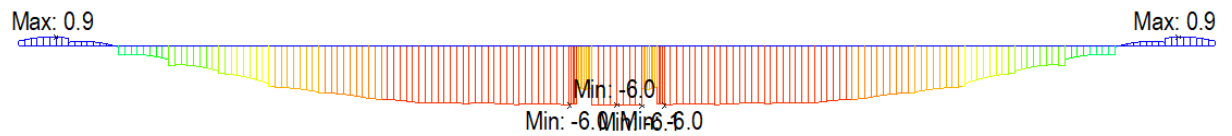
Obr. 143 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na dolních vláknech vahadla V6 [MPa]

Návrh předpětí jsem ladil na modelech bez zadaných kombinací zatížení. Níže uvádím průběhy napětí od kombinací MSP pro fáze výstavby po dokončení 1 vahadla.

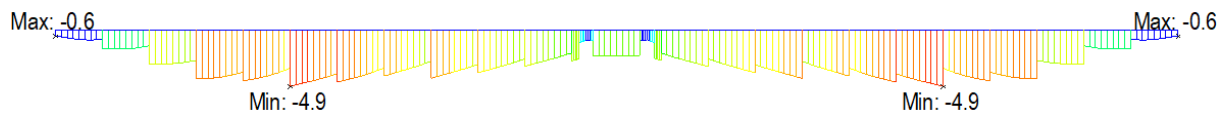
Kvazistálá kombinace



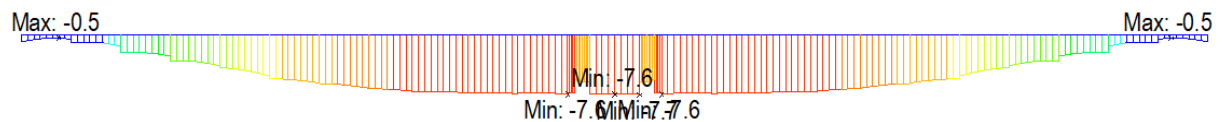
Obr. 144 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na horních vláknech vahadla V6 - kvazi [MPa]



Obr. 145 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na dolních vláknech vahadla V6 - kvazi [MPa]



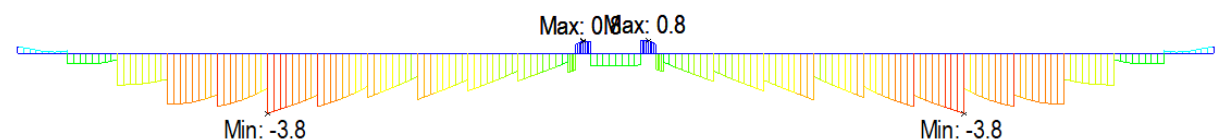
Obr. 146 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na horních vláknech vahadla V6 - kvazi [MPa]



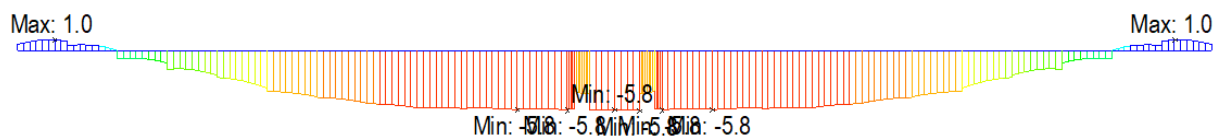
Obr. 147 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na dolních vláknech vahadla V6 - kvazi [MPa]

Posuzoval jsem, aby od této kvazistálé kombinace zatížení nevznikala taková napětí větší než aktuální tahová pevnost betonu, což splňuji. Pro úplnost dokládám i průběhy napětí od zbývajících kombinací.

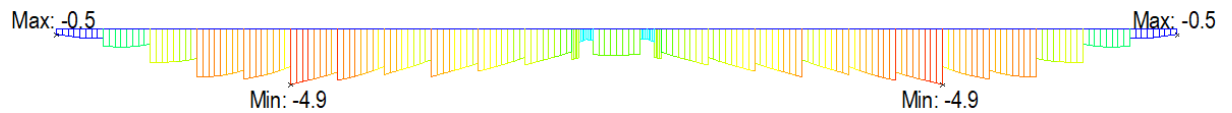
Častá



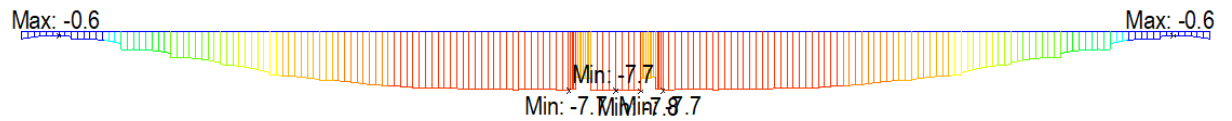
Obr. 148 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na horních vláknech vahadla V6 - častá [MPa]



Obr. 149 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na dolních vláknech vahadla V6 - častá [MPa]

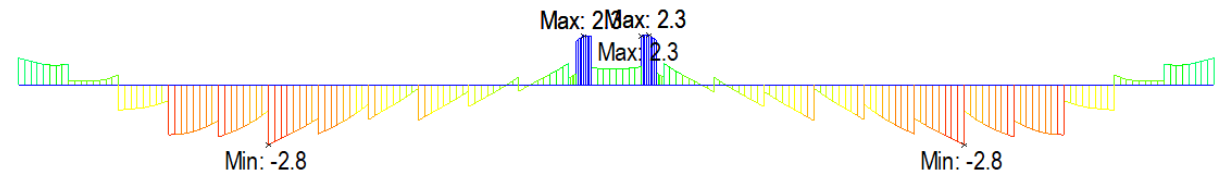


Obr. 150 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na horních vláknech vahadla V6 - častá [MPa]

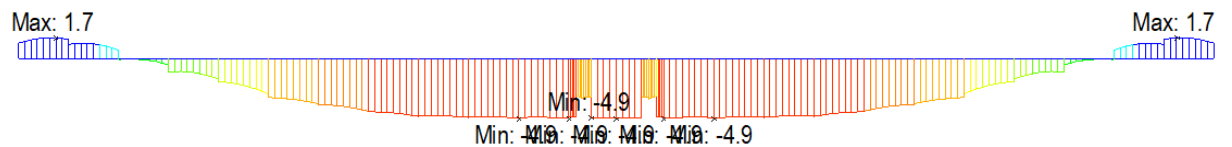


Obr. 151 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na dolních vláknech vahadla V6 - častá [MPa]

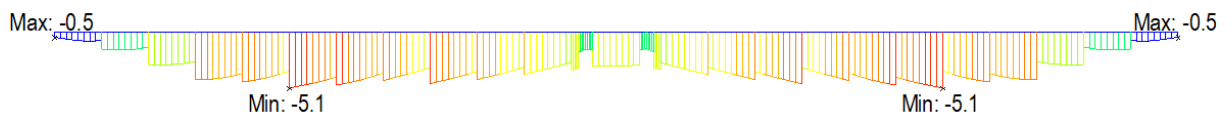
Charakteristická



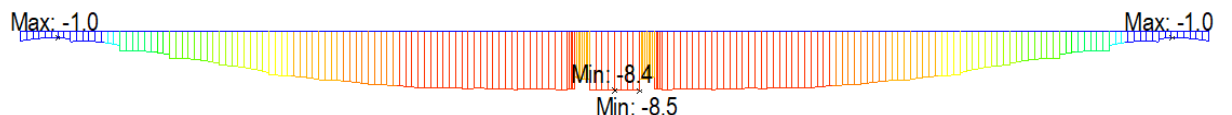
Obr. 152 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na horních vláknech vahadla V6 - char. [MPa]



Obr. 153 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na dolních vláknech vahadla V6 - char. [MPa]



Obr. 154 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na horních vláknech vahadla V6 - char. [MPa]



Obr. 155 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na dolních vláknech vahadla V6 - char. [MPa]

Při prvním pohledu na průběhy napětí po nosné konstrukci od charakteristické kombinace jsem se zarazil u tahových napětí na konci vahadla. To je však lehce vysvětlitelné. Jedná se o tah od nerovnoměrné změny teploty, která do této kombinace vchází se součinitelem 1,0.

4.5.3 Zvedané kabely

Zvedané kabely jsem navrhl jako 22 lanové kabely se soudržností. Alternativně by bylo možné navrhnout spojitostní kabely jako volné uvnitř komory bez soudržnosti. Já jsem však zvolil kabely se soudržností, z důvodu jejich větší účinnosti a faktu, že dle [48, s. 197] jsou vnitřní kabely se soudržností vůči volným kabelům levnější přibližně v poměr 1,0:1,3.

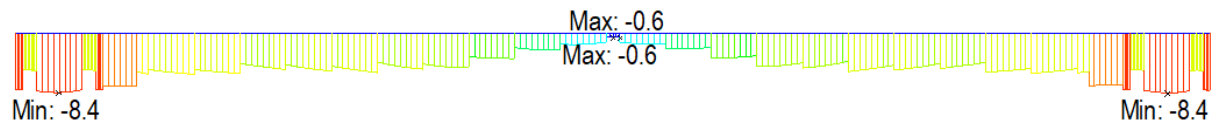
4.5.3.1 Návrh 1

V první návrhu kabelů jsem modeloval zvedané kabely pomocí jednoho ideálního kabelu. Jsem si vědom, že uspořádání všech druhů navržené předpínací výztuže je nezbytnou součástí jejího návrhu.

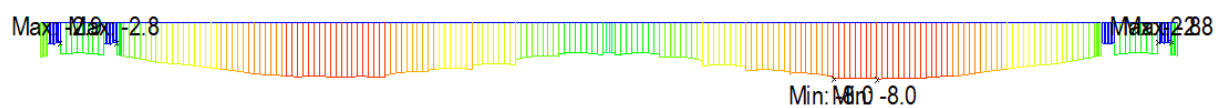
Avšak ve zmiňovaném první návrhu jsem chtěl ověřit kolik přibližně předpínacích jednotek zvedaných kabelů je potřeba.

Navrhl jsem do každé stěny komorového průřezu 4 kabely po 22 lanech. Kotvení uvažuji vždy ve vzdálenějším příčniku nad pilířem. V poli uvažuji vedení ve 2 vrstvách po 2 kabelech.

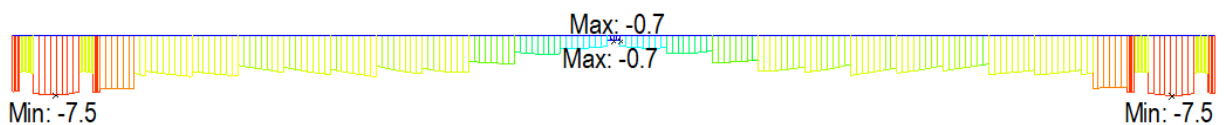
Dále v textu uvádím průběhy napětí. Jedná se o napětí od vlastní tíhy spolu s předpětí, smršťováním a dotvarováním pokud není uvedeno jinak.



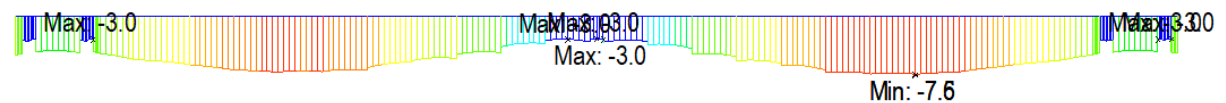
Obr. 156 - Průběh napětí na horních vláknech pole mezi P5 a P6 při UP [MPa]



Obr. 157 - Průběh napětí na dolních vláknech pole mezi P5 a P6 při UP [MPa]



Obr. 158 - Průběh napětí na horních vláknech pole mezi P5 a P6 při KŽ [MPa]



Obr. 159 - Průběh napětí na dolních vláknech pole mezi P5 a P6 při KŽ [MPa]

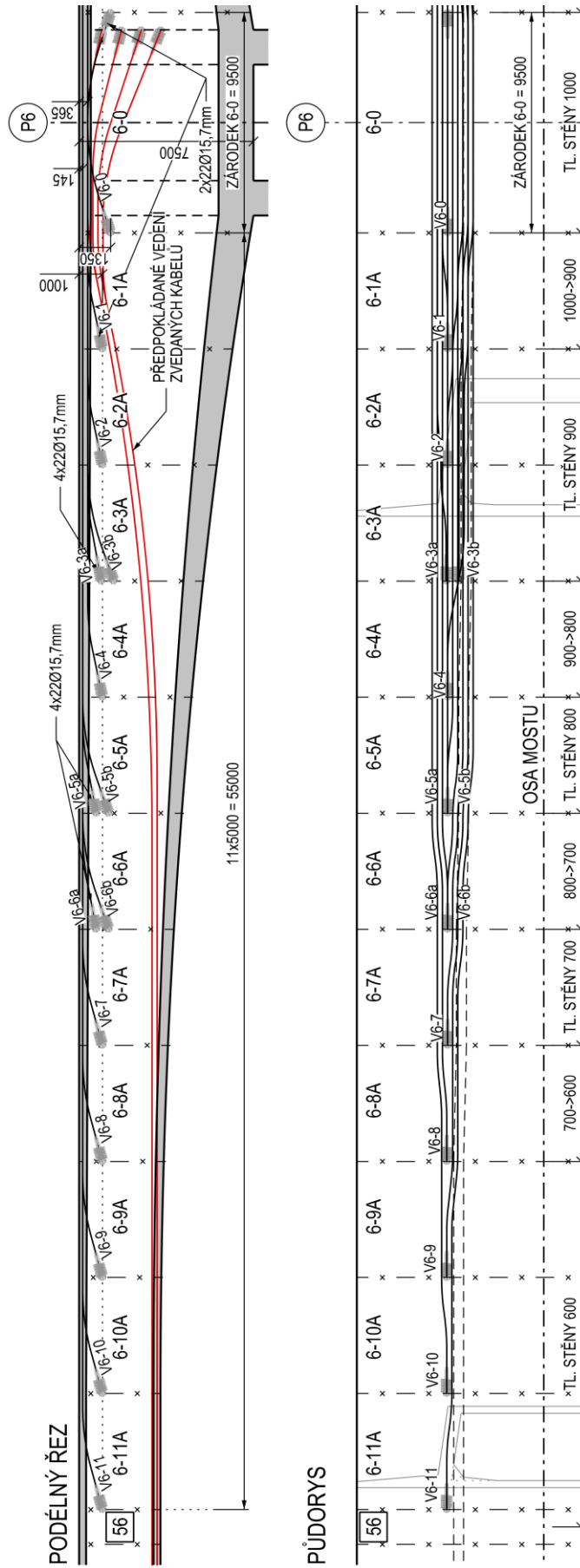
Z průběhů je patrné, že v průběhu životnosti konstrukce dochází ke ztrátám předpětí a dotvarování, díky kterým dochází k úbytku tlakové rezervy ve středu rozpětí a zároveň i u horních vláken nad podporou. Při kvazistálé kombinaci zatížení jsem při uvážení pouze vahadlových a zvedaných kabelů dostal na konci životnosti tah 1,5 MPa. Tento tah dokážou pokrýt dolní kladné kabely, které jsem navrhoval současně se zvedanými kabely a podrobněji je popisují v kapitole 4.5.4.

4.5.3.2 Upravený návrh vahadlových kabelů

Jelikož výpočetní software Midas neumožňuje zadávat kombinace zatížení v průběhu výstavby, musel jsem si vytvořit několik separátních modelů pro posuzování v průběhu výstavby, při uvedení do provozu a na konci životnosti. Po dopočítání konstrukce až do konce životnosti jsem přehodnotil mnou navržené kabely, a to z několika důvodů.

Musel navrhnout kotvení vahadlového kabelu zárodku V6-0 co nejnižší. Důvodem je fakt, že následné zvedané kabely bych chtěl nad pilířem vést v co nejvyšší úrovni. Předběžně jsem tak navrhl způsob vedení v podélném směru mezi vahadlovými kabely zárodku a první zapilířové lamely. Řešený kabel V6-0 jsem tedy navrhl kotvit 1,35 m od horních vláken. Tím vytvořím dostatek prostoru pro bezkonfliktní průchod zvedaných kabelů. Schéma vedení vahadlových kabelů je naznačen na Obr. 160. Červeně jsou tam naznačeny předpokládané zvedané kabely. V předchozích návrzích vahadlových

kabelů jsem volil každou lamelu předepnout dvojicí kabelů z nichž 4 dvojice lamel jsem navrhoval předepnout dvojnásobným počtem kabelů, tedy čtveřicí. Nad pilířem tak procházelo celkem 32 kabelů. Stejný počet kabelů mi vycházel v mém předběžném ručním návrhu v kapitole 3.6. Za předpokladu připuštění tahových napětí v betonu v průběhu výstavby do hodnoty $f_{ctm(t)}$ jsem tento návrh přehodnotil a navrhl čtveřice vahadlových kabelů pouze 3. Tím jsem zredukoval celkový počet vahadlových kabelů na 30 kabelů. Ve stavebních stádiích tato soustava kabelů vyhovuje daným požadavkům. Po spojení vahadel jsou v průřezu nad podporou u horních vláken ještě napínány zvedané kabely spojitosti, které také pomáhají s redukcí záporného nadpodporového momentu. Řešené čtveřice vahadlových kabelů jsou tedy navrženy kotvené v lamelách 3, 5 a 6. Průběhy napětí s touto sestavou vahadlových kabelů uvádím spolu s dalšími finálními průběhy napětí dále. Dále jsem musel navrhnout kotvení vahadlového kabelu zárodku V6-0 co nejnižší. Důvodem je fakt, že následné zvedané kabely bych chtěl nad pilířem vést v co nejvyšší úrovni. Předběžně jsem tak navrhl způsob vedení v podélném směru mezi vahadlovými kabely zárodku a první zapilířové lamely. Řešený kabel V6-0 jsem tedy navrhl kotvit 1,35 m od horních vláken. Tím vytvořím dostatek prostoru pro bezkonfliktní průchod zvedaných kabelů. Schéma vedení vahadlových kabelů je naznačen na Obr. 160. Červeně jsou tam naznačeny předpokládané zvedané kabely. Průběhy napětí s touto sestavou vahadlových kabelů uvádím spolu s dalšími finálními průběhy napětí dále.



Obr. 160- Schéma vedení vahadlových kabelů ve fázi návrhu 4

4.5.3.3 Návrh 2

Po předchozím návrhu zvedaných kabelů ideálním kabelem jsem přešel k namodelování kabelů jednotlivě, kdy 1 kabel v modelu reprezentoval i jeho protějšek z druhé stěny komory. Zvláště pečlivě jsem navrhoval a ověřoval podmínku, aby mezi sousedícími kabely byla zachována minimální světla vzdálenost průměru kabelového kanálku kvůli řádnému probetonování této oblasti. To jsem prověřoval v příčných řezech v kritických oblastech po cca 40 cm. Pro lepší přehlednost jsem v kontrolních schématech vedení předpětí uváděných dále v textu rozlišil jednotlivé skupiny kabelů následovně: zvedané kabely 1 pole červeně, zvedané kabely navazujícího pole modře a vahadlové kabely fialově. Poslední jmenované naznačuji pouze první dva kabely, jelikož ostatní do zvedaných kabelů díky jejich vedení z kapitoly 4.5.3.2 nemají možnost zasáhnout. Tyto ověření jsem prováděl na zárodku na P7 s vědomím toho, že navrhuji i na všech ostatních zárodcích stejně koncipované předpínací kabely.

Svému návrhu zvedaných kabelů jsem uzpůsobil i vedení vahadlových kabelů, čímž se zabývám v kapitole 4.5.3.2.

Na Obr. 161 a Obr. 162 uvádím zmiňované vedení předpínacích kabelů různých skupin. Toto rozpoložení pramení z nutnosti vyhnout proti sobě dvě skupiny zvedaných kabelů (červené a modré). To provádím v ose pilíře, kdy v půdoryse je vždy celá skupina z jednoho pole srovnána nad sebou. Osová mezera mezi kabely jedné skupiny musí být minimálně 440 mm, aby se mezi ně propletly kabely z druhého pole. Ty jsou vedeny o 220 mm níže a prochází tak předpřipravenými mezerami. Je žádoucí, navrhnout půdorysné křížení těchto kabelů co možná nejvíce kolmé, aby nedocházelo ke kolizním situacím v místech, kdy se výškově jedna skupina kabelů již přibližují.

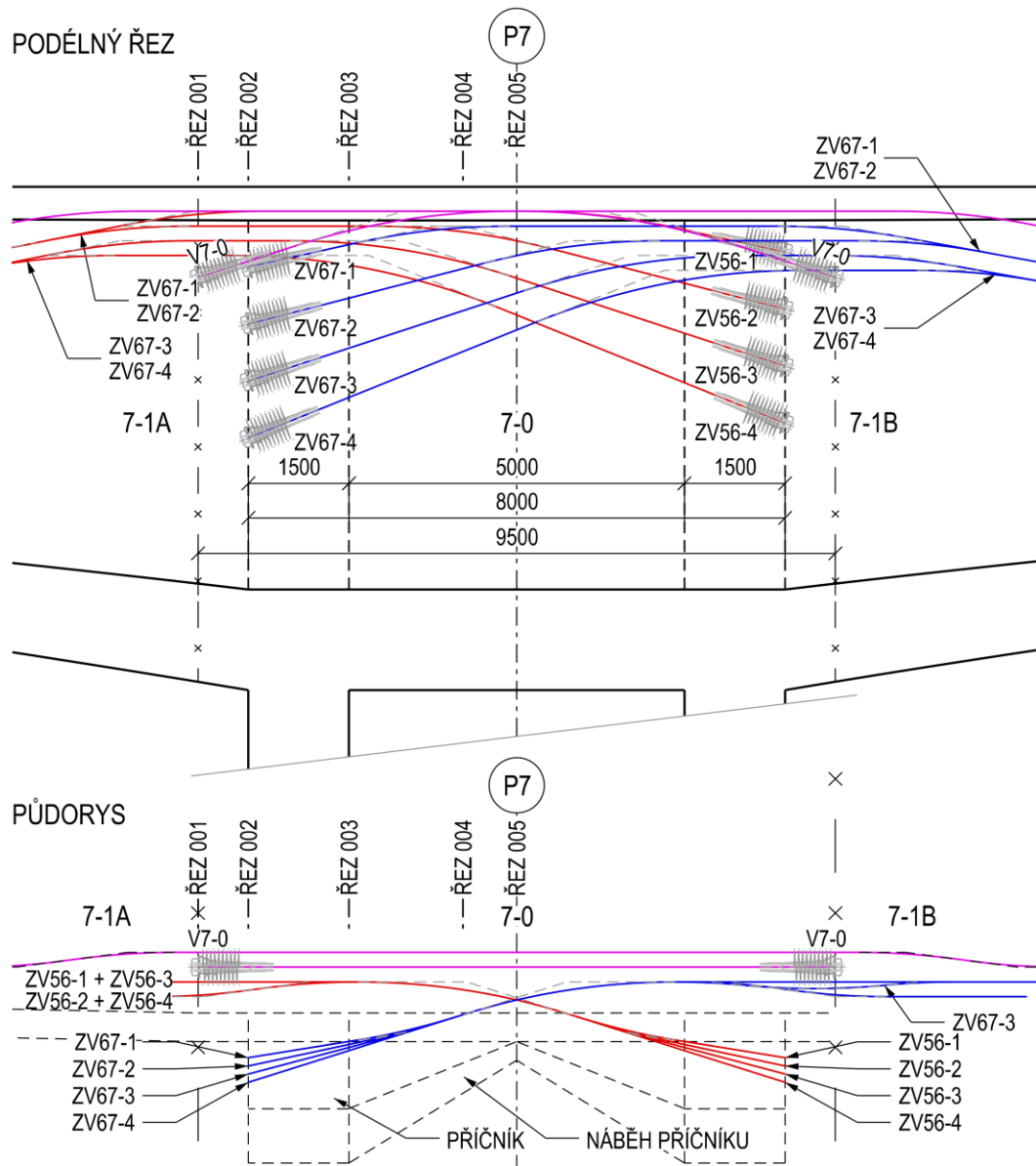
Díky tloušťce stěny 1000 mm je možné částečně vést kabely vedle kotvy vahadlového kabelu zárodku. To uplatňuji zejména u modré skupiny vahadlových kabelů, kdy kabel ZV67-3 půdorysně vyhýbám zmiňované kotvě.

Červené zvedané kabely vyjíždí do maximální výšky 365 mm od horních vláken, což je 2. úroveň vedení kabelů. Ve vyšší úrovni vedu pouze delší vahadlové kabely. Jediný konflikt mezi vahadlovými a zvedanými kabely by mohl nastat u kabelů kotvených v čele 1 zapilířové lamely či zárodku. Tuto skutečnost jsem úspěšně ověřil.

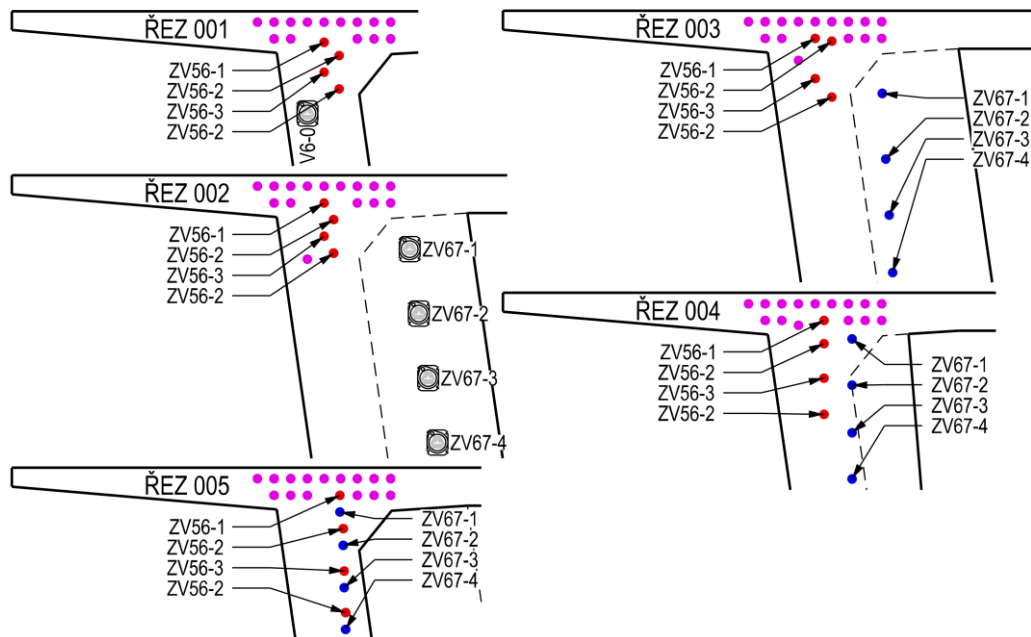
Pro rozpletení a zakotvení zvedaných kabelů do příčníku bylo nutné navrhnout náběhy těchto příčníků, aby bylo možné do nich dovést a zakotvit kabely vedené ve stěnách.

Kabely uvažuji kotvené kolmo k povrchu betonu, na obrázcích dále jsou naznačeny kotvení pouze schematicky.

Průběhy napětí jsou uvedeny až společně s návrhem dolních kladných kabelů spojitosti.



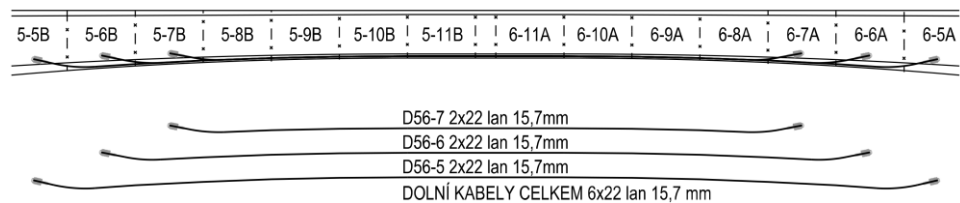
Obr. 161 - Schematický půdorys a podélný řez vedením předpětí v zárodku



Obr. 162 - Schematické řezy vedení předpětí v zárodku

4.5.4 Dolní kabely

Můj návrh předpětí zahrnuje i kabely vedené ve spodní desce. Jsou tvořeny třemi dvojicemi kabelů z 22 lan $\varnothing 15,7$ mm mezi vahadly V4, V5, V6, V7 a V8. Mezi vahadly V3 a V4 jsem navrhl pouze 2 dvojice těchto kabelů. Ve výkresové dokumentaci jsou označeny písmenem D, za kterým následují dvojčíslí reprezentující informaci, mezi jakými vahadly se kabel nachází a za pomlčkou lamely ve kterých jsou kabely kotveny. Tyto kabely vedu ve spodní desce v konstantní vzdálenosti od spodní hrany komory a kotvím je v nálticích spodní desky.

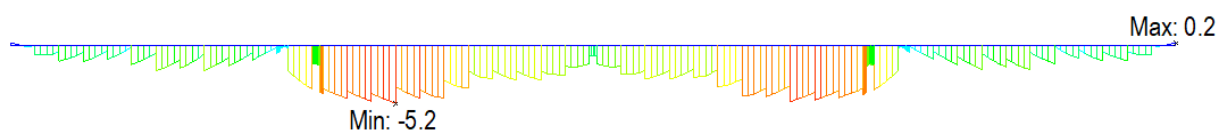


Obr. 163 - Schéma navržených kladných kabelů

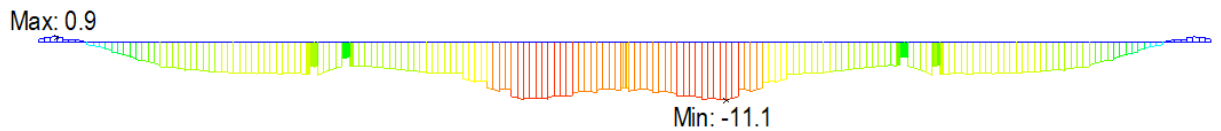
Na dále zobrazených průbězích normálových napětí je zobrazena pouze letmo betonovaná část nosné konstrukce. Do krajních polí je předpětí zadáno předběžně navrženým ideálním kabelem.

Kvazistálá kombinace - po spojení a předepnutí vahadel V5 a V6

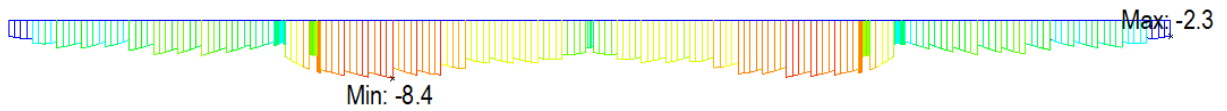
Na průbězích dále uvádím napětí bezprostředně po předepnutí zvedaných a dolních kabelů vztahujících se k vahadlům V5 a V6.



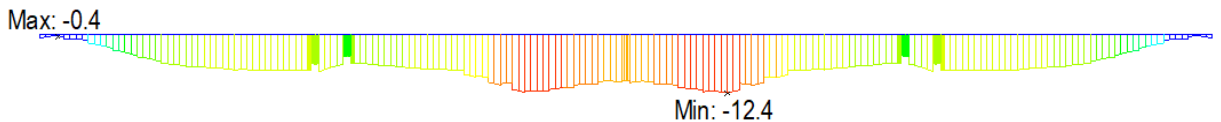
Obr. 164 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na horních vl. - kvazi. po spojení a předepnutí [MPa]



Obr. 165 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vl. - kvazi. po spojení a předeptnutí [MPa]

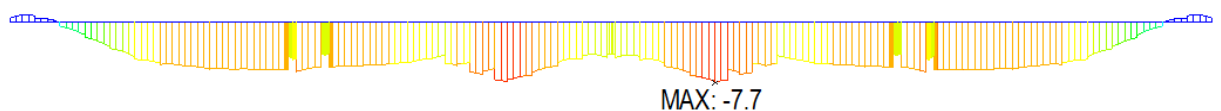


Obr. 166 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na horních vl. - kvazi. po spojení a předeptnutí [MPa]



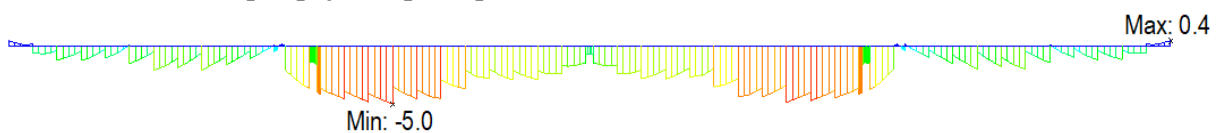
Obr. 167 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na dolních vl. - kvazi. po spojení a předeptnutí [MPa]

Na Obr. 167 je uvedeno maximální tlakové napětí od kvazistálé kombinace zatížení v průběhu výstavby do dosahující hodnoty -12,4 MPa. Tlakové hodnoty v kvazistálé kombinaci zatížení jsou omezeny hodnotou $0,45 \cdot f_{ck(t)}$. Jedná se o lamely uprostřed pole a uzavírací lamelu, které jsou betonovány nejpozději a jsou zhotoveny z nejmladšího betonu. Maximální tlakové napětí po předeptnutí dolních i zvedaných kabelů v dolních vláknech nejmladší části, tedy uzavírací lamely dosahuje -9,7 MPa. Limitující 0,45násobek časové pevnosti betonu je 9,229 MPa. Rozhodl jsem se tedy navrhnout předpínat dvojici vahadel postupně. V první fázi budou předeptnuty kladné kabely spojitosti vedené ve spodní desce v čase 3 dnů po dobetonování uzavírací lamely. Poté navrhuji předeptnout zvedané kabely spojitosti v čase 7 dní po dobetonování uzavírací lamely. Tímto budou splněny požadavky na omezení tlakového napětí v betonu. V tomto čase nabývá limitní hodnota pro tlak v kvazistálé kombinaci hodnoty 12,242 MPa.

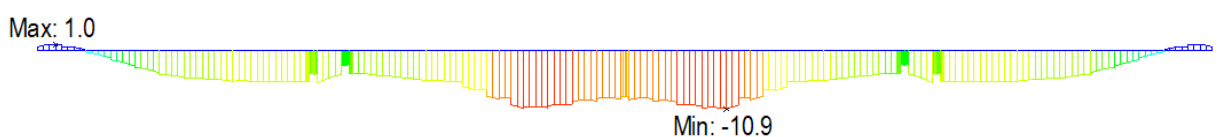


Obr. 168 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na dolních vl. - kvazi. po spojení a předeptnutí ZV kabelů [MPa]

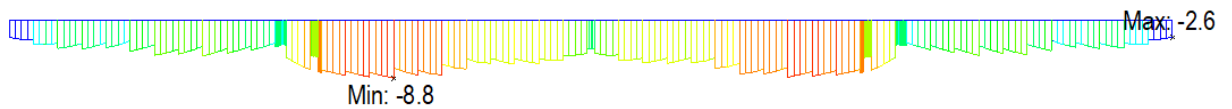
Častá kombinace - po spojení a předeptnutí vahadel V5 a V6



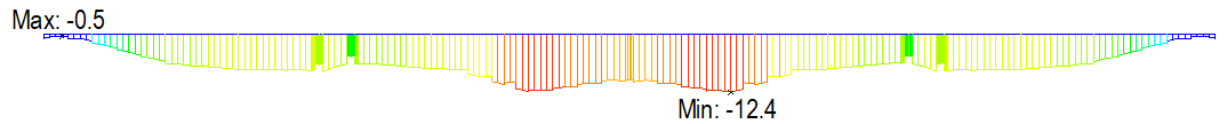
Obr. 169 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na horních vl. - častá po spojení a předeptnutí [MPa]



Obr. 170 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vl. - častá po spojení a předeptnutí [MPa]

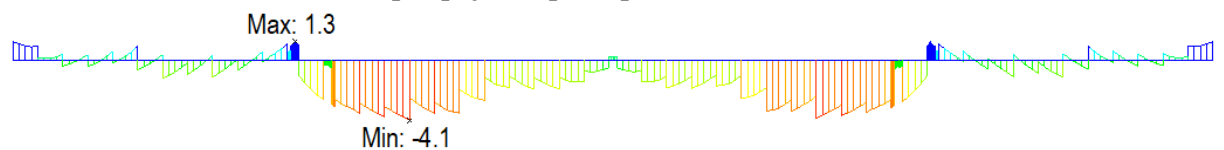


Obr. 171 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na horních vl. - častá po spojení a předeptnutí [MPa]

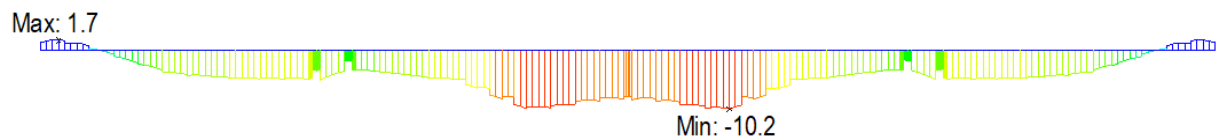


Obr. 172 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na dolních vl. - častá po spojení a předeptnutí [MPa]

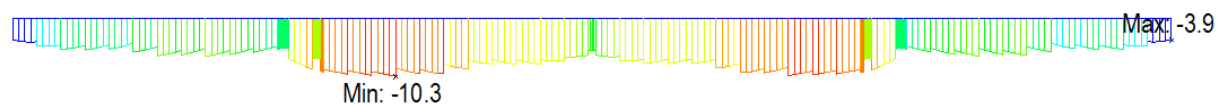
Charakteristická kombinace - po spojení a předeptnutí vahadel V5 a V6



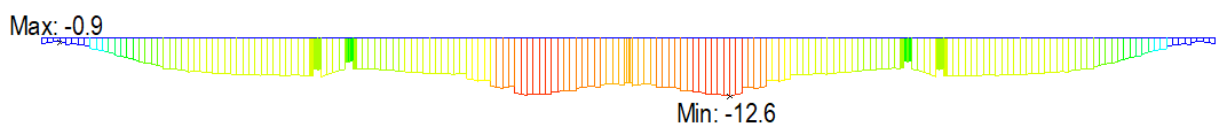
Obr. 173 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na horních vl. - char. po spojení a předeptnutí [MPa]



Obr. 174 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vl. - char. po spojení a předeptnutí [MPa]

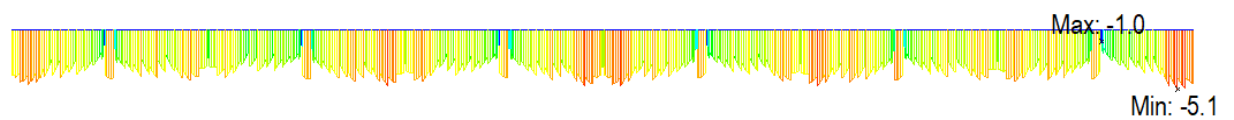


Obr. 175 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na horních vl. - char. po spojení a předeptnutí [MPa]

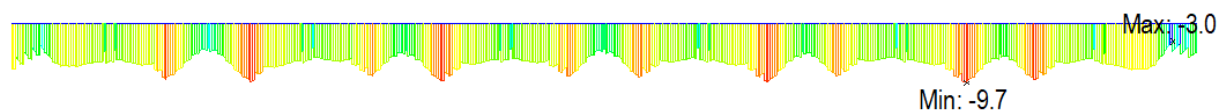


Obr. 176 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na dolních vl. - char. po spojení a předeptnutí [MPa]

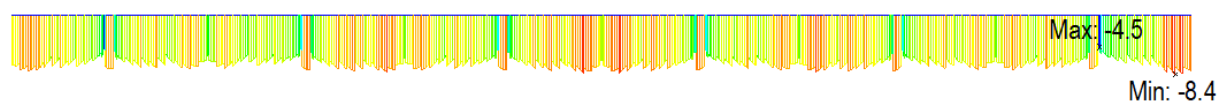
Kvazistálá kombinace - UP



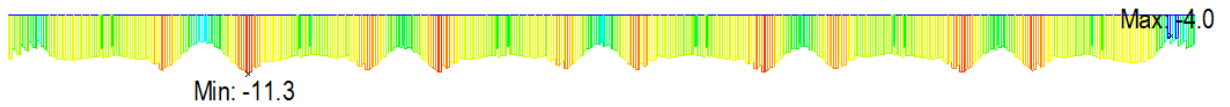
Obr. 177 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na horních vláknech - kvazi. UP [MPa]



Obr. 178 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na dolních vláknech - kvazi. UP [MPa]

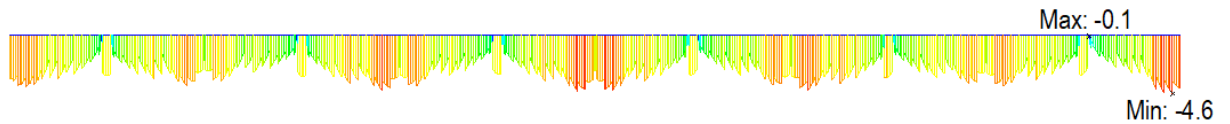


Obr. 179 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na horních vláknech - kvazi. UP [MPa]

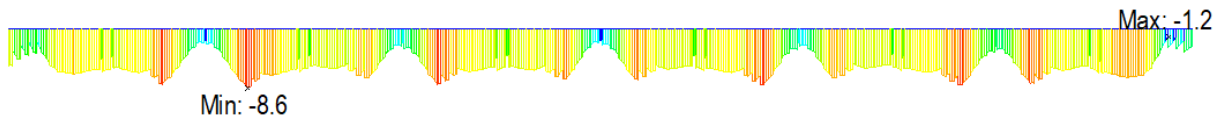


Obr. 180 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na dolních vláknech - kvazi. UP [MPa]

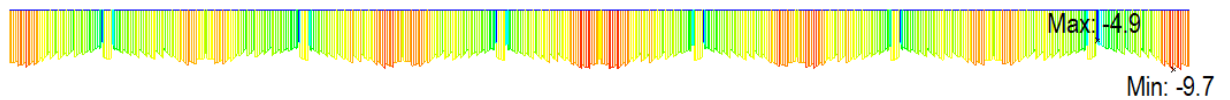
Častá kombinace - UP



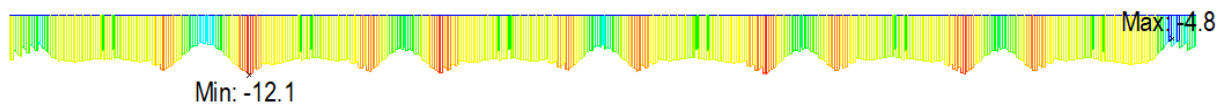
Obr. 181 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na horních vláknech - častá UP [MPa]



Obr. 182 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na dolních vláknech - častá UP [MPa]

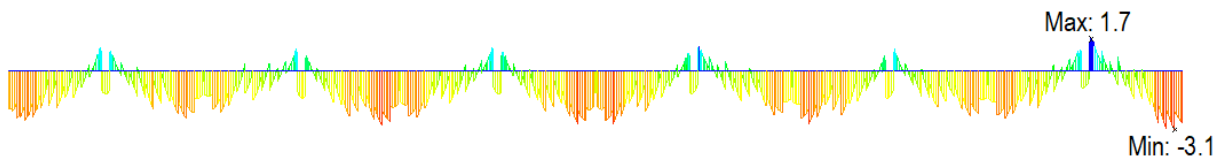


Obr. 183 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na horních vláknech - častá UP [MPa]

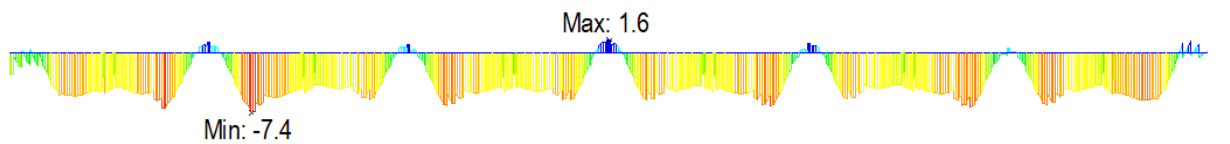


Obr. 184 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na dolních vláknech - častá UP [MPa]

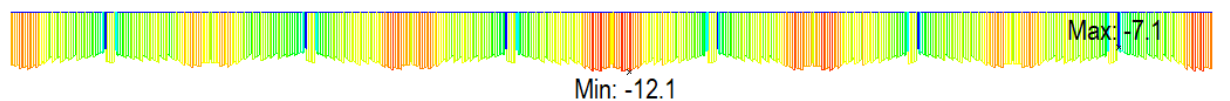
Charakteristická kombinace - UP



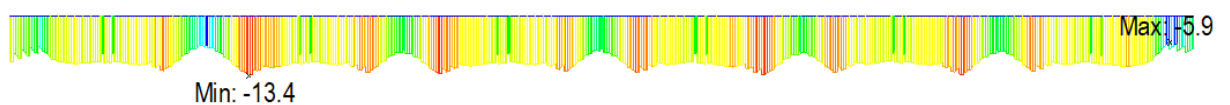
Obr. 185 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na horních vláknech - char. UP [MPa]



Obr. 186 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na dolních vláknech - char. UP [MPa]

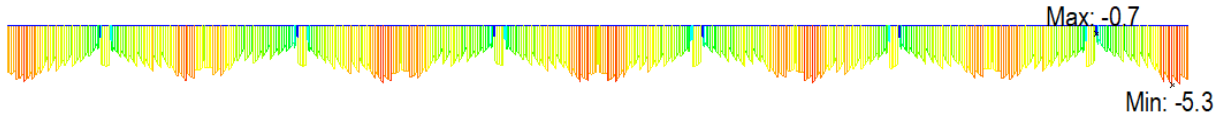


Obr. 187 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na horních vláknech - char. UP [MPa]

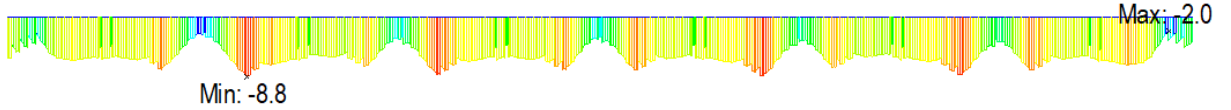


Obr. 188 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na dolních vláknech - char. UP [MPa]

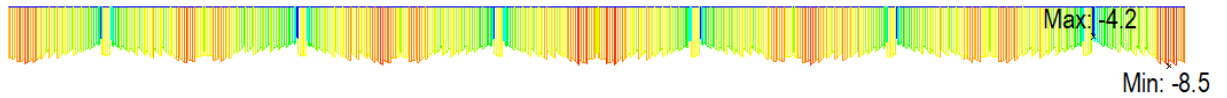
Kvazistálá kombinace - KŽ



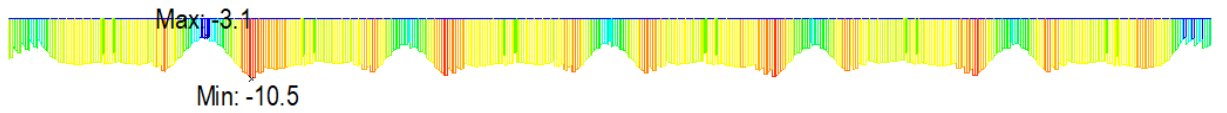
Obr. 189 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na horních vláknech - kvazi. KŽ [MPa]



Obr. 190 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na dolních vláknech - kvazi. KŽ [MPa]

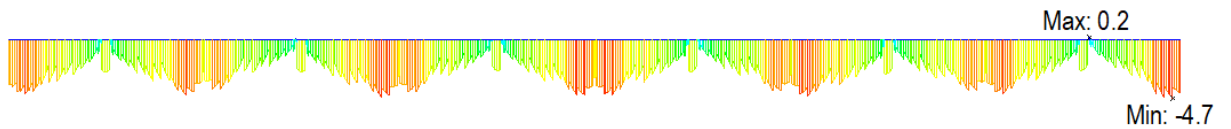


Obr. 191 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na horních vláknech - kvazi. KŽ [MPa]

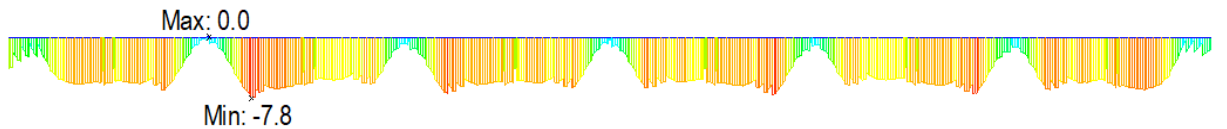


Obr. 192 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na dolních vláknech - kvazi. KŽ [MPa]

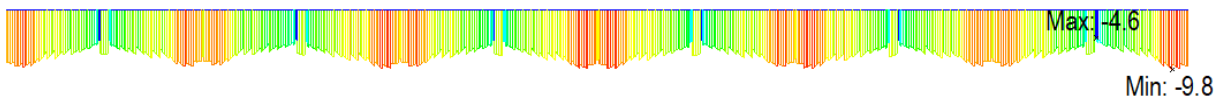
Častá kombinace - KŽ



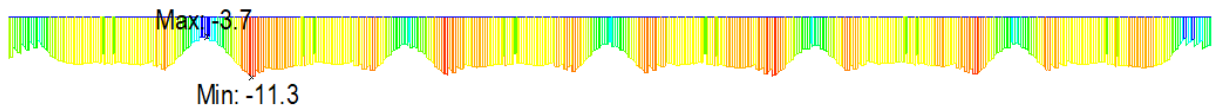
Obr. 193 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na horních vláknech - častá KŽ [MPa]



Obr. 194 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na dolních vláknech - častá KŽ [MPa]

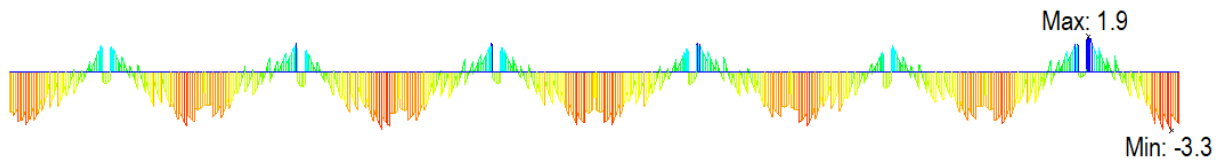


Obr. 195 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na horních vláknech - častá KŽ [MPa]

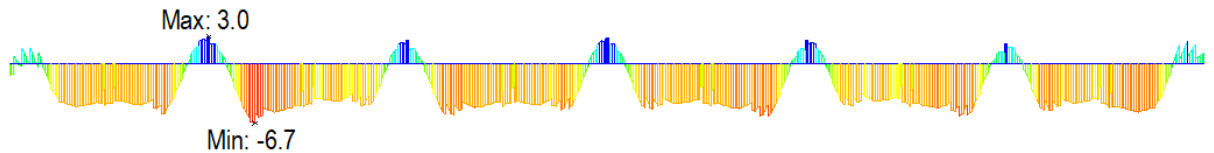


Obr. 196 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na dolních vláknech - častá KŽ [MPa]

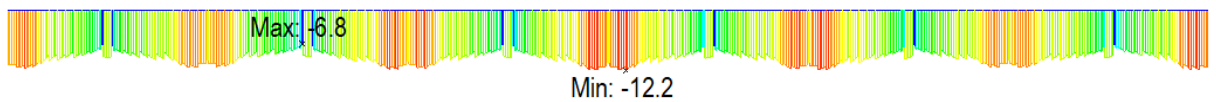
Charakteristická kombinace - KŽ



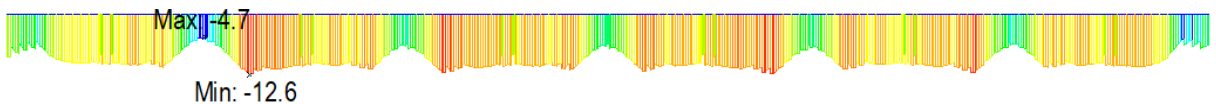
Obr. 197 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na horních vláknech - char. KŽ [MPa]



Obr. 198 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na dolních vláknech - char. KŽ [MPa]



Obr. 199 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na horních vláknech - char. KŽ [MPa]

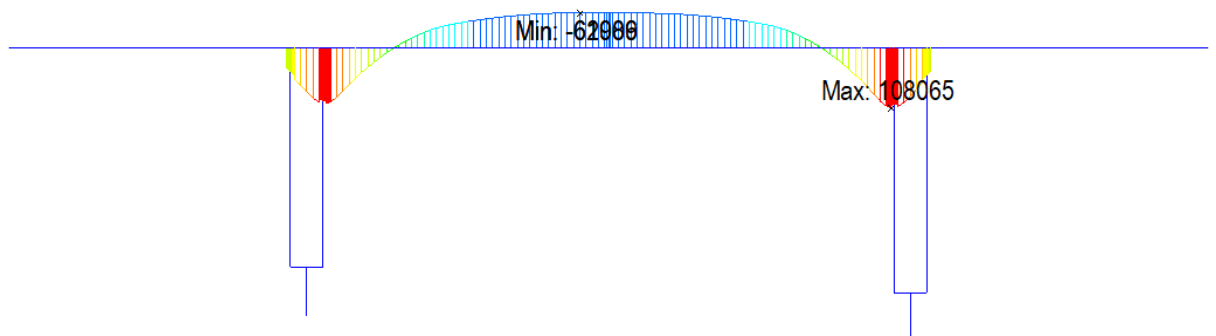


Obr. 200 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na dolních vláknech - char. KŽ [MPa]

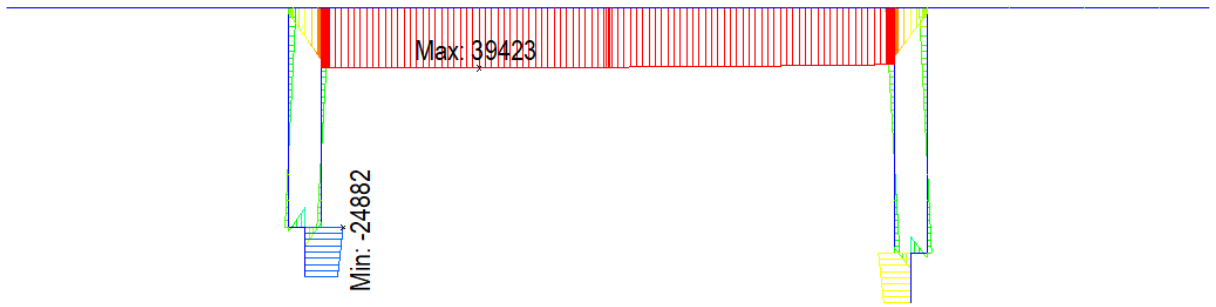
Tahová napětí na Obr. 197 mezi letmo betonovanými vahadly dosahují maximálních hodnot 3,0 MPa pro charakteristickou kombinaci zatížení. Dekomprese i ostatní podmínky omezení napětí jsou splněny při uvedení do provozu i na konci životnosti. V průběhu výstavby dochází k tahům minimálních hodnot. V provozních fázích konstrukce pro kvazistálou kombinaci k tahům nedochází.

4.5.5 Staticky neurčitá složka předpětí

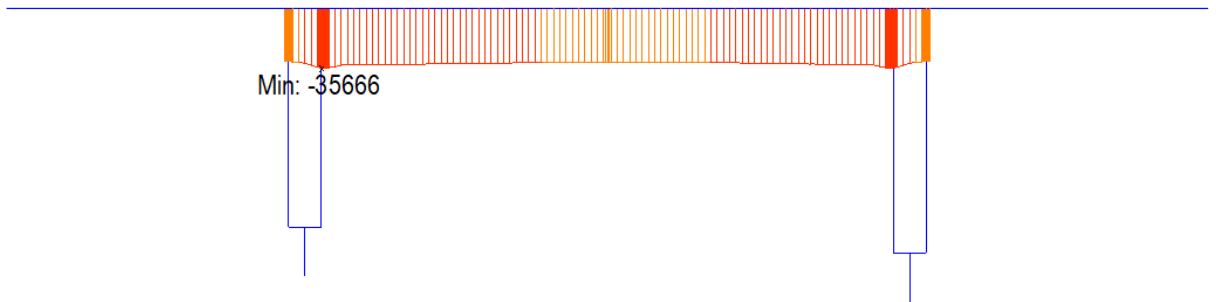
Rozhodl jsem se prověřit, jak se chovají zvedané kabely spojitosti. Ty předepínám po spojení vahadel a působí tak na rámovou staticky neurčitou konstrukci. Z podstaty věci jejich předepnutím vyvolají jak primární, tak sekundární účinky na rozdíl od vahadlových kabelů. Mám na mysli sekundární účinky na nosnou konstrukci. Vahadlové kabely působí staticky neurčitou složkou na stěny pilíře a na část nosné konstrukce mezi nimi. K prozkoumání chování jsem si vybral zvedané kabely mezi vahadly V5 a V6.



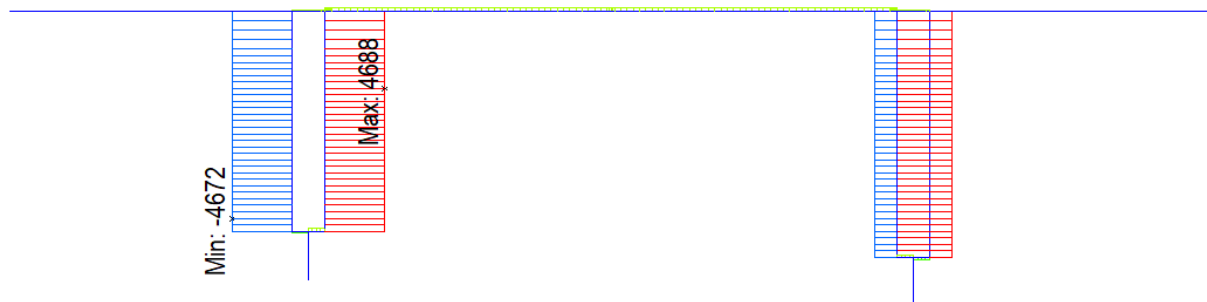
Obr. 201 - Ohyb. moment staticky určité složky předpětí kabelů ZV56 [kNm]



Obr. 202 - Ohyb. moment staticky neurčité složky předpětí kabelů ZV56 [kNm]

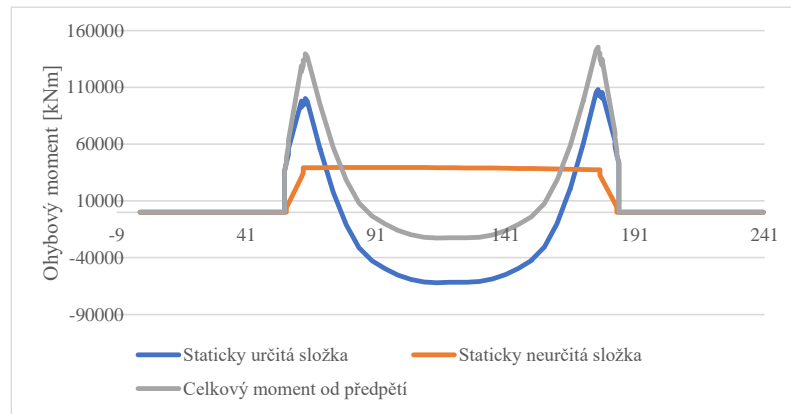


Obr. 203 - Normálová síla staticky určité složky předpětí kabelů ZV56 [kN]

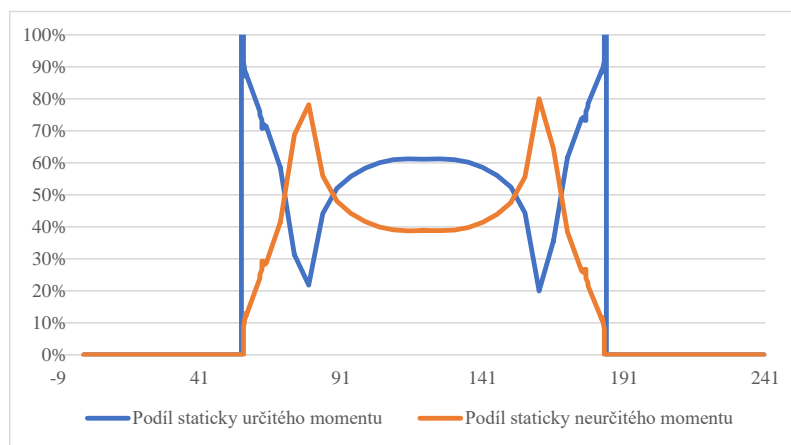


Obr. 204 - Normálová síla staticky neurčité složky předpětí kabelů ZV56 [kN]

Normálová síla na nosné konstrukci z Obr. 204 dosahuje zanedbatelných 360 kN. Z uvedených průběhů vnitřních sil je jasné, že staticky neurčitá složky předpětí tvoří na rámových konstrukcích velmi významnou část celkového předpětí. Pro lepší zřetelnost jsem si průběhy obou složek ohybových momentů zanesl do grafu a vynesl si jejich procentuální podíl na celkovém momentu. Na Obr. 206 je vidět, že u mnou navrženého vedení zvedaných předpínacích kabelů lze pozorovat větší poměr ve prospěch staticky určitého momentu uprostřed pole a nad podporou. Staticky neurčitý moment dosahuje maximálního poměrného zastoupení mezi lamelami 3 až 4 od pilíře.



Obr. 205 - Průběhy složek ohybových momentů od předpětí na dvojici vahadel V5 a V6 od zvedaných kabelů



Obr. 206 - Procentuální rozdělení staticky určité a neurčité složky předpětí na dvojici vahadel V5 a V6 od zvedaných kabelů

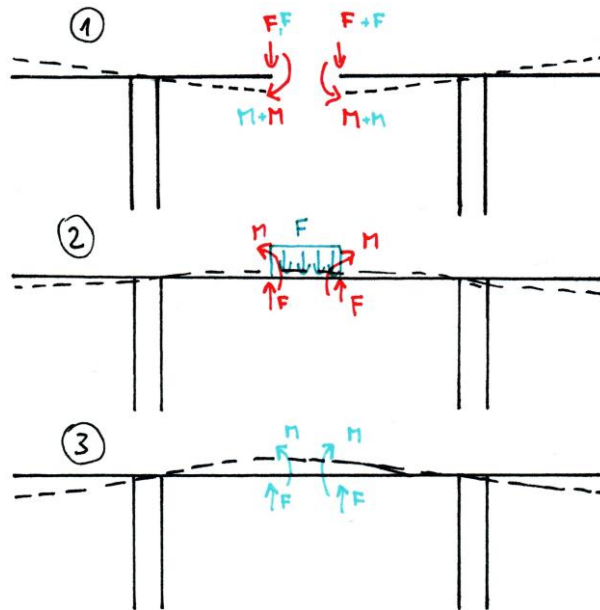
4.5.6 Uzavírací lamela

4.5.6.1 Rozpírání

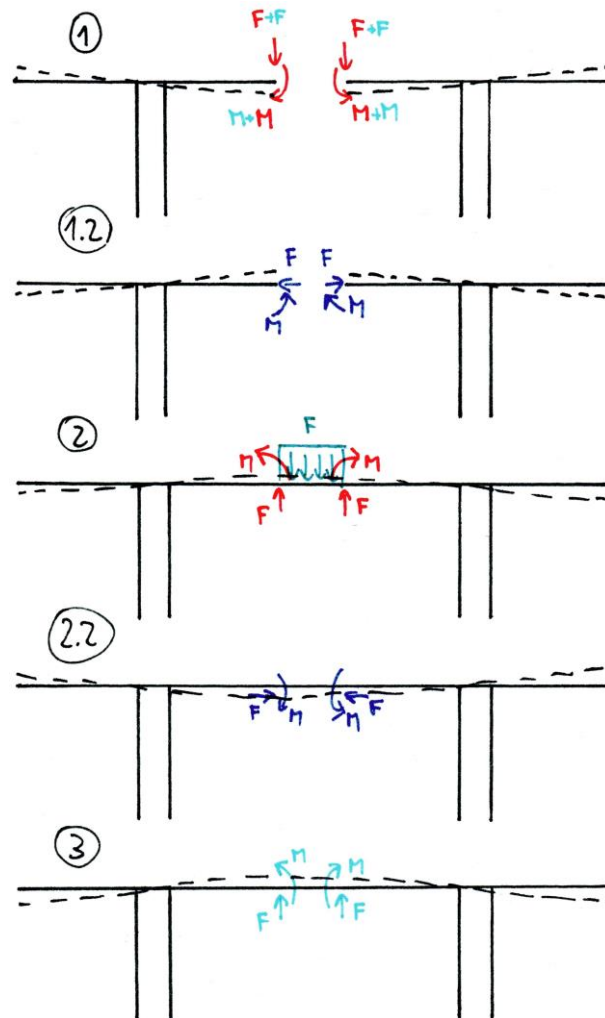
Po dokončení a předepnutí všech běžných lamel délky 5 m následuje zhotovení uzavírací lamely. Průběh dění na vahadlech demonstrují na Obr. 207 a Obr. 208. Na skicách chci ukázat důvody ke vzájemnému rozpírání vahadel. Ve fázi 1 jsou konce posledních lamel zatíženy každá polovinou tíhy betonážního vozíku (světle modrá) a polovinou tíhy mokrého betonu uzavírací lamely (červená). Od těchto zatížení dojde k průhybu vahadel. Ve fázi 1.2 jsou vahadla rozepřena hydraulickými lisami v oblasti horní desky, což vyvozuje jak normálovou sílu, tak ohybový moment (tmavě modrá), vahadla se tedy deformují směrem vzhůru. Ve fázi 2 jsou vahadla spojena, je odstraněno zatížení mokřím betonem a působí vl. tíha suchého betonu (zelená). Dochází tedy k částečnému odlehčení konstrukce vyschnutím vody v betonu. V případě, že by vahadla nebyl rozpírána, bych ve fázi 3, kdy odebrám zatížení betonážním vozíkem, získal nemalou deformaci středu rozpětí směrem vzhůru a s tím související tahová napětí v horních vláknech konstrukce. V případě rozpírání vahadel jsem do schématu přidal fázi 2.2, která představuje odebrání rozpírací síly. K tomuto odebrání však reálně nedojde. Síla je vnesena do konstrukce před betonáží uzavírací lamely a po její dokončení jsou hydraulické lisy vyjmuty. Vnesená síla je tak v konstrukci již zamknuta a nijak není odebrána. Ve výpočetním modelu ji odebrám přesně v moment zrovnání uzavírací lamely a tím vyvozuji tlakovou normálovou sílu v uzavírací lamelle, ale

nedochází k poklesu normálové síly ve vahadlech. Tímto způsobem je do uzavírací lamely vnesena jistá tlaková rezerva, než dojde k redistribuci vnitřních sil na konstrukci. Tento jev demonstrují na Obr. 209, kde červeně jsou vykresleny ohybové momenty na právě spojené dvojici vahadel a modře průběh ohybových momentů na konci životnosti po redistribuci ohybových momentů, přičemž rozdíl momentu nad podporou a v poli je v obou případech stejný. Modrý průběh momentů na konci životnosti se blíží průběhu momentů na spojitým nosníku.

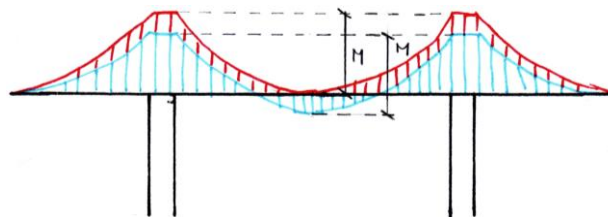
V případě, že tahová napětí v průběhu výstavby nepřekročí časovou tahovou pevnost betonu, je vše relativně v pořádku (za dodržení citovaného požadavku normy ohledně dodržení dekomprese na dokončené konstrukci od kvazistálého zatížení na začátku kapitoly 4.5). Problém by byl, kdyby se jednalo o konstrukci letmo montovanou, u kterých skrze spáry neprochází betonářská výztuž. [49]



Obr. 207 - Dění na konstrukci při zhotovování uzavírací lamely bez roztačováním



Obr. 208 - Dění na konstrukci při zhotovování uzavírací lamely s roztlačováním



Obr. 209 - Schéma ohybových momentů od vl. tíhy v průběhu životnosti

Roztlačování přilehlých konců vahadel se provádí mimo jiné z důvodu geometrické rektifikace konstrukce. [48] Ve svých výpočtech jsem navrhl rozpírací sílu 2 MN.

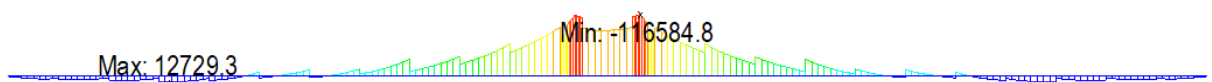
4.5.6.2 Rozdílnost stáří spojovaných prvků

Z podstaty mnou navrženého postupu výstavby vyplývá, že dochází ke spojení značně rozdílně starých betonových prvků. Příkladem může být spojení vahadla V6 a V7. Vahadlo V6 je zhotovováno jako 1. zároveň co vahadlo V7 je navrženo jako 3. v pořadí. Časový rozdíl mezi časem dokončení poslední lamely vahadla V6 a jeho spojení s vahadlem V7 je s využitím jednoho páru betonážních vozíků 6 měsíců (uvažuji 7denní cyklus na zhotovení 1 lamely). Za tuto dobu jistě dojde k určitému dotvarování dříve vystavěné části konstrukce. Jak již bylo zmíněno v kapitole 4.5.6.1 po zmonolitnění uzavírací spáry dochází ke změně statického schématu a začíná proces značného přerozdělování

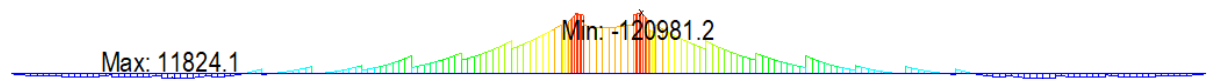
vnitřních sil. Vlivem nehomogenity konstrukce v ohledu stáří betonu dochází k tomu, že všechny části celé konstrukce nedotvarují stejně, ale každá svým individuálním způsobem. Rychlost dotvarování obou částí konstrukce je v daném časovém okamžiku jiná. Účinky redistribuce vnitřních sil vlivem změny statického schématu je možné urychlit navržením řízeného poklesu podpor, jenž by vyvolal na konstrukci vnitřní síly totožné, jako průběh vnitřních sil, ke kterému by se v teoretickém nekonečnu blížily dané vnitřní síly. Touto možností jsem se nezabýval. [110]

Před spojením obou dílčích konstrukcí mohou vahadla volně dotvarovat a smršťovat. Těmto procesům je však spojení konců vahadel zabráněno a dochází tak k vázanému dotvarování a smršťování vyvolující doplňkové vnitřní síly. [49]

Uvedené průběhy jsou od zatížení vlastní tíhou, předpětí a dotvarování a smršťování, pokud není uvedeno jinak.



Obr. 210 - Průběh ohybových momentů na vahadle V6 po jeho dokončení [kNm]

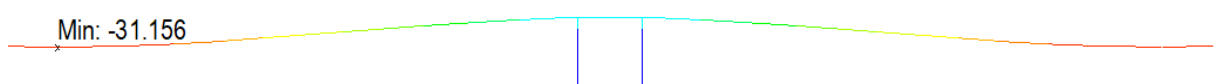


Obr. 211 - Průběh ohybových momentů na vahadle V6 před spojením s vahadlem V5 [kNm]

Při pozorování průběhů vnitřních sil od dotvarování ve výpočetním programu Midas jsem byl zmaten. V programu jsou počítány 2 zatěžovací stavy pro dotvarování, a to Creep Primary a Creep Secondary. Právě od primárního dotvarování jsem našel na konstrukci nenulové ohybové momenty i v časech, kdy se jednalo o konstrukci staticky určitou a měla tak možnost volně dotvarovat. V manuálu k programu jsem zjistil, že se jedná pouze o fiktivní zatěžovací stav s fiktivními vnitřními silami, jejichž jediným účelem je vyvodit reálné deformace od dotvarování na konstrukci. Druhý zatěžovací stav je stavem obsahující doplňkové vnitřní síly od vázaného dotvarování. Při veškerých návrzích předpětí jsem používal kombinaci zatěžovacích stavů Summation, která tuto skutečnost zohledňuje a neuvažuje tyto fiktivní vnitřní síly například do výpočtů normálového napětí.



Obr. 212 - Svislé deformace vahadla V6 po jeho dokončení [mm]

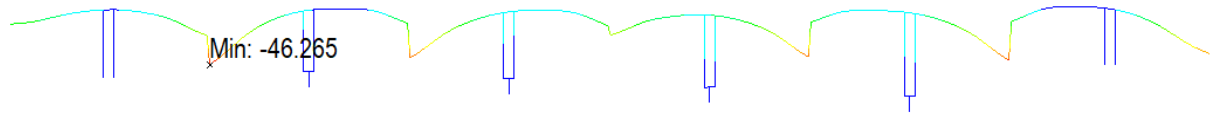


Obr. 213 - Svislé deformace vahadla V6 před spojením s vahadlem V5 [mm]

Zkoumal jsem rozdíly v namáhání jednotlivých vahadel v průběhu výstavby letmo betonovaných částí. Jako nejvíce namáhané se jevílo vahadlo V6, které je betonované jako první a je spojováno s vahadlem V5 a V7.



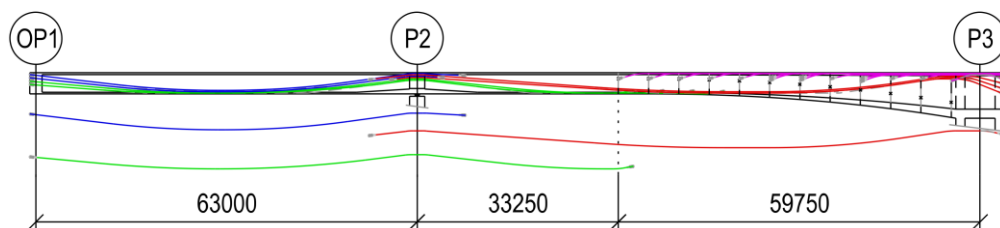
Obr. 214 - Průběh ohybových momentů od vázaného dotvarování [kNm]



Obr. 215 - Deformace od dotvarování [mm]

4.6 Návrh předpětí částí betonovaných na pevné skruži

Po předepnutí částí konstrukce budované letmou betonáží jsem přešel k návrhu předpětí částí betonovaných na pevné skruži. Jedná se o část u OP1 dlouhou 97,25 m a část u OP10 dlouhou 96,25 m. V těchto částech nepředpokládám žádnou pracovní spáru a uvažuji je betonované vždy celé najednou. Jsem si vědom, že se jedná o limitní vzdálenost, ale vzhledem k rozsahu diplomové práce jsem přijal toto zjednodušení. Konceptně se můj návrh předpínacích kabelů v těchto polích skládá ze 3 druhů kabelů. Tyto kabely jsou naznačeny na Obr. 216. V krajním poli jsou u dolních vláken vedeny zelené kabely, které vedu přes pilíř P2 a poté je kotvím v následujícím poli v dolní desce. Uvažuji že poté, co se výškově tyto zelené kabely dostanou do úrovně dolní desky, je povedu v ní obdobným způsobem jako to uvažuji u dolních kladných kabelů v letmo betonovaných polích. Jejich kotvení pak řeším nálitky z dolní desky. Ty navrhuji vždy ve středu lamely tak, aby náliček nevycházel např. nevhodně do spáry mezi lamelami. Poté jsem navrhl červené kabely, jež jsou v příčniku na P3 kotveny stejným způsobem jako ostatní zvedané kabely z letmo betonovaných částí. Před P2 je uvažuji kotvené v nálitcích z horní desky, respektive stěn. Tyto kabely uvažuji kotvené ve dvojicích v jednom nálitku. Vzhledem k velkým lokálně vnášeným silám od předpětí by v tomto případě bylo možná vhodnější místo pouhých náliček navrhnout celá žebra, do kterých by kabely byly kotveny. Stejným způsobem jako jsou v okolí P2 kotveny kabely červené kabely uvažuji kotvit modré kabely vedené od čela OP1. Fialovou barvou jsou na schématu naznačeny vahadlové kabely. V této kapitole předkládám detailní řešení polí přilehlých OP1. Návrh předpínací výztuže v polích přilehlých k OP10 řeším obdobně a neuvádím ho zde, ale je obsažen ve výkresové části práce.



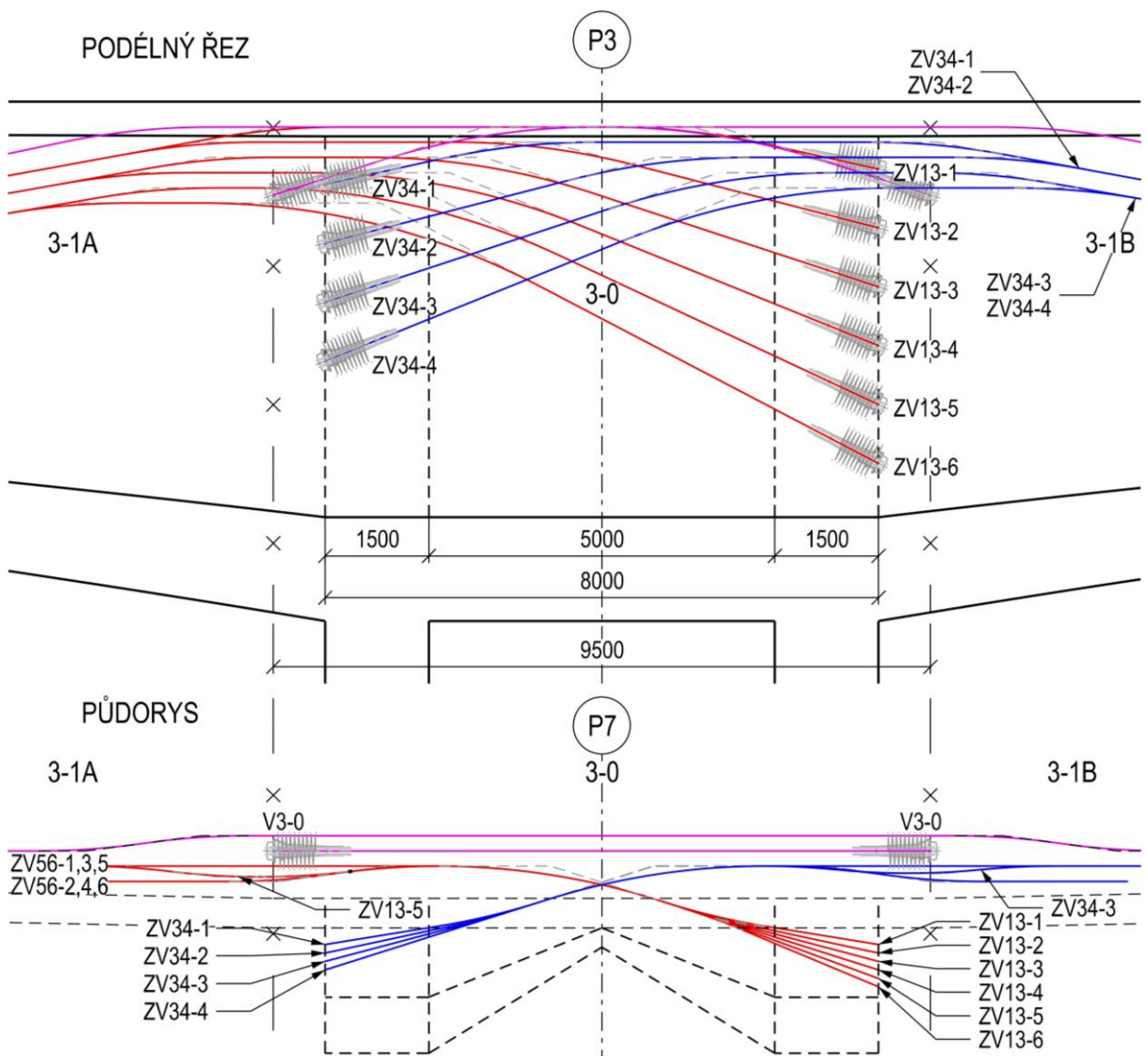
Obr. 216 - Koncepte navržených kabelů v krajních polích

Modré kabely jsem navrhl v počtu 8 kabelů z 22 lan, stejně tak zelené i červené. V průřezu v poli mezi OP1 a P2 tak u dolního povrchu vedu celkem 16 kabelů, což částečně platí i na pole následující. Přes nadpodporový průřez nad P2 prochází celkem 24 kabelů.

Než jsem došel k tomuto řešení vytvořil jsem celou řadu méně či více nevhodných návrhů. V textu dále prezentuji některé nevhodné návrhy, závěrem uvádím výsledky finálního návrhu.

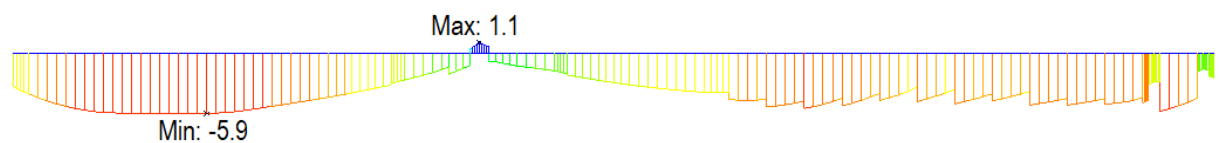
4.6.1 Návrh 1

Ve svém prvním návrhu jsem zvolil obdobný postup jako u letmo betonovaných, kdy jsem zvolil zvedané kabely vedené ve stěnách. Oproti letmo betonovaným částem jsem v zde navrhl 2x6 kabelů z 22 lan, tedy o 2 v každé stěně více. Na Obr. 217 naznačuji způsob vedení předpínací výztuže v zárodku a její koordinaci se zvedanými kabely následujícího pole. Mimo příčník jsou kabely vedeny ve stěně ve třech dvojicích nad sebou. Dále uvádím extrémní tahové průběhy napětí od kvazistálé a charakteristické kombinace zatížení. Na průbězích je zobrazena část konstrukce od OP1 až k 1. stěně pilíře P3.

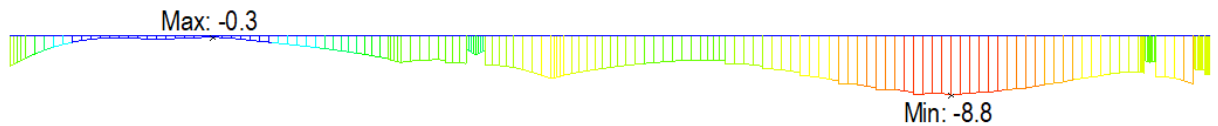


Obr. 217 - Schematický půdorys a podélný řez vedením předpětí v zárodku na P3

Kvazistálá kombinace - KŽ

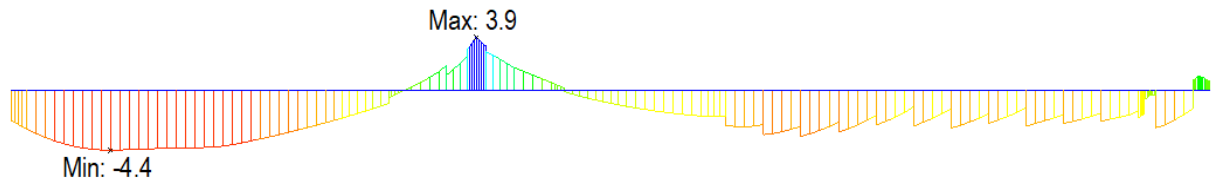


Obr. 218 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na horních vláknech - kvazi - KŽ [MPa]

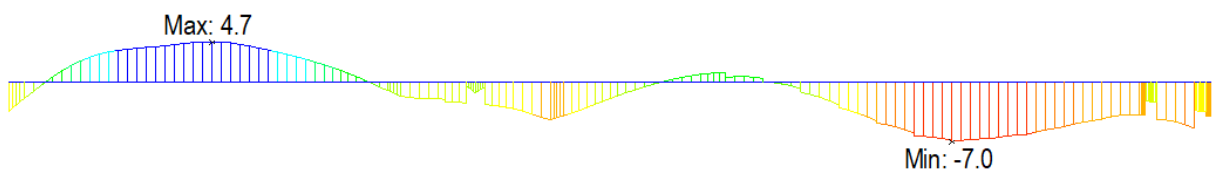


Obr. 219 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vláknech - kvazi - KŽ [MPa]

Charakteristická kombinace - KŽ



Obr. 220 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na horních vláknech - char. - KŽ [MPa]



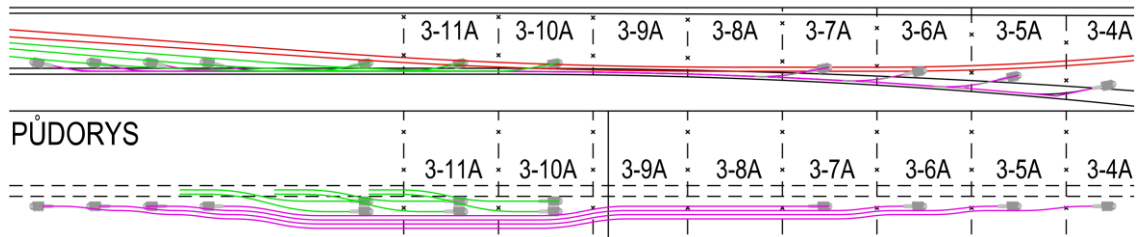
Obr. 221 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vláknech - char. - KŽ [MPa]

Z předložených průběhů je patrné, že nebyla splněna ani dekomprese pro kvazistálou kombinaci a ani limitní tahová hodnota pro charakteristickou kombinaci zatížení. Dále je možné pozorovat větší tahová napětí v 1. poli, které je celé stavěno na pevné skruži. V sousední poli je na pevné skruži stavěna jen část, zatímco větší jeho část je stavěna letmo, a tedy i předpínána montážními vahadlovými kabely.

4.6.2 Návrh 2

Z předchozího návrhu jsem si vzal poznatky, že je nutné navrhnout více kabelů předpětí do průřezu nad pilířem P2 a zároveň do 1. pole. Navrhl jsem tedy koncept kabelů podobný tomu na Obr. 216. Jediným rozdílem bylo kotvení zelených kabelů, a navíc jsem v tomto návrhu přidal dolní kladné kabely jako v letmo betonovaných polích.

PODÉLNÝ ŘEZ

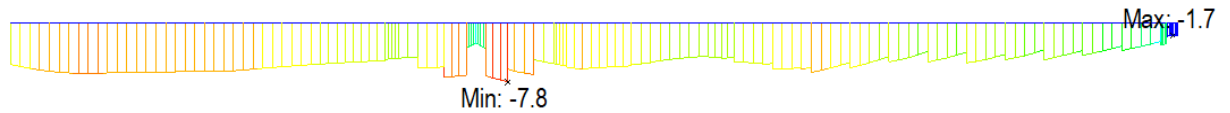


Obr. 222 - Schéma vedení předpínací výztuže v podélném řezu a v půdorysu

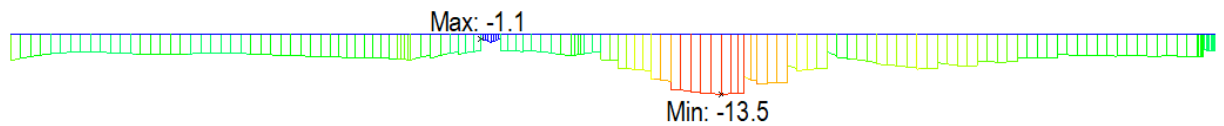
Na přiloženém schématu viz Obr. 222 je naznačeno řešení vedení navržených předpínacích kabelů v oblasti za pilířem P2. Červené zvedané kabely jsou vedeny ve po celou svou dráhu ve stěně. Fialové kladné kabely, jsou stále vedeny ve spodní desce a kotveny v nálitkách u styku desky se stěnou. V průběhu své dráhy se půdorysně vyhýbají se zelenými kabely, které jsou vedeny ve stěně, ale následně přecházejí do dolní desky, aby z ní v místě kotvení mohly vystoupit do nálitků pro zakotvení. K jejich kotvení dochází v okolí lamel 3-11A a 3-10A. Do kolize s červenými kabely se zelené nedostanou,

jelikož jim ustoupí do dolní desky ještě předtím, než se červené dostanou do jejich úrovně. Červené kabely jsou v příčnicku na P3 kotveny stejně, jako ostatní zvedané kabely na letmo betonovaných vahadlech. V této variantě jsem tedy navrhl celkem 8 modrých kabelů, 12 zelených, 8 červených a 8 fialové. Při rozdělení na kritické průřezy je to celkem 20 kabelů v 1. poli, 28 kabelů přes pilíř P2 a částečně až 28 kabelů ve 2. poli.

Kvazistálá kombinace - KŽ

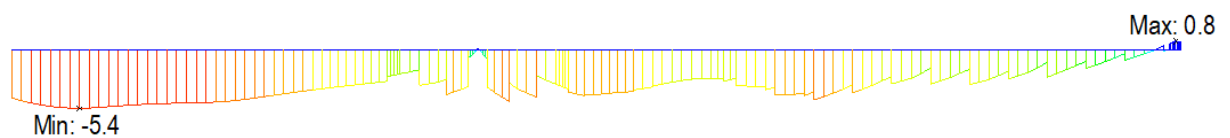


Obr. 223 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na horních vláknech - kvazi - KŽ [MPa]

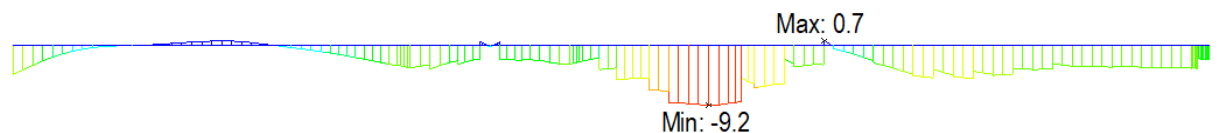


Obr. 224 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vláknech - kvazi - KŽ [MPa]

Charakteristická kombinace - KŽ



Obr. 225 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na horních vláknech - char. - KŽ [MPa]

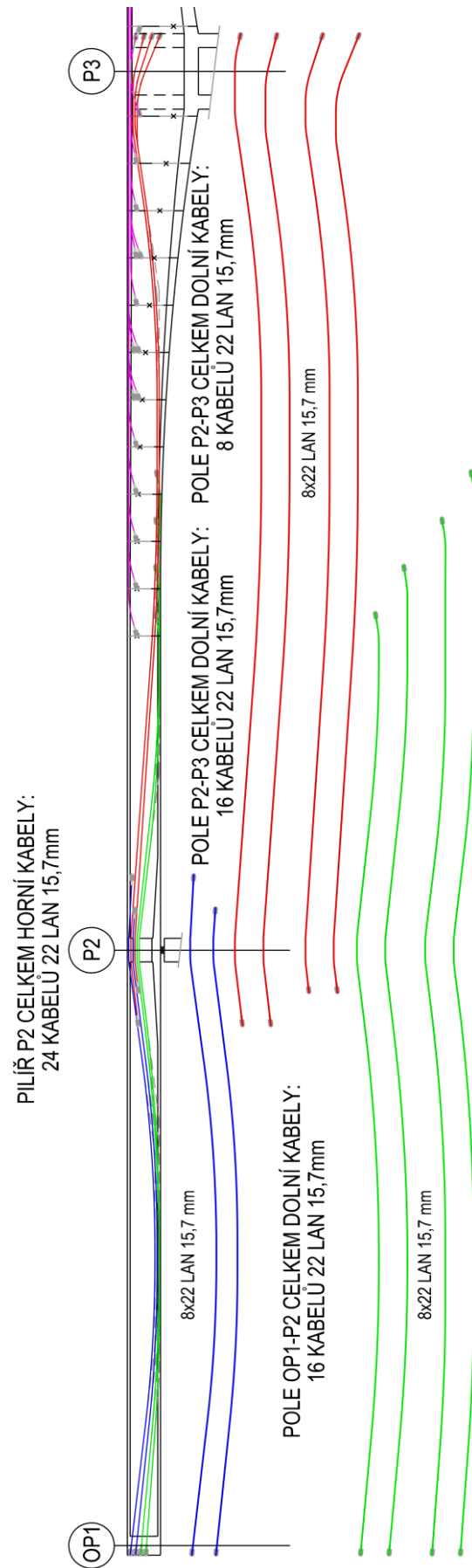


Obr. 226 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vláknech - char. - KŽ [MPa]

Po dopočítání tohoto návrhu musím přiznat, že není vůbec vhodný. Předpínací výztuže je navrženo až příliš mnoho a není využita efektivně. Dokonce na Obr. 223 - kvazistálá obálka extrémních tahových napětí dostávám tlak 13,5 MPa u průřezu v poli u dolních vláken. To je způsobeno nevhodnou kombinací návrhu fialových kabelů a kotvení zelených kabelů. Při charakteristické kombinaci svým návrhem připouštím jen velmi malé tahy, což nepovažuji za kladnou poznámku. Navíc při vedení fialových kladných kabelů v dolní desce takto daleko od stěny by bylo nutné tuto dolní desku opatřit značně velkými náběhy, v jiném případě by ji bylo nutno zesílit. Ze všech těchto chyb jsem se poučil a využil je v dalším návrhu ve svůj prospěch.

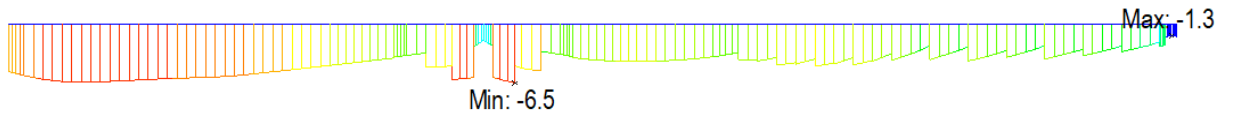
4.6.3 Návrh 3

Při pohledu na předchozí návrh mi bylo jasné, že by bylo vhodné zkusit fialové kladné kabely z návrhu vymazat a navržené zelené kabely kotvit obdobně jako vymazané fialové. Změnil jsem celkový počet zelených kabelů z 12 na 8 a u jejich kotvení jsem ještě upravil fakt, že v předešlé variantě jsem je kotvil do nálitku po dvojicích, což nyní měním na kotvení do nálitku po jednom kabelu. Dále jsem pro zvětšení excentricity kabelů v 1. poli navrhl s kabely vedenými nejnižší zajištěním do dolní desky v oblasti, kde budou nejnižší, aby udělaly místo ostatním kabelům a ty tak mohly být vedeny o úroveň níže.

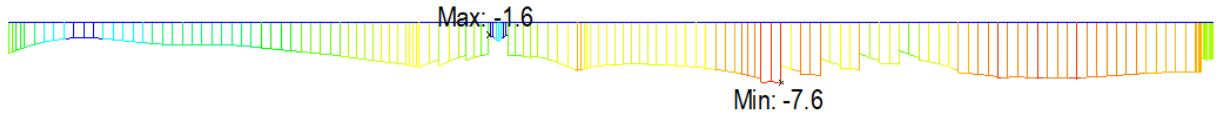


Obr. 227 - Schéma vedení předpětí v krajních polích OP1-P3

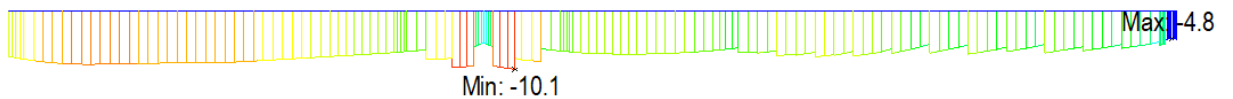
Kvazistálá kombinace - UP



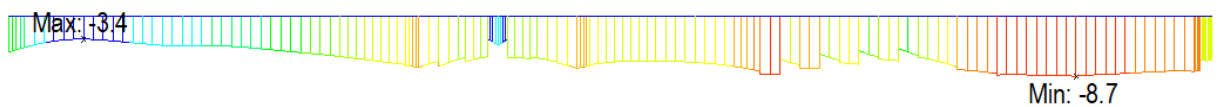
Obr. 228 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na horních vláknech - kvazi - UP [MPa]



Obr. 229 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vláknech - kvazi - UP [MPa]

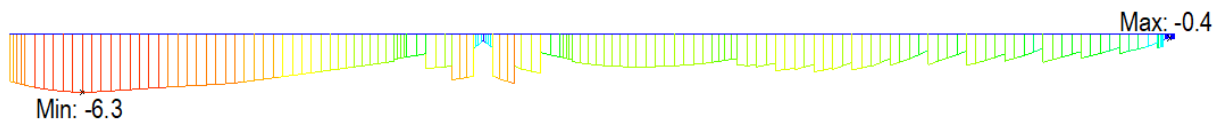


Obr. 230 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na horních vláknech - kvazi - UP [MPa]

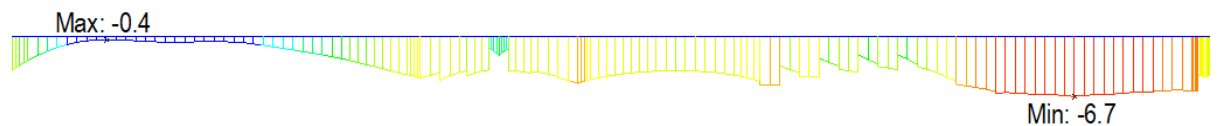


Obr. 231 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na dolních vláknech - kvazi - UP [MPa]

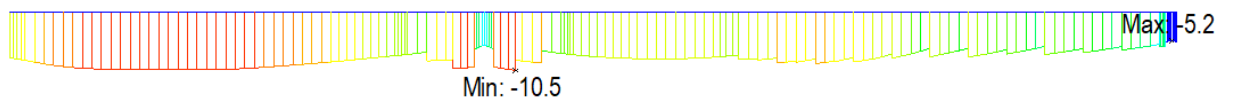
Častá kombinace - UP



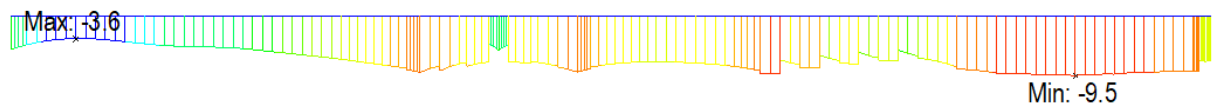
Obr. 232 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na horních vláknech - častá - UP [MPa]



Obr. 233 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vláknech - častá - UP [MPa]

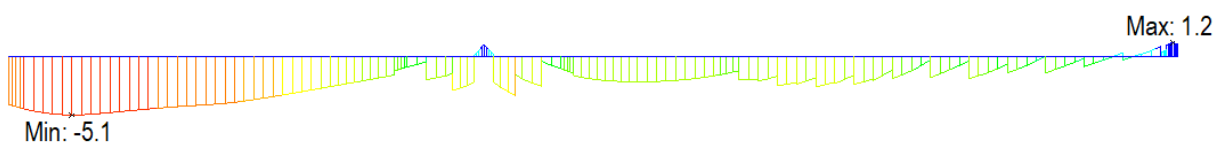


Obr. 234 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na horních vláknech - častá - UP [MPa]

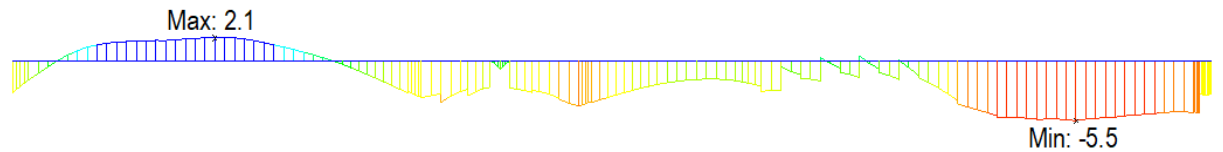


Obr. 235 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na dolních vláknech - častá - UP [MPa]

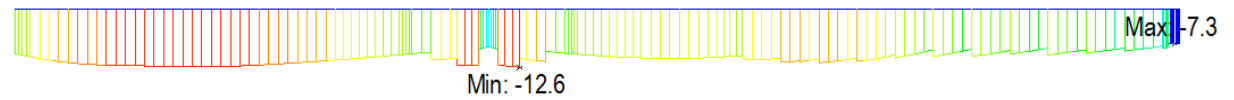
Charakteristická kombinace - UP



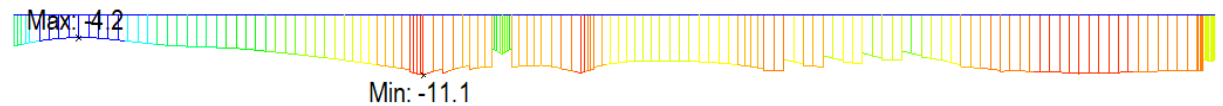
Obr. 236 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na horních vláknech - char. - UP [MPa]



Obr. 237 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vláknech - char. - UP [MPa]

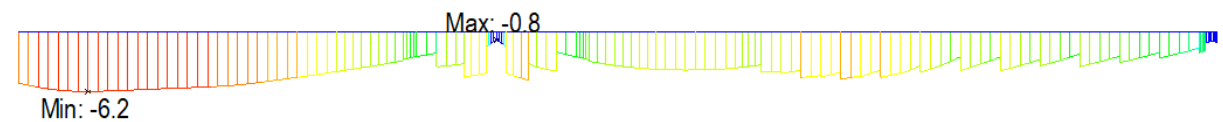


Obr. 238 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na horních vláknech - char. - UP [MPa]

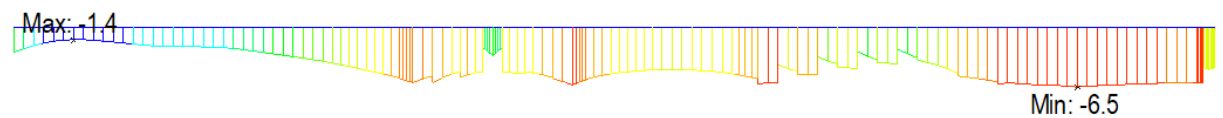


Obr. 239 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na dolních vláknech - char. - UP [MPa]

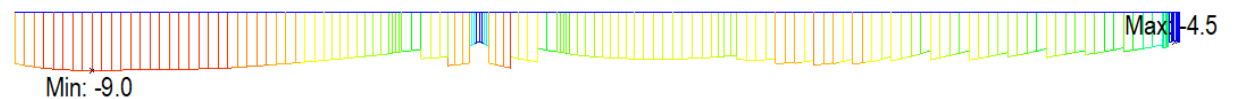
Kvazistálá kombinace - KŽ



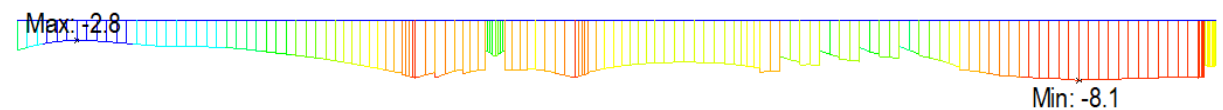
Obr. 240 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na horních vláknech - kvazi - KŽ [MPa]



Obr. 241 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vláknech - kvazi - KŽ [MPa]

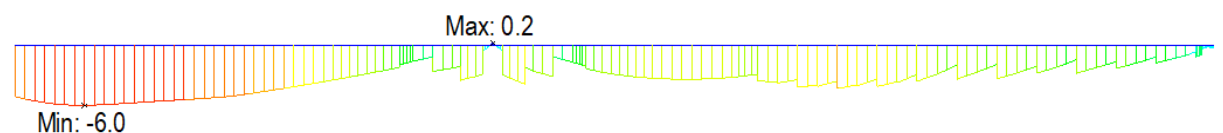


Obr. 242 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na horních vláknech - kvazi - KŽ [MPa]

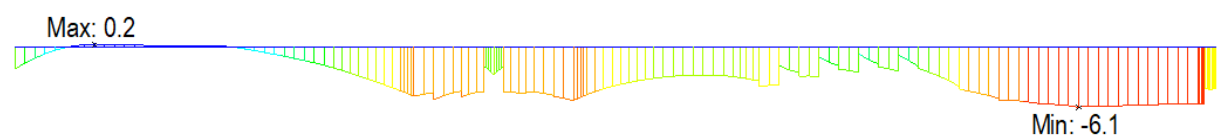


Obr. 243 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na dolních vláknech - kvazi - KŽ [MPa]

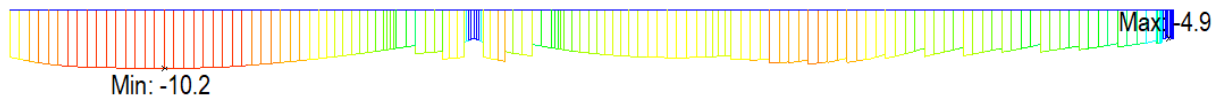
Častá kombinace - KŽ



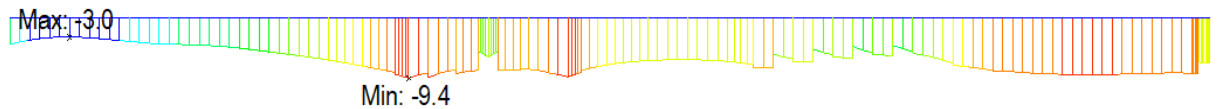
Obr. 244 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na horních vláknech - častá - KŽ [MPa]



Obr. 245 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vláknech - častá - KŽ [MPa]

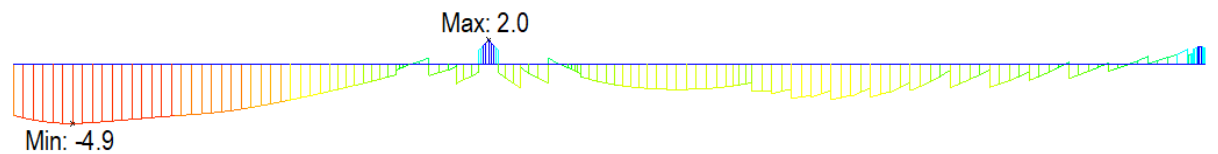


Obr. 246 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na horních vláknech - častá - KŽ [MPa]

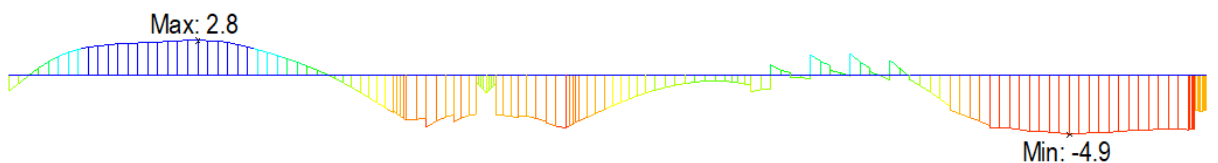


Obr. 247 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na dolních vláknech - častá - KŽ [MPa]

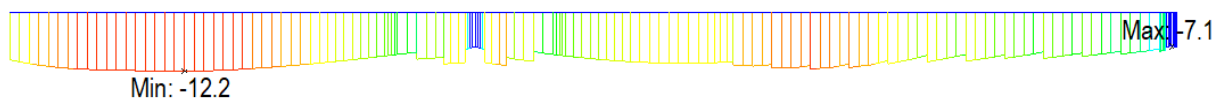
Charakteristická kombinace - KŽ



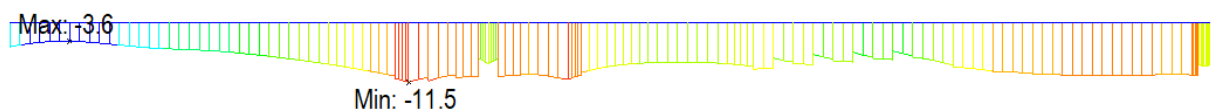
Obr. 248 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na horních vláknech - char. - KŽ [MPa]



Obr. 249 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vláknech - char. - KŽ [MPa]



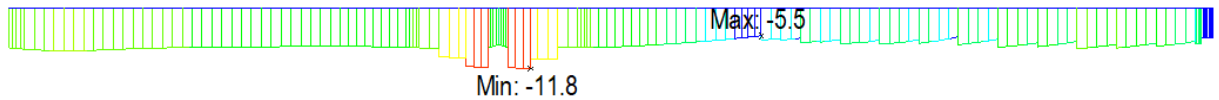
Obr. 250 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na horních vláknech - char. - KŽ [MPa]



Obr. 251 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na dolních vláknech - char. - KŽ [MPa]

Z předložených napětí je patrné jasné zlepšení oproti předchozím návrhům. Požadavek dekomprese je dodržen ve všech případech. Rovněž hodnota f_{cm} pro danou kombinaci není překročena. Byla zkontrolována i tlaková napětí v čase uvedení do provozu i na konci životnosti a mohu potvrdit, že ani tyto kritéria nebyla porušena.

Ověřoval jsem tlaková napětí v průběhu předpínání všech navržených kabelů. To pro kvazistálou kombinaci ve stavebním stavu dosahuje maximálně 11,8 MPa, což je větší než 3denní kritérium pro kvazistálé tlaky. Z tohoto důvodu navrhuji kabely předpínat postupně. Nejdříve všechny červené, modré a nejdelší zelený kabel, a to ve 3 dnech po betonáži. Ve druhé fázi bude napnut zbytek zelených kabelů a to v 7 dnech.



Obr. 252 - Průběh obálky extr. tlak. napětí na dolních vláknech - kvazi. - po předep. všech kabelů [MPa]

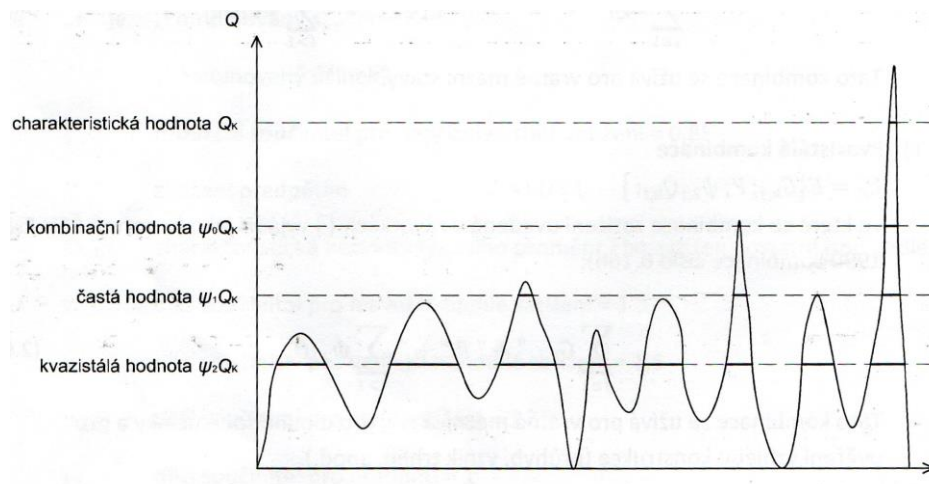
Tento návrh již neměním a je to můj finální návrh vedení předpětí v polích OP1-P3.

4.7 Limitní tahová napětí

Ve své práci uvažuji pro mezní stav omezení napětí několik limitních kritérií. Jedním z nich je dekomprese při kvazistálé kombinaci zatížení vyplývající z ČSN EN 1992-2 včetně všech jejích změn [115]. Dalším tahovým kritériem, které jsem použil je omezení tahů při charakteristické kombinaci zatížení na hodnotu $f_{cm(t)}$. Tento požadavek mi vyplynul z mezního stavu omezení trhlin, kdy dle [93] trhliny vznikají, pokud je tahové napětí v betonu větší než $f_{ct,eff}$, kde $f_{ct,eff}$ se uvažuje jako hodnota f_{cm} . Ve svých návrzích tak nepřipouštím vznik trhlin při charakteristické kombinaci zatížení. Tento požadavek však není nutné v každém případě dodržet. V případě jeho nedodržení by bylo nutné ověřit šířku trhlin některým z dostupných postupů a zároveň ve výpočtech se zatížením způsobující větší tahy než f_{cm} uvažovat namísto ideálního nepotrhaného průřezu jeho potrhanou verzi s příčnými průřezovými charakteristikami.

V případě navržení předpínací výztuže v takovém stylu, že tahová napětí od charakteristické kombinace zatížení dosahují rozumných hodnot, dochází k efektivnímu návrhu a lze ušetřit nezanedbatelnou část finančních prostředků.

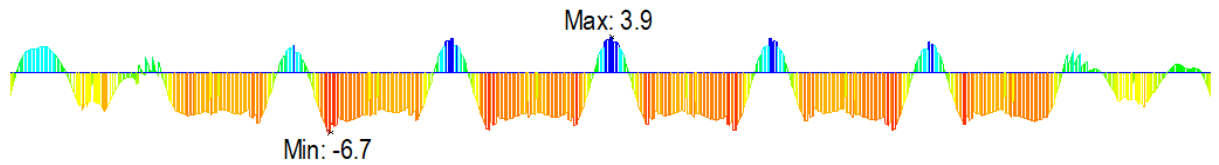
Je důležité si uvědomit co jednotlivé kombinace zatížení reprezentují a jaká je jejich doba návratu. Pro zatížení mostů dopravou dle ČSN EN 1991-2 [102] pro charakteristické hodnoty modelu zatížení LM1 platí doba návratu 1000 let, kdežto pro časté hodnoty dostáváme dobu návratu 1 týden.



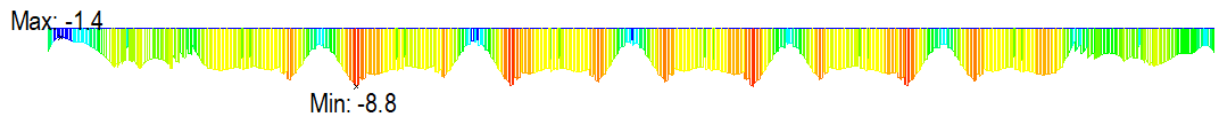
Obr. 253 - Grafické znázornění reprezentativních hodnot proměnného zatížení [94, s. 14]

Ve své práci jsem zvolil konzervativnější přístup k této problematice. Na následující ukázce však demonstřuji průběhy napětí při návrhu menšího počtu předpínacích kabelů za dodržení kritéria pro tahová napětí při charakteristické kombinaci maximální hodnoty 4,5 MPa za současného dodržení dekomprese pro kvazistálou kombinaci zatížení. Při tomto návrhu jsem sjednotil počet dolních kladných

kabelů v letmo betonovaných polích na celkem 4 kabely a odstranil jsem tak celkem 8 kladných kabelů kotvených v lamelách č. 7.



Obr. 254 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vláknech - char. - KŽ [MPa]



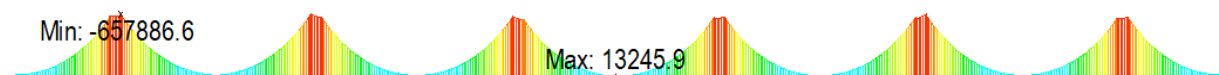
Obr. 255 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vláknech - kvazi. - KŽ [MPa]

Touto změnou dostávám pro charakteristickou kombinaci tahy až 3,9 MPa, ale zároveň pro kvazistálou kombinaci stále dodržuji dekompresi dokonce s tlakovou rezervou ve středech letmo betonovaných polí minimálně 1,8 MPa. Úmyslně jsem nezasahoval do vahadlových kabelů, které mají svou hlavní funkci v průběhu výstavby. Na tomto příkladu jsem chtěl demonstrovat možnost různých přístupů k návrhu předpětí.

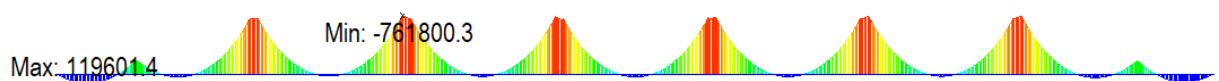
4.8 Výsledky

4.8.1 Vnitřní síly

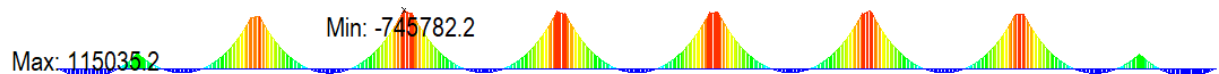
Na průbězích vnitřních sil dále ukazují vliv redistribuce vnitřních sil v průběhu životnosti konstrukce. Uvádím průběhy ohybových momentů od stálých zatížení kromě nerovnoměrného sedání s vlivy smršťování a dotvarování v čase bez účinků předpětí.



Obr. 256 - Ohybové momenty po spojení vahadel V3 a V4 [kNm]



Obr. 257 - Ohybové momenty při UP [kNm]

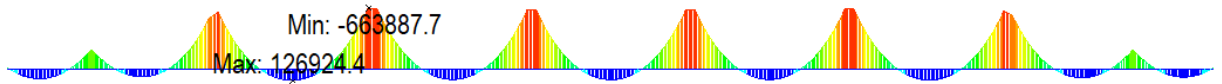


Obr. 258 - Ohybové momenty na KŽ [kNm]

Na Obr. 256 je vidět, že největší kladný ohybový moment se nachází v poli mezi vahadly V5 a V6, což jsou právě první spojovaná vahadla a na redistribuci tak měla nejvíce času.

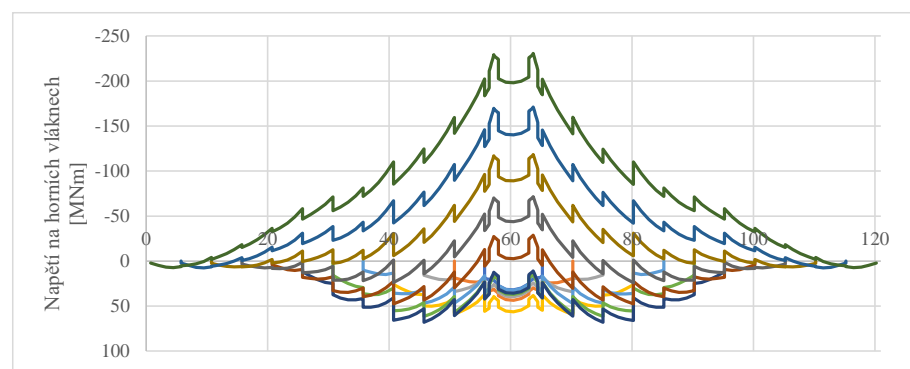
K nárůstu nadpodporových momentů mezi spojením vahadel V3 a V4 z Obr. 256 a uvedením do provozu na Obr. 257 dochází vlivem přidání zatížení ostatním stálým. Od vlastní tíhy samozřejmě po celou dobu životnosti dochází ke zmenšování těchto momentů a k nárůstu momentů v poli. První

skutečnost je patrná z přeložených průběhů. Kladný moment v poli mezi vahadly V5 V6 při uvedení do provozu je 38 181 kNm, zatímco na konci životnosti je to 55 881,9 kNm. Na Obr. 259 je průběh momentů od stejného zatížení jako na předchozích 2 obrázcích, ale s rozdílem neuvážením průběhu výstavby a dotvarování a smršťování. Jedná se o průběh, ke kterému by se teoreticky v nekonečno blížil průběh na konstrukci s dokončenou redistribucí.



Obr. 259 - Ohybové momenty od vl. tíhy a ost. stálého bez uvážení fázi výstavby [kNm]

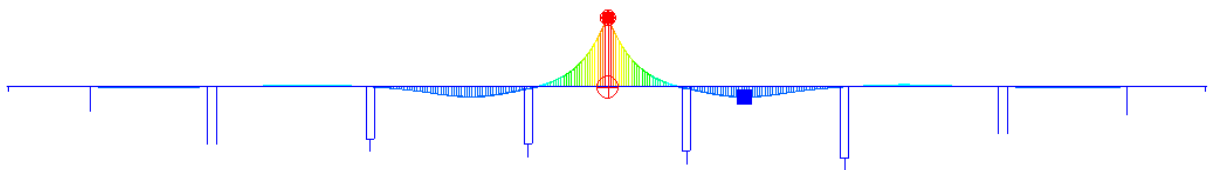
Na Obr. 260 uvádím průběhy ohybových momentů při výstavbě samotného vahadla. Je patrný značný nárůst záporných nadpodporových momentů.



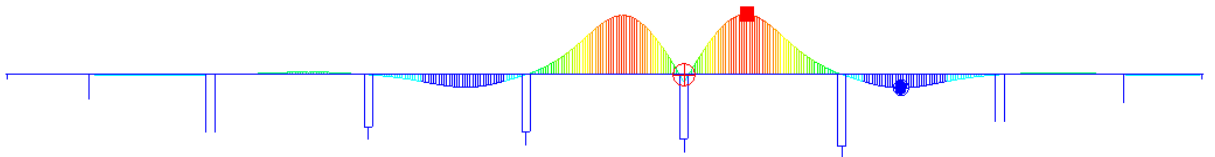
Obr. 260 - Ohybové momenty vahadla v průběhu jeho výstavby v časech po předeptnutí příslušných vahadlových kabelů [MNm]

4.8.2 Příčinkové čáry

Právě pomocí charakteru příčinkových čar software umísťuje pohyblivé zatížení do nejnepříznivějších poloh, ze kterých pak tvoří obálky. Na Obr. 261 uvádím příčinkovou čáru napětí na dolních vláknech ve středu rozpětí. Má totožný průběh s příčinkovou čarou maximálního ohybového momentu na témže místě.



Obr. 261 - Příčinková čára napětí na dolních vláknech ve středu rozpětí



Obr. 262 - Příčinková čára minimálního ohybového momentu nad pilířem P6

4.9 Posudek MSP

4.9.1 Mezní stav omezení napětí

Dekompresi průřezu jsem ověřoval pro kvazistálou kombinaci zatížení v souladu s ČSN EN 1992-2 včetně všech změn. [115] Posuzováním tahových hodnot v charakteristické kombinaci jsem se zabýval v kapitole 4.7. Tlakové hodnoty napětí jsem posuzoval pro kvazistálou hodnotu na napětí $0,45 \cdot f_{ck}$ z důvodu použití teorie lineárního dotvarování. Maximální charakteristické hodnoty talkového napětí jsem posuzoval na $0,6 \cdot f_{ck}$ z důvodu omezení podélných trhlin v tlačené části betonu.

t	$f_{ck}(t)$	$0,45 \cdot f_{ck}(t)$	$0,6 \cdot f_{ck}(t)$	$f_{ctm}(t)$
[dny]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
3	20.508	9.229	12.305	2.122
5	24.718	11.123	14.831	2.435
7	27.205	12.242	16.323	2.620
10	29.582	13.312	17.749	2.797
14	31.581	14.212	18.949	2.946
21	33.690	15.160	20.214	3.103
28	35.000	15.750	21.000	3.200

Tab. 41 - Výčet pevnostních charakteristik pro různé časové úseky - C35/45

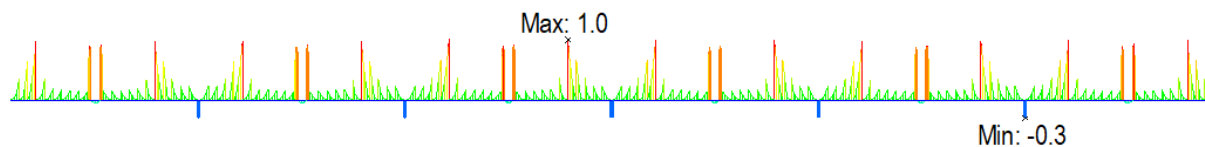
4.9.1.1 V průběhu výstavby

Je nutné posoudit průběhy napětí a jejich maximální hodnoty nejen na finální konstrukci, ale i v průběhu její výstavby.

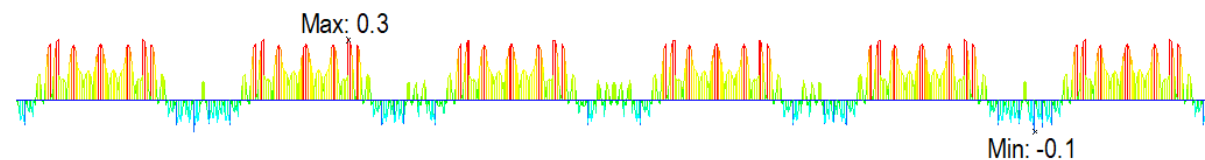
Letmo betonované části

Ve stavebních stádiích na horních vláknech nevznikají nadměrné tlakové hodnoty. Tahové hodnoty byly řešeny vahadlovými kabely a nepřesahují $f_{ctm}(t)$. Na dolních vláknech rovněž nedochází k nadměrným tahovým hodnotám. Maximální tlak na spodních vláknech při výstavbě daného vahadla dosahuje 8,3 MPa, což je přijatelná hodnota. Problematika řešení tlaků na dolních vláknech ve středu rozpětí od předpínání zvedaných a kladných kabelů je řešena v předchozích kapitolách.

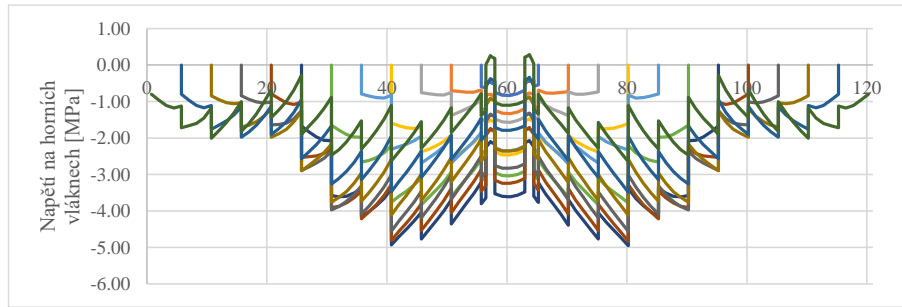
Na obrázcích dále předkládám průběhy napětí ve stádiích výstavby bez uvážení kombinací. Orientačně se jedná o hodnoty téměř stejně jako pro kombinaci kvazistálou.



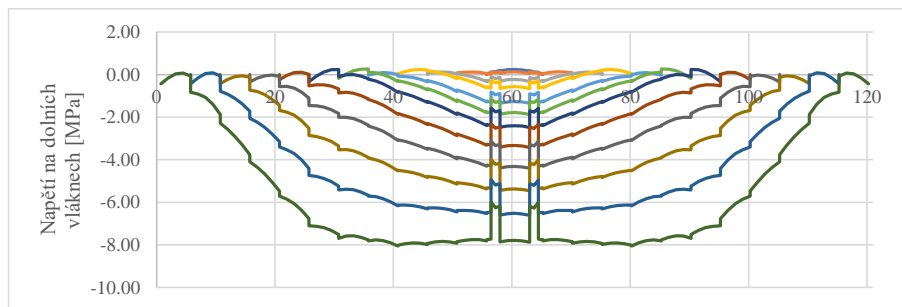
Obr. 263 - Obálka max. tahů na horních vláknech od vl. tíhy, dotvar. + smršť. a předpětí na letmo bet. částech [MPa]



Obr. 264 - Obálka max. tahů na dolních vláknech od vl. tíhy, dotvar. + smršť. a předpětí na letmo bet. částech [MPa]



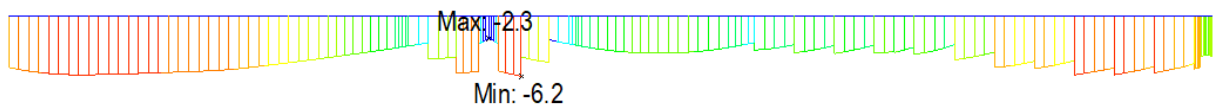
Obr. 265 - Průběhy napětí na horních vláknech vahadla v průběhu jeho výstavby v časech po předepnutí příslušných vahadlových kabelů [MPa]



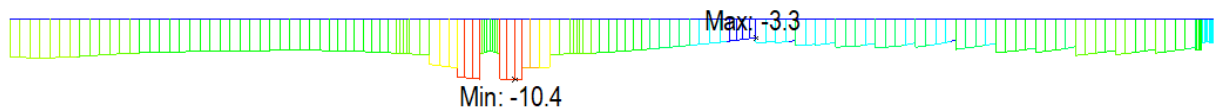
Obr. 266 - Průběhy napětí na dolních vláknech vahadla v průběhu jeho výstavby v časech po předepnutí příslušných vahadlových kabelů [MPa]

Části konstrukce na pevné skruži

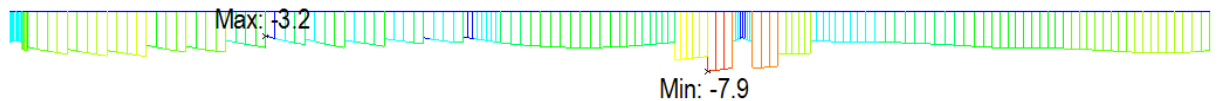
Mezní stavy omezení napětí pro tuto část konstrukce je řešen v konkrétní kapitole zabývající se návrhem předpětí v části konstrukce betonované na pevné skruži.



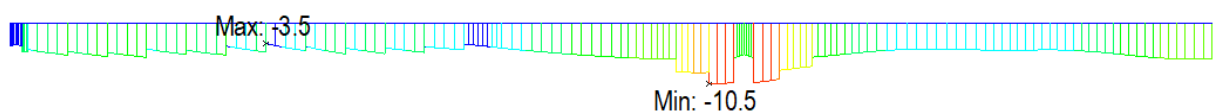
Obr. 267 - Průběh napětí na horních vláknech od vl. tíhy, dotvar. + smršť. a předpětí na části OPI-P3 po předepnutí 1. skupiny kabelů ve 3 dnech [MPa]



Obr. 268 - Průběh napětí na horních vláknech od vl. tíhy, dotvar. + smršť. a předpětí na části OPI-P3 po předepnutí 2. skupiny kabelů v 7 dnech [MPa]



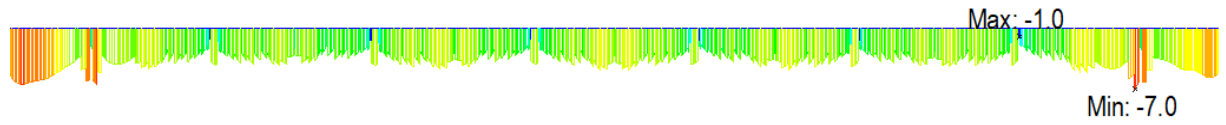
Obr. 269 - Průběh napětí na horních vláknech od vl. tíhy, dotvar. + smršť. a předpětí na části P8-OP10 po předepnutí 1. skupiny kabelů ve 3 dnech [MPa]



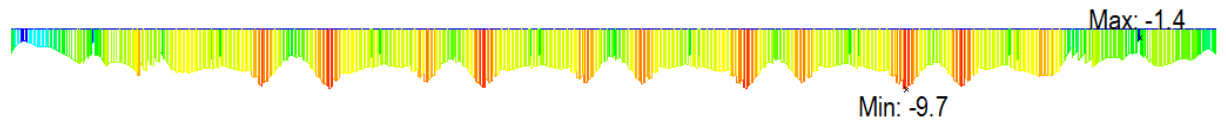
Obr. 270 - Průběh napětí na horních vláknech od vl. tíhy, dotvar. + smršť. a předpětí na části P8-OP10 po předepnutí 2. skupiny kabelů v 7 dnech [MPa]

4.9.1.2 Uvedení do provozu

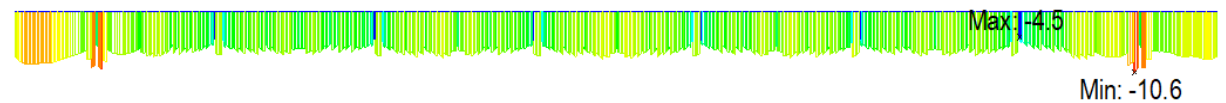
Kvazistálá kombinace



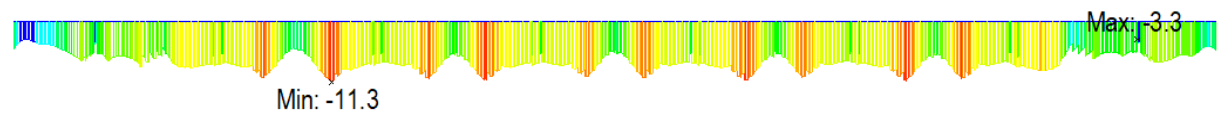
Obr. 271 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na horních vláknech - kvazi - UP [MPa]



Obr. 272 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vláknech - kvazi - UP [MPa]

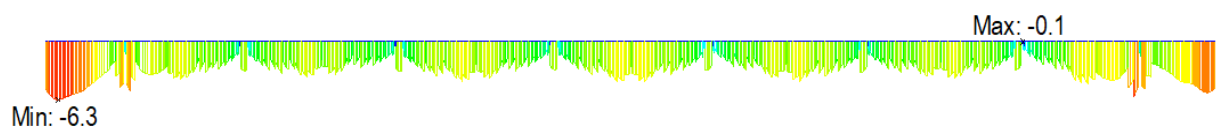


Obr. 273 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na horních vláknech - kvazi - UP [MPa]

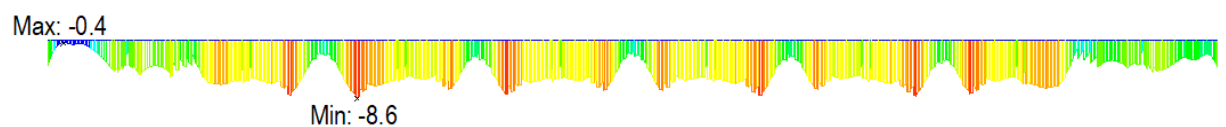


Obr. 274 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na dolních vláknech - kvazi - UP [MPa]

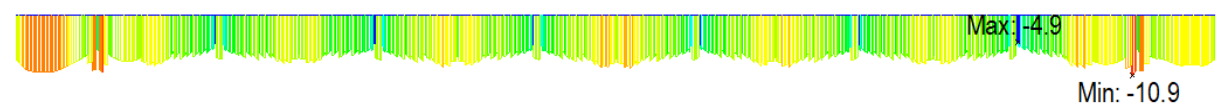
Častá kombinace



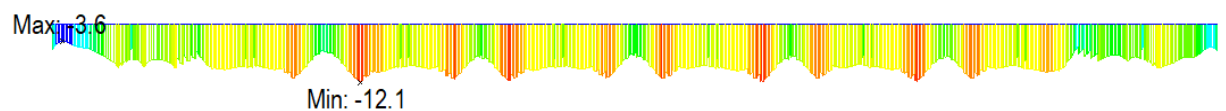
Obr. 275 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na horních vláknech - častá - UP [MPa]



Obr. 276 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vláknech - častá - UP [MPa]

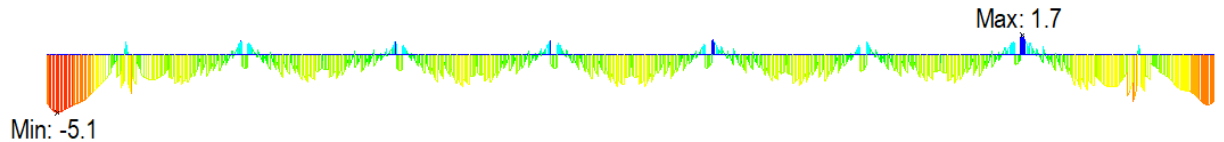


Obr. 277 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na horních vláknech - častá - UP [MPa]

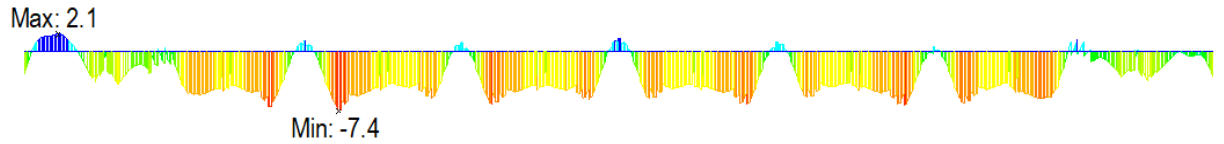


Obr. 278 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na dolních vláknech - častá - UP [MPa]

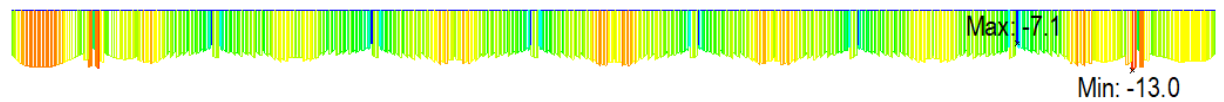
Charakteristická kombinace



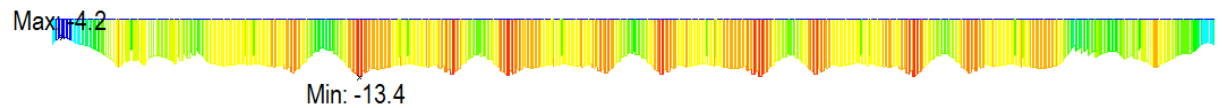
Obr. 279 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na horních vláknech - char. - UP [MPa]



Obr. 280 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vláknech - char. - UP [MPa]



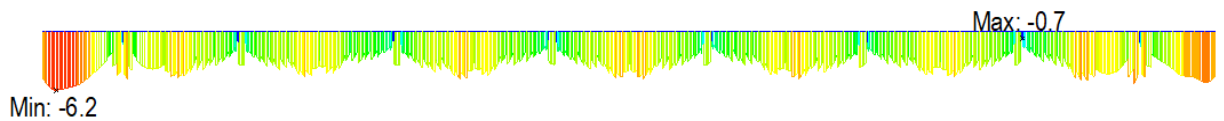
Obr. 281 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na horních vláknech - char. - UP [MPa]



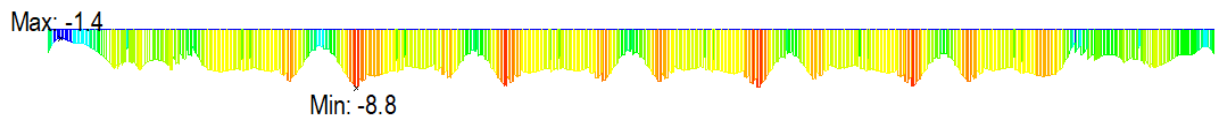
Obr. 282 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na dolních vláknech - char. - UP [MPa]

4.9.1.3 Konec životnosti

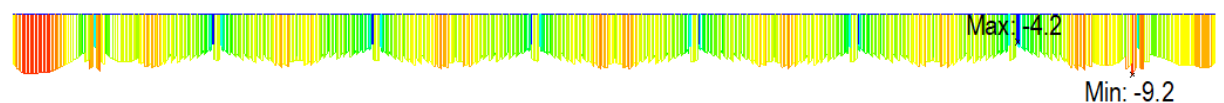
Kvazistálá kombinace



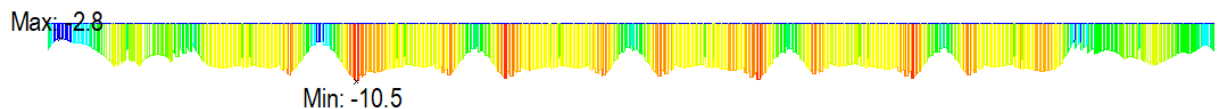
Obr. 283 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na horních vláknech - kvazi. - KŽ [MPa]



Obr. 284 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vláknech - kvazi. - KŽ [MPa]

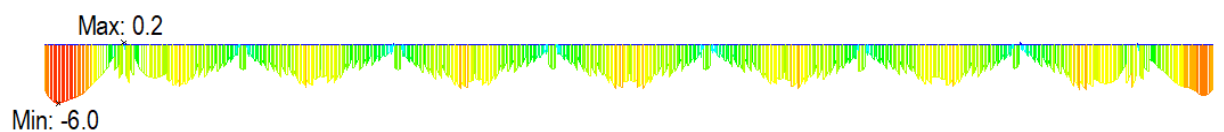


Obr. 285 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na horních vláknech - kvazi. - KŽ [MPa]

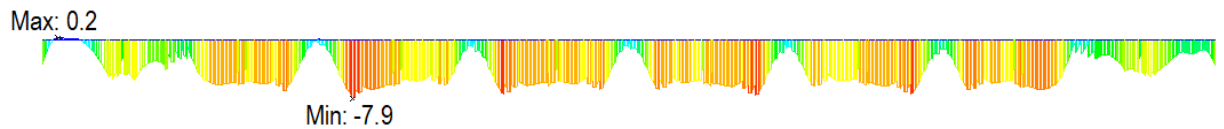


Obr. 286 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na dolních vláknech - kvazi. - KŽ [MPa]

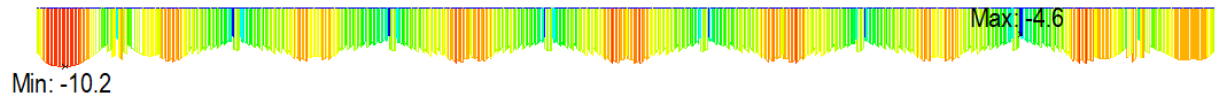
Častá kombinace



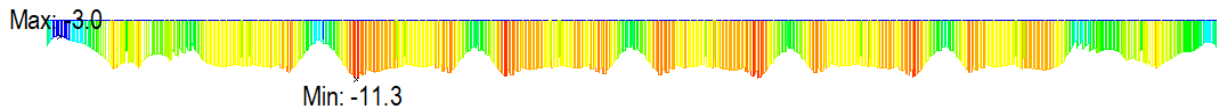
Obr. 287 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na horních vláknech - častá - KŽ [MPa]



Obr. 288 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vláknech - častá - KŽ [MPa]

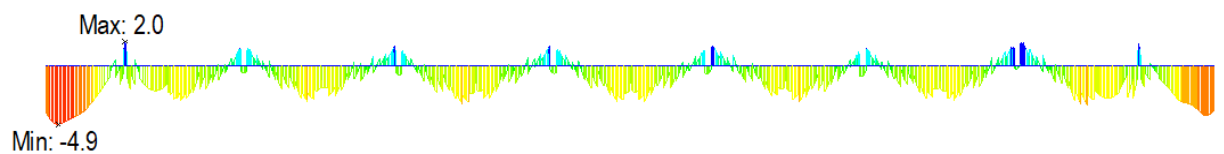


Obr. 289 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na horních vláknech - častá - KŽ [MPa]

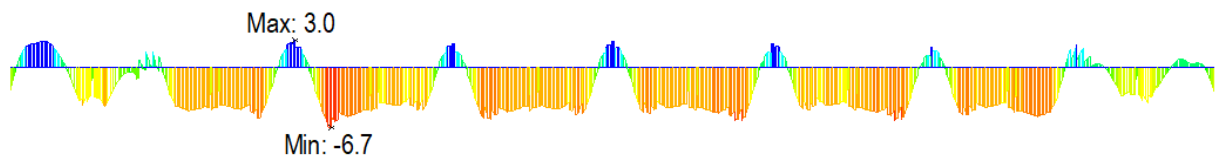


Obr. 290 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na dolních vláknech - častá - KŽ [MPa]

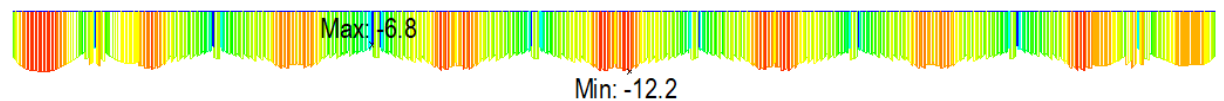
Charakteristická kombinace



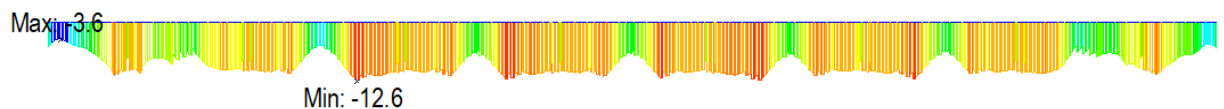
Obr. 291 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na horních vláknech - char. - KŽ [MPa]



Obr. 292 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vláknech - char. - KŽ [MPa]



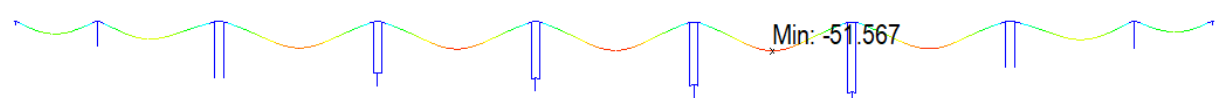
Obr. 293 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na horních vláknech - char. - KŽ [MPa]



Obr. 294 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na dolních vláknech - char. - KŽ [MPa]

4.9.2 Mezní stav omezení průhybu

Posouzení mezního stavu omezení průhybu provádím dle ČSN 73 6214 [119]. Z tohoto dokumentu vychází požadavek omezení průhybu od pohyblivého zatížení modelem 1 včetně regulačních součinitelů pro předpjaté konstrukce hodnotu $L/600$. Další zatížení, pro která je nutné v odůvodněných případech dodržet toto kritérium jsou zatížení klimatická.



Obr. 295 - Průhyb od zatěžovacího modelu L1 [mm]

Maximální hodnota průhybu od LM1 byla zaznamenána v poli P6-P7. Jedná se o hodnotu 51,6 mm. Limitní hodnota pro letmo betonované pole je $121000/600 = 201,7$ mm. Tato podmínka je splněna. V Tab. 42 jsou uvedeny vypočtené průhyby všech polí od 3 zatížení. Všechny splňují daná kritéria.

	Rozpětí [m]	Limitní průhyb [mm]	Průhyb [mm]		
			LM1	Teplota	Vítr
OP1	63	105.0	22.701	0.477	4.337
P2					
P3	93	155.0	31.422	2.738	6.317
P4	121	201.7	46.906	6.094	10.235
P5	121	201.7	48.721	9.164	10.355
P6	121	201.7	51.038	5.435	10.797
P7	121	201.7	51.567	6.059	10.867
P8	121	201.7	48.186	3.195	10.231
P9	95	158.3	32.658	2.292	6.568
OP10	60	100.0	19.481	0.411	3.675

Tab. 42 - Průhyby jednotlivých polí konstrukce

4.9.3 Mezní stav omezení trhlin

Napětí od charakteristické kombinace zatížení po celou dobu životnosti nepřekračuje hodnotu f_{ctm} . Není tak předpokládán vznik trhlin v průřezu.

4.9.4 Ověření smykových trhlin ve stěnách

Toto ověření vychází z informativní přílohy QQ normy ČSN EN 1992-2 [115]. Jedná se o omezení hlavních napětí v konstrukci za účelem omezení vzniku potažmo šířky smykových trhlin. Ve svých výpočtech postupuji v souladu s výpočty provedenými na cvičení předmětu B03K [120]. Hodnota většího tahového hlavního napětí je porovnávána se směrově závislou tahovou pevností betonu f_{ctb} . Tu je možné vypočítat ze vzorce (4.33), ve kterém figuruje právě jedno z hlavních napětí, a to extrémní tlakové. Čím menší toto napětí σ_3 je, tím větší je řešená směrově závislá tahová pevnost betonu. Maximální hodnoty, které může napětí σ_3 nabývat, je hodnota $0,6 \cdot f_{ck}$. Konzervativně je možné uvažovat právě tuto hodnotu pro získání nejmenší možné směrově závislé tahové pevnosti betonu.

$$f_{ctb} = \left(1 - 0,8 \cdot \frac{\sigma_3}{f_{ck}}\right) \cdot f_{ctk;0,05} \quad (4.29)$$

Hodnoty hlavních napětí počítám podle vzorce (4.30).

$$\sigma_{1,3} = \frac{\sigma_x}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2} \quad (4.30)$$

Posudek provádím při uvedení do provozu a na konci životnosti. Použitím proužkové metody, kterou používám i v kapitole 4.11.1, jsem si zjistil v každém proužku hodnotu smykového napětí a jemu odpovídající hodnotu normálového napětí. Výpočet hlavních napětí pak provádím pro extrémní kombinaci těchto dvou napětí. Pro posouzení jsem zvolil průřezy v poli i nad podporou v části

betonované na pevné skruži a průřezy v poli, před stěnou pilíře a přímo v nadpodporovém příčniku u letmobetovaných polí.

Uvažuji charakteristickou kombinaci zatížení. Pro porovnání jsem na průřezu před stěnou pilíře P4 provedl výpočet pro všech 6 možných charakteristických kombinací vnitřních sil na konci životnosti, kdy jsem vždy jednu z nich uvažoval jako extrémní a k ní jsem použil ostatní vnitřní síly jí příleží. Není žádným překvapením, že z pohledu hlavního napětí σ_1 vychází nejhůře kombinace s maximální posouvající silou. Na účinky charakteristické kombinace s extrémní posouvající silou pak posuzuji všechny ostatní vybrané průřezy.

Před stěnou pilíře P4 - KŽ		max N	max V	max M	min N	min V	min M
τ_{xz}	[MPa]	1.284	1.633	1.482	1.138	0.988	1.151
σ_x	[MPa]	-5.215	-5.253	-5.274	-5.326	-5.283	-5.276
σ_1	[MPa]	0.299	0.466	0.388	0.233	0.179	0.240
σ_3	[MPa]	-5.514	-5.720	-5.662	-5.559	-5.461	-5.517
f_{ctb}	[MPa]	2.477	2.488	2.485	2.480	2.475	2.477
VYHOVUJE?		OK	OK	OK	OK	OK	OK

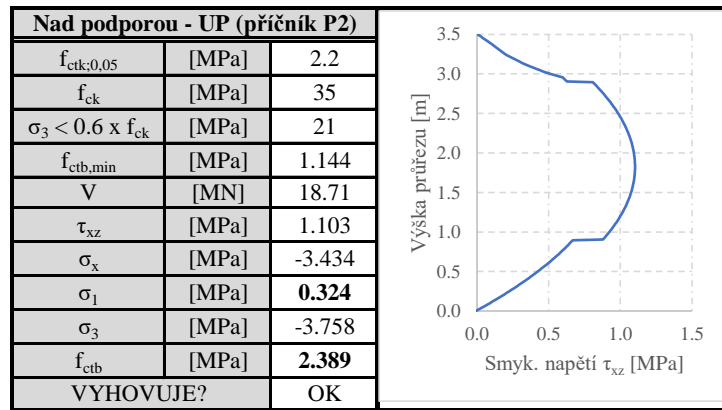
Tab. 43 - Posudky pro různé kombinace vnitřních sil

Před stěnou pilíře P4 - UP		
$f_{ctk,0.05}$	[MPa]	2.2
f_{ck}	[MPa]	35
$\sigma_3 < 0.6 \times f_{ck}$	[MPa]	21
$f_{ctb,min}$	[MPa]	1.144
V	[MN]	19.03
τ_{xz}	[MPa]	1.571
σ_x	[MPa]	-5.474
σ_1	[MPa]	0.419
σ_3	[MPa]	-5.893
f_{ctb}	[MPa]	2.496
VYHOVUJE?		OK

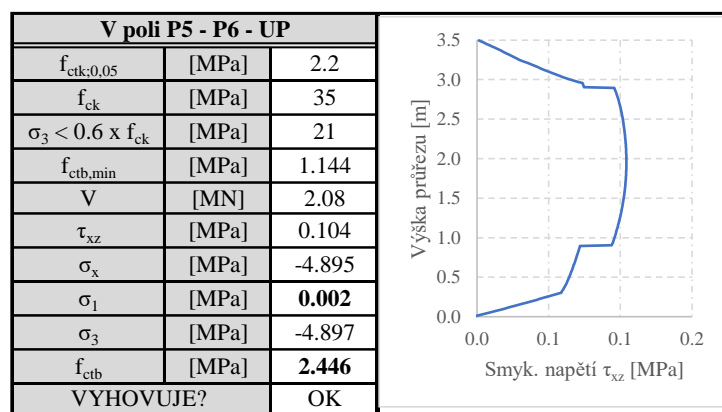
Tab. 44 - Průběh smykových napětí a následné posouzení hlavních napětí - před stěnou pilíře P4 - UP

Nad podporou - UP (příčník P4)		
$f_{ctk,0.05}$	[MPa]	2.2
f_{ck}	[MPa]	35
$\sigma_3 < 0.6 \times f_{ck}$	[MPa]	21
$f_{ctb,min}$	[MPa]	1.144
V	[MN]	26.45
τ_{xz}	[MPa]	0.958
σ_x	[MPa]	-4.170
σ_1	[MPa]	0.210
σ_3	[MPa]	-4.379
f_{ctb}	[MPa]	2.420
VYHOVUJE?		OK

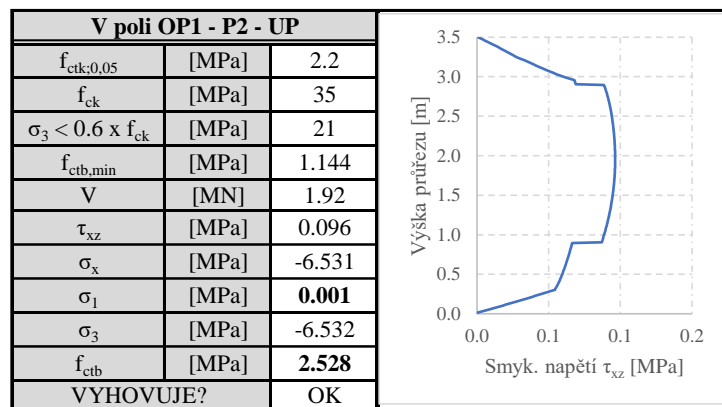
Tab. 45 - Průběh smykových napětí a následné posouzení hlavních napětí - nad podporou (příčník P4) - UP



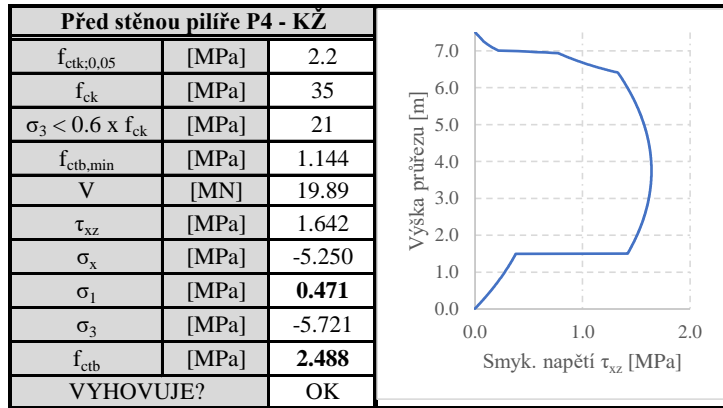
Tab. 46 - Průběh smykových napětí a následné posouzení hlavních napětí - nad podporou (příčnick P2) - UP



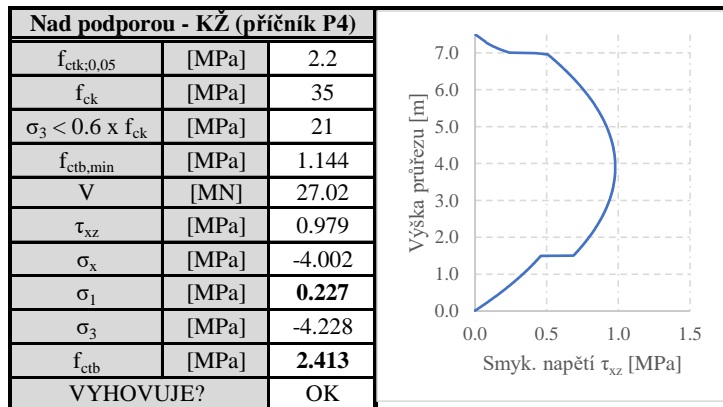
Tab. 47 - Průběh smykových napětí a následné posouzení hlavních napětí - v poli P5-P6 - UP



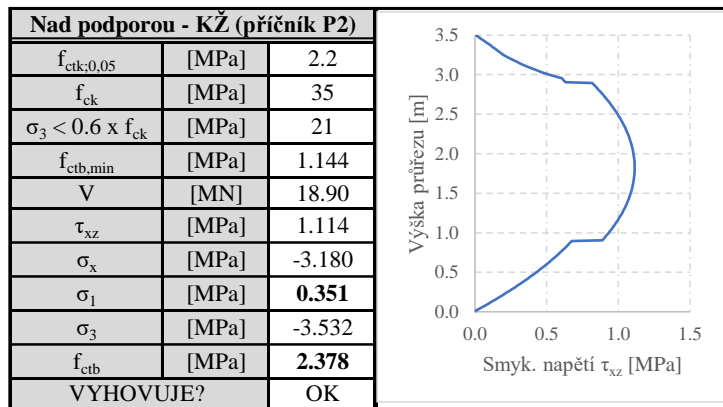
Tab. 48 - Průběh smykových napětí a následné posouzení hlavních napětí - v poli OP1- P2 - UP



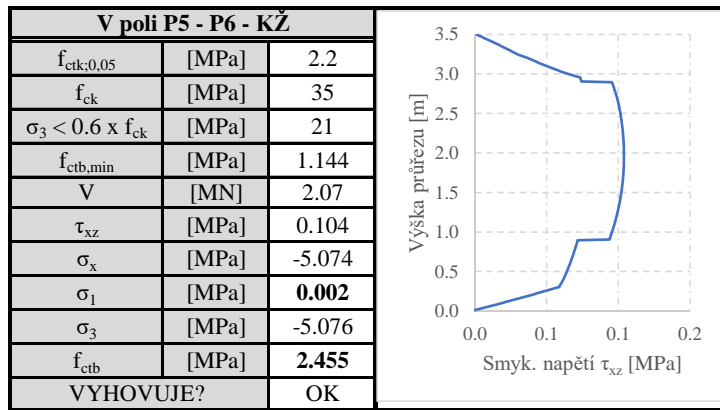
Tab. 49 - Průběh smykových napětí a následné posouzení hlavních napětí - před stěnou pilíře P4 - KŽ



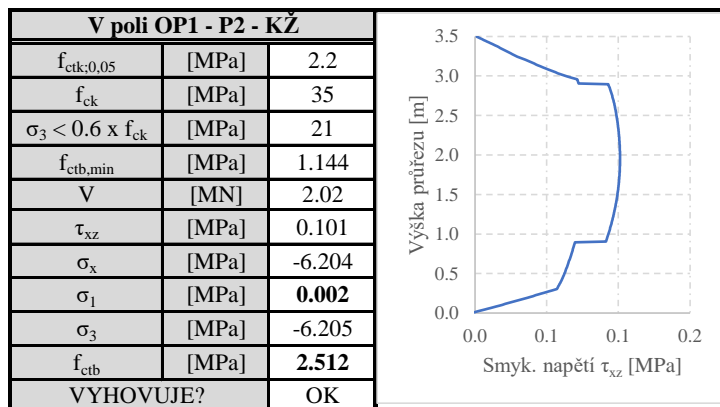
Tab. 50 - Průběh smykových napětí a následné posouzení hlavních napětí - nad podporou (příčnick P4) - KŽ



Tab. 51 - Průběh smykových napětí a následné posouzení hlavních napětí - nad podporou (příčnick P2) - KŽ



Tab. 52 - Průběh smykových napětí a následné posouzení hlavních napětí - v poli P5-P6 - KŽ



Tab. 53 - Průběh smykových napětí a následné posouzení hlavních napětí - v poli OP1-P2 - KŽ

Z uvedených posudků je jasné, že podle očekávání a podle průběhu posouvajících sil, dochází k nejhorším výsledkům nad podporami. Posudky v polích by bylo možné vypustit. Posuzované hlavní napětí v nich dosahuje maximálně 0,002 MPa, což je opravdu zanedbatelná hodnota. Vzhledem k povaze práce však zde i tyto posudky uvádím. Maximální zaznamenaná tahová hodnota hlavního napětí je 0,47 MPa. I tato hodnota je menší než směrově závislá tahová pevnost betonu. Všechny posudky tedy vyhovují. Zlomy na grafech průběhu smykových napětí τ_{xz} jsou způsobeny proměnnou geometrií daných průřezů. Např. v Tab. 50 je jasně patrná hranice dolní desky, která je v tomto řezu tloušťky 1,5 m.

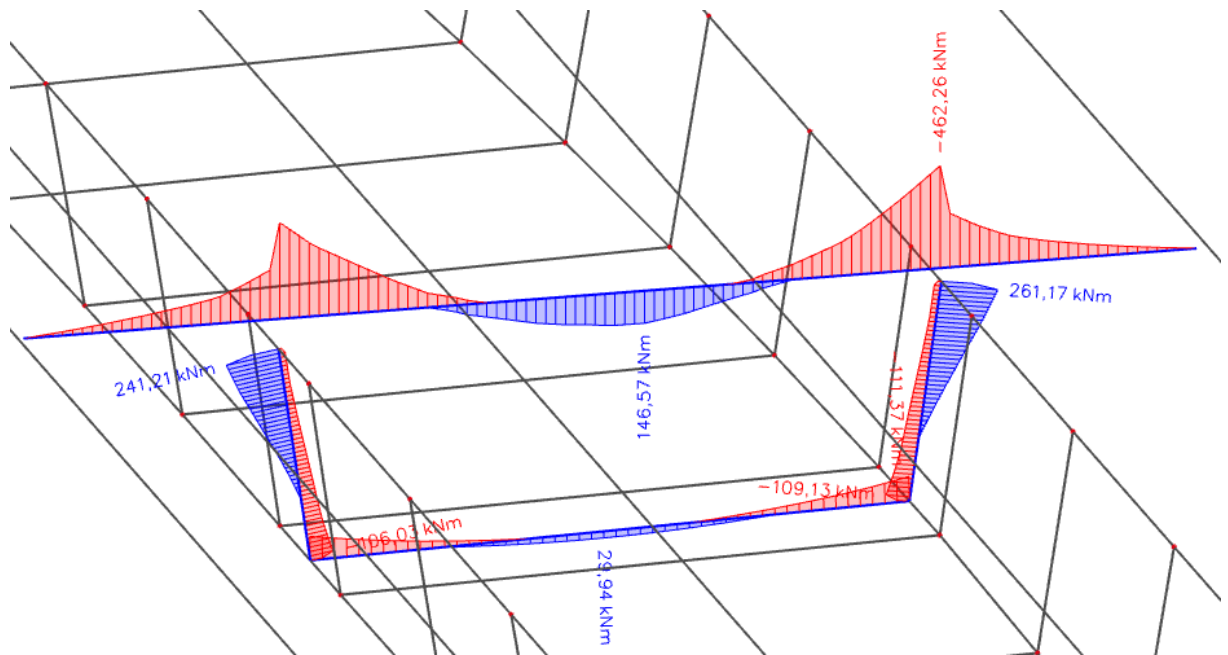
4.10 Příčný směr

Je nutné podrobněji ověřit návrh z předběžného posouzení vyztužitelnosti v příčném směru komorového průřezu. Dále je nutné posoudit smykové účinky v příčném směru konstrukce. V tomto ohledu se pro omezený rozsah práce soustředím na smyk v horní desce mostovky. Do deskostěnového modelu z kapitoly 3.4 jsem zadal kombinace MSÚ s příslušnými součiniteli. Na rozdíl od předběžného posouzení jsem použil funkcionalitu integračních dílců. Získané hodnoty vnitřních sil jsou uvedeny v příslušných tabulkách.

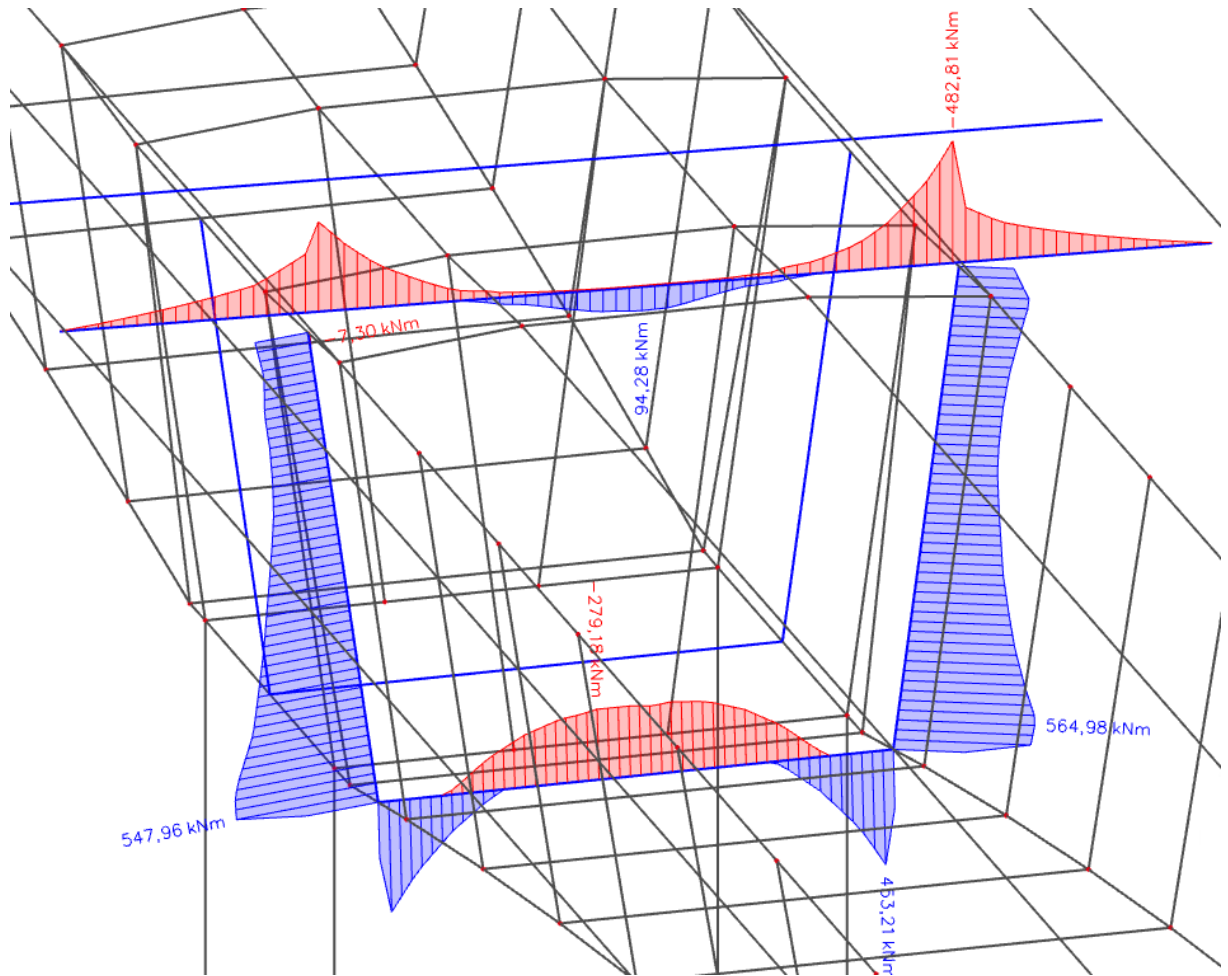
Při návrhu betonářské výztuže jsem mimo jiné využil Tabulky NA.1 z Národní přílohy normy ČSN EN 1992-1-1 [98], která specifikuje nutnost zajištění polohy daných prutů výztuže. V souladu s touto tabulkou jsem navrhl odpovídající kozlíky a spony.

4.10.1 Ohyb

Při posouzení ohybové únosnosti horní desky komorového průřezu jsem postupoval shodně jako v předběžném posouzení. Posoudil jsem znovu průřez v poli i nad podporou v mezním stavu únosnosti i mezním stavu použitelnosti. Na rozdíl od předcházejícího posudku jsem zvolil rastr výztuže po 150 mm. Navrhl jsem průřez v poli i nad podporou vyztužený stejně. Při horním povrchu pro vykrytí záporných ohybových momentů jsem navrhl $\varnothing 25/150$ mm. Při dolním povrchu na vykrytí kladných ohybových momentů v části mezi stěnami komory jsem navrhl $\varnothing 20/150$ mm.



Obr. 296 - Průběh příčných ohybových momentů v poli [kNm/m]



Obr. 297 - Průběh příčných ohybových momentů před pilířem [kNm/m]

V poli	ŘEZ	1	2	3	4	5	6	7	8	9
M_{ed}	[kNm]	-105.71	-451.04	-189.03	42.51	132.57	34.44	-156.28	-387.83	-89.39
h	[mm]	400	550	430	300	300	300	430	550	400
b	[mm]	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
d	[mm]	317.5	467.5	347.5	220	220	220	347.5	467.5	317.5
z	[mm]	285.75	420.75	312.75	198	198	198	312.75	420.75	285.75
$A_{s,rd}$	[mm ²]	-850.9	-2465.6	-1390.1	493.8	1540.0	400.1	-1149.3	-2120.0	-719.5
\varnothing_s	[mm]	25	25	25	20	20	20	25	25	25
s	[mm]	150	150	150	150	150	150	150	150	150
$A_{s,prov}$	[mm ²]	3272.5	3272.5	3272.5	2094.4	2094.4	2094.4	3272.5	3272.5	3272.5
x	[mm]	89.67	89.67	89.67	57.39	57.39	57.39	89.67	89.67	89.67
z	[mm]	281.63	431.63	311.63	197.04	197.04	197.04	311.63	431.63	281.63
M_{rd}	[kNm]	-400.71	-614.13	-443.39	179.43	179.43	179.43	-443.39	-614.13	-400.71
Využití	[%]	26.4%	73.4%	42.6%	23.7%	73.9%	19.2%	35.2%	63.2%	22.3%
$\xi = x/d$	[-]	0.282	0.192	0.258	0.261	0.261	0.261	0.258	0.192	0.282
ξ_{max}	[-]	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45

Tab. 54 - Posudek MSÚ příčného směru v poli

Před pil.	ŘEZ	1	2	3	4	5	6	7	8	9
M_{ed}	[kNm]	-88.45	-469.27	-157.54	-15.15	110.30	33.39	-160.45	-450.77	-91.47
h	[mm]	400	550	430	300	300	300	430	550	400
b	[mm]	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
d	[mm]	317.5	467.5	347.5	217.5	220	220	347.5	467.5	317.5
z	[mm]	285.75	420.75	312.75	195.75	198	198	312.75	420.75	285.75
$A_{s,reqd}$	[mm ²]	-711.9	-2565.2	-1158.6	-178.0	1281.3	387.9	-1180.0	-2464.1	-736.2
\varnothing_s	[mm]	25	25	25	25	20	20	25	25	25
s	[mm]	150	150	150	150	150	150	150	150	150
$A_{s,prov}$	[mm ²]	3272.5	3272.5	3272.5	3272.5	2094.4	2094.4	3272.5	3272.5	3272.5
x	[mm]	89.67	89.67	89.67	89.67	57.39	57.39	89.67	89.67	89.67
z	[mm]	281.63	431.63	311.63	181.63	197.04	197.04	311.63	431.63	281.63
M_{rd}	[kNm]	-400.71	-614.13	-443.39	-258.43	179.43	179.43	-443.39	-614.13	-400.71
Využití	[%]	22.1%	76.4%	35.5%	5.9%	61.5%	18.6%	36.2%	73.4%	22.8%
$\xi = x/d$	[-]	0.282	0.192	0.258	0.412	0.261	0.261	0.258	0.192	0.282
ξ_{max}	[-]	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45

Tab. 55 - Posudek MSÚ příčného směru před stěnou pilíře

V poli	ŘEZ	1	2	3	4	5	6	7	8	9
M_{cas}	[kNm]	-60.05	-267.27	-124.56	19.98	75.21	16.03	-91.42	-229.57	-59.79
x_{ir}	[mm]	83.41	106.26	88.33	48.55	48.55	48.55	88.33	106.26	83.41
I_{ir}	[mm ⁴]	1.248E+09	2.919E+09	1.523E+09	419336901	419336901	419336901	1.523E+09	2.919E+09	1.248E+09
σ_s	[MPa]	66.240	194.572	124.673	48.053	180.886	38.553	91.503	167.126	65.953
$h_{c,eff}$	[mm]	103.44	153.44	113.44	80.87	80.87	80.87	113.44	153.44	103.44
$A_{c,eff}$	[mm ²]	103442.1	153442.1	113442.1	80869.61	80869.61	80869.61	113442.1	153442.1	103442.1
$\rho_{p,eff}$	[-]	0.051883	0.0349766	0.0473095	0.0663647	0.0663647	0.0663647	0.0473095	0.0349766	0.051883
$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$	[-]	0.0001987	0.0006419	0.000374	0.0001442	0.0007033	0.0001157	0.0002745	0.0005047	0.0001979
$s_{r,max}$	[mm]	251.92	291.51	259.83	221.23	221.23	221.23	259.83	291.51	251.92
w_k	[mm]	0.050	0.187	0.097	0.032	0.156	0.026	0.071	0.147	0.050
w_{max}	[mm]	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200

Tab. 56 - Posudek MSP příčného směru v poli

Před pil.	ŘEZ	1	2	3	4	5	6	7	8	9
M_{cas}	[kNm]	-65.20	-221.04	-98.99	-5.50	64.06	21.00	-77.46	-229.98	-59.65
x_{ir}	[mm]	83.41	106.26	88.33	48.16	48.55	48.55	88.33	106.26	83.41
I_{ir}	[mm ⁴]	1.248E+09	2.919E+09	1.523E+09	410026963	419336901	419336901	1.523E+09	2.919E+09	1.248E+09
σ_s	[MPa]	71.921	160.917	99.080	13.361	154.069	50.507	77.530	167.425	65.799
$h_{c,eff}$	[mm]	103.44	153.44	113.44	70.11	80.87	80.87	113.44	153.44	103.44
$A_{c,eff}$	[mm ²]	103442.1	153442.1	113442.1	70108.766	80869.61	80869.61	113442.1	153442.1	103442.1
$\rho_{p,eff}$	[-]	0.051883	0.0349766	0.0473095	0.0765509	0.0663647	0.0663647	0.0473095	0.0349766	0.051883
$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$	[-]	0.0002158	0.0004827	0.0002972	4.008E-05	0.0005692	0.0001515	0.0002326	0.0005062	0.0001974
$s_{r,max}$	[mm]	251.92	291.51	259.83	225.52	221.23	221.23	259.83	291.51	251.92
w_k	[mm]	0.054	0.141	0.077	0.009	0.126	0.034	0.060	0.148	0.050
w_{max}	[mm]	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200

Tab. 57 - Posudek MSP příčného směru před stěnou pilíře

Dolní deska MSÚ	ŘEZ	Před stěnou pilíře	Mezi stěnami pilíře
M_{ed}	[kNm]	-279.18	-444.25
h	[mm]	1500	1500
b	[mm]	1000	1000
d	[mm]	1417.5	1417.5
z	[mm]	1275.75	1275.75
$A_{s,rgd}$	[mm ²]	-503.3	-800.9
\varnothing_s	[mm]	25	25
s	[mm]	150	150
$A_{s,prov}$	[mm ²]	3272.5	3272.5
x	[mm]	89.67	89.67
z	[mm]	1381.63	1381.63
M_{rd}	[kNm]	-1965.82	-1965.82
Využití	[%]	14.2%	22.6%
$\xi = x/d$	[-]	0.063	0.063
ξ_{max}	[-]	0.45	1.45

Dolní deska MSP	ŘEZ	Před stěnou pilíře	Mezi stěnami pilíře
M_{cas}	[kNm]	-194.18	-310.27
x_{ir}	[mm]	204.17	204.17
I_{ir}	[mm ⁴]	3.14E+10	3.14E+10
σ_s	[MPa]	44.20	70.62

$h_{c,eff}$	[mm]	206.25	206.25
$A_{c,eff}$	[mm ²]	206250	206250
$\rho_{p,eff}$	[-]	0.026021	0.026021
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	[-]	0.000133	0.000212
$s_{r,max}$	[mm]	333.33	333.33
w_k	[mm]	0.044	0.071
w_{max}	[mm]	0.200	0.200

Tab. 58 - Posudek dolní desky komory v oblasti kolem podpor

Dolní deska MSÚ	ŘEZ	Uprostřed rozpětí	Ve 2/3 rozpětí
M_{ed}	[kNm]	29.94	28.30
h	[mm]	300	300
b	[mm]	1000	1000
d	[mm]	222	222
z	[mm]	199.8	199.8
$A_{s,rgd}$	[mm ²]	344.7	325.8
\varnothing_s	[mm]	16	16
s	[mm]	150	150
$A_{s,prov}$	[mm ²]	1340.4	1340.4
x	[mm]	36.73	36.73
z	[mm]	207.31	207.31
M_{rd}	[kNm]	120.82	120.82
Využití	[%]	24.8%	23.4%
$\xi = x/d$	[-]	0.165	0.165
ξ_{max}	[-]	0.45	1.45

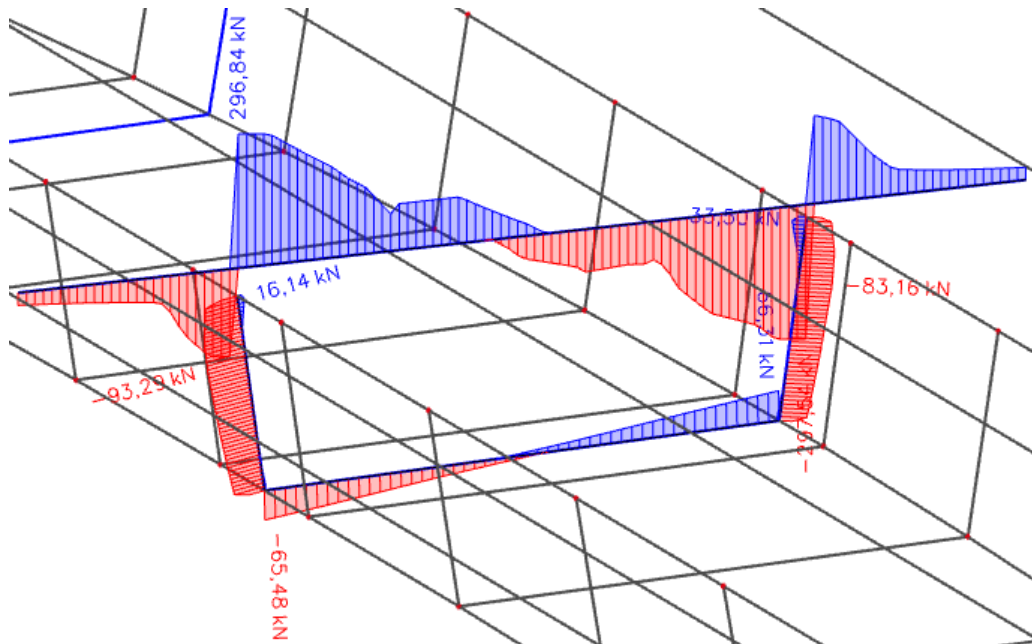
Dolní deska MSP	ŘEZ	Uprostřed rozpětí	Ve 2/3 rozpětí
M_{cas}	[kNm]	21.91	20.67
x_{ir}	[mm]	45.47	45.47
I_{ir}	[mm ⁴]	2.85E+08	2.85E+08
σ_s	[MPa]	79.72	75.21

$h_{c,eff}$	[mm]	87.76	87.76
$A_{c,eff}$	[mm ²]	87757	87757
$\rho_{p,eff}$	[-]	0.030548	0.030548
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	[-]	0.000239	0.000226
$s_{r,max}$	[mm]	259.04	259.04
w_k	[mm]	0.062	0.058
w_{max}	[mm]	0.200	0.200

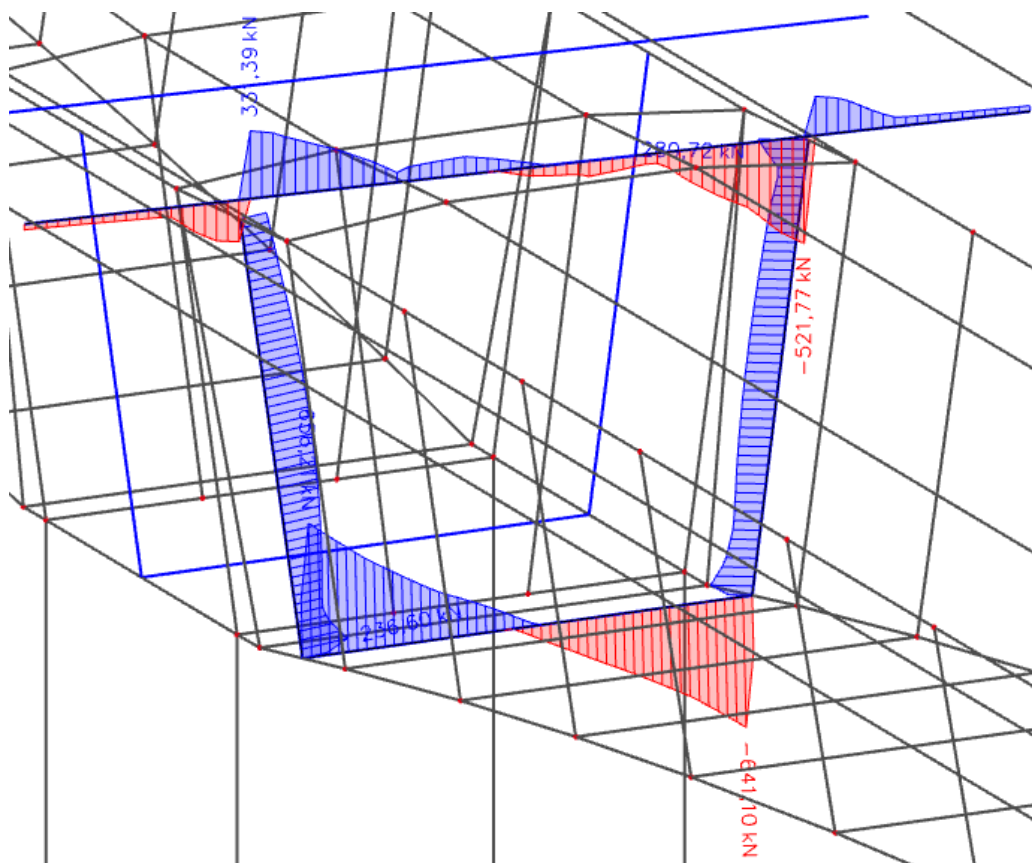
Tab. 59 - Posudek dolní desky komory v oblasti v poli

4.10.2 Smyk

Smykové posouzení v příčném směru jsem provedl pouze pro horní a dolní desku. Dále uvádím průběhy posouvajících sil na průřezu v poli z integračního pásu šířky 1 m.



Obr. 298 - Průběh posouvajících sil v poli [kN/m]



Obr. 299 - Průběh posouvajících sil nad podporou [kN/m]

Horní deska

V prvním kroku posuzuji smykovou únosnost v daných řezech bez smykové výztuže - $V_{Rd,c}$. Použil jsem vzorec (4.31) z ČSN EN 1992-2 [115].

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (4.31)$$

Před pil.	ŘEZ	1	2	3	4	5	6	7	8	9
V_{Ed}	[kN]	42.73	331.39	225.52	47.14	48.50	50.05	285.93	521.77	38.73
h	[mm]	400	550	430	300	300	300	430	550	400
d	[mm]	317.5	467.5	347.5	217.5	220	220	347.5	467.5	317.5
k	[-]	1.79	1.65	1.76	1.96	1.95	1.95	1.76	1.65	1.79
A_{sl}	[mm ²]	3272.5	3272.5	3272.5	3272.5	2094.4	2094.4	3272.5	3272.5	3272.5
ρ_1	[-]	0.010	0.007	0.009	0.015	0.010	0.010	0.009	0.007	0.010
σ_{cp}	[MPa]	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8
$V_{Rd,c}$	[kN]	311.5	395.7	329.0	250.4	225.3	225.3	329.0	395.7	311.5

Tab. 60 - Posudek řezů nevyžadující návrh smykové výztuže - řez před stěnou pilíře

V poli	ŘEZ	1	2	3	4	5	6	7	8	9
V_{Ed}	[kN]	60.57	296.84	224.39	102.48	40.82	92.17	232.27	297.54	49.74
h	[mm]	400	550	430	300	300	300	430	550	400
d	[mm]	317.5	467.5	347.5	217.5	220	220	347.5	467.5	317.5
k	[-]	1.79	1.65	1.76	1.96	1.95	1.95	1.76	1.65	1.79
A_{sl}	[mm ²]	3272.5	3272.5	3272.5	3272.5	2094.4	2094.4	3272.5	3272.5	3272.5
ρ_1	[-]	0.010	0.007	0.009	0.015	0.010	0.010	0.009	0.007	0.010
σ_{cp}	[MPa]	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
$V_{Rd,c}$	[kN]	392.5	514.9	417.6	305.8	281.4	281.4	417.6	514.9	392.5

Tab. 61 - Posudek řezů nevyžadující návrh smykové výztuže - řez v poli

Dle příručky [93] platí, že pro posouvající síly vypočtené bez redukce β , je nutné splnit nerovnost (4.32).

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} \quad (4.32)$$

Před pil.	ŘEZ	1	2	3	4	5	6	7	8	9
V_{Ed}	[kN]	42.73	331.39	225.52	47.14	48.5	50.05	285.93	521.77	38.73
$0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd}$	[kN]	1624.37	2391.80	1777.86	1112.76	1125.55	1125.55	1777.86	2391.80	1624.37

Tab. 62 - Posudek dle rovnice (4.32) - řez před stěnou pilíře

V poli	ŘEZ	1	2	3	4	5	6	7	8	9
V_{Ed}	[kN]	60.57	296.84	224.39	102.48	40.82	92.17	232.27	297.54	49.74
$0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd}$	[kN]	1624.37	2391.80	1777.86	1112.76	1125.55	1125.55	1777.86	2391.80	1624.37

Tab. 63 - Posudek dle rovnice (4.32) - řez v poli

Z výsledků uvedených v tabulkách není nutné navrhovat smykovou výztuž. Na základě poznámky v příručce [93]: „Pokud na základě výpočetního návrhu smyku není třeba smykového vyztužení, má se přesto provést minimální smykové vyztužení podle [98], čl. 9.2.2.“ navrhuji konstrukční smykovou výztuž horní desky komory ve formě spon. Konkrétně jsem navrhl spony $\varnothing 10$ mm v počtu 11 ks na 1 m², v rastru 300x300 mm.

Pro úplnost jsem provedl i posouzení tláčené diagonály dle rovnice (4.34). Všechny posuzované řezy v poli i před stěnou pilíře vyhovují.

Před pil.	ŘEZ	1	2	3	4	5	6	7	8	9
V_{ed}	[kN]	42.73	331.39	225.52	47.14	48.50	50.05	285.93	521.77	38.73
h	[m]	0.4	0.55	0.43	0.3	0.3	0.3	0.43	0.55	0.4
Θ	[°]	40	40	40	40	40	40	40	40	40
$\cotg\Theta$	[-]	1.192	1.192	1.192	1.192	1.192	1.192	1.192	1.192	1.192
$tg\Theta$	[-]	0.839	0.839	0.839	0.839	0.839	0.839	0.839	0.839	0.839
f_{cd}	[MPa]	21	21	21	21	21	21	21	21	21
v_1	[-]	0.516	0.516	0.516	0.516	0.516	0.516	0.516	0.516	0.516
b_w	[m]	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
α_{cw}	[-]	1.086	1.086	1.086	1.086	1.086	1.086	1.086	1.086	1.086
z	[m]	0.286	0.421	0.313	0.196	0.198	0.198	0.313	0.421	0.286
$V_{Rd,max}$	[kN]	1655.36	2437.42	1811.77	1133.99	1147.02	1147.02	1811.77	2437.42	1655.36

Tab. 64 - Posudek tlačené diagonály - řez před stěnou pilíře

V poli	ŘEZ	1	2	3	4	5	6	7	8	9
V_{ed}	[kN]	60.57	296.84	224.39	102.48	40.82	92.17	232.27	297.54	49.74
h	[m]	0.4	0.55	0.43	0.3	0.3	0.3	0.43	0.55	0.4
Θ	[°]	40	40	40	40	40	40	40	40	40
$\cotg\Theta$	[-]	1.192	1.192	1.192	1.192	1.192	1.192	1.192	1.192	1.192
$tg\Theta$	[-]	0.839	0.839	0.839	0.839	0.839	0.839	0.839	0.839	0.839
f_{cd}	[MPa]	21	21	21	21	21	21	21	21	21
v_1	[-]	0.516	0.516	0.516	0.516	0.516	0.516	0.516	0.516	0.516
b_w	[m]	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
α_{cw}	[-]	1.167	1.167	1.167	1.167	1.167	1.167	1.167	1.167	1.167
z	[m]	0.286	0.421	0.313	0.196	0.198	0.198	0.313	0.421	0.286
$V_{Rd,max}$	[kN]	1778.79	2619.16	1946.86	1218.54	1232.54	1232.54	1946.86	2619.16	1778.79

Tab. 65 - Posudek tlačené diagonály - řez v poli

Dolní deska a stěny

Při návrzích a posudcích postupují analogicky jako u horní desky. V tomto případě provádím posudek pouze v místě extrémní posouvající síly u rámového rohu. Pro posudek uvažuji velikost posouvající síly ve vzdálenosti tloušťky stěny od líce rámového rohu. Z výsledků je patrné, že není nutné návrh smykové výztuže, jelikož smykové namáhání přenáší samotný beton.

V poli	ŘEZ	Dolní deska	Stěna
V_{Ed}	[kN]	60.76	93.29
h	[mm]	300	600
d	[mm]	217.5	517.5
k	[-]	1.96	1.62
A_{sl}	[mm ²]	3272.5	3272.5
ρ_l	[-]	0.015	0.006
σ_{cp}	[MPa]	3.5	3.5
$V_{Rd,c}$	[kN]	305.8	554.4

Před pil.	ŘEZ	Dolní deska	Stěna
V_{Ed}	[kN]	511.17	203.37
h	[mm]	1500	1000
d	[mm]	1417.5	917.5
k	[-]	1.38	1.47
A_{sl}	[mm ²]	3272.5	3272.5
ρ_l	[-]	0.002	0.004
σ_{cp}	[MPa]	1.8	0
$V_{Rd,c}$	[kN]	852.3	374.7

V poli	ŘEZ	Dolní deska	Stěna
V_{Ed}	[kN]	60.76	93.29
$0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd}$	[kN]	1112.76	2647.60

Před pil.	ŘEZ	Dolní deska	Stěna
V_{Ed}	[kN]	511.17	203.37
$0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd}$	[kN]	7252.13	4694.06

Tab. 66 - Posudek řezů nevyžadující návrh smykové výztuže a dle rovnice (4.37)

Je nezbytné posoudit také tlačnou diagonálu u dolní desky a stěn. Tento posudek uvádím v Tab. 67.

Před pil.	ŘEZ	Dolní deska	Stěna	V poli	ŘEZ	Dolní deska	Stěna
V_{ed}	[kN]	447.31	203.37	V_{ed}	[kN]	66.31	93.29
h	[m]	1.5	1	h	[m]	0.3	0.6
Θ	[°]	40	40	Θ	[°]	40	40
$\cotg\Theta$	[-]	1.192	1.192	$\cotg\Theta$	[-]	1.192	1.192
$tg\Theta$	[-]	0.839	0.839	$tg\Theta$	[-]	0.839	0.839
f_{cd}	[MPa]	21	21	f_{cd}	[MPa]	21	21
v_1	[-]	0.516	0.516	v_1	[-]	0.516	0.516
b_w	[m]	1.0	1.0	b_w	[m]	1.0	1.0
α_{cw}	[-]	1.086	1.086	α_{cw}	[-]	1.167	1.167
z	[m]	1.276	0.826	z	[m]	0.196	0.466
$V_{Rd,max}$	[kN]	7390.46	4783.60	$V_{Rd,max}$	[kN]	1218.54	2899.28

Tab. 67 - Posudek tlačené diagonály dolní desky a stěn

4.10.3 Analýza rámových rohů

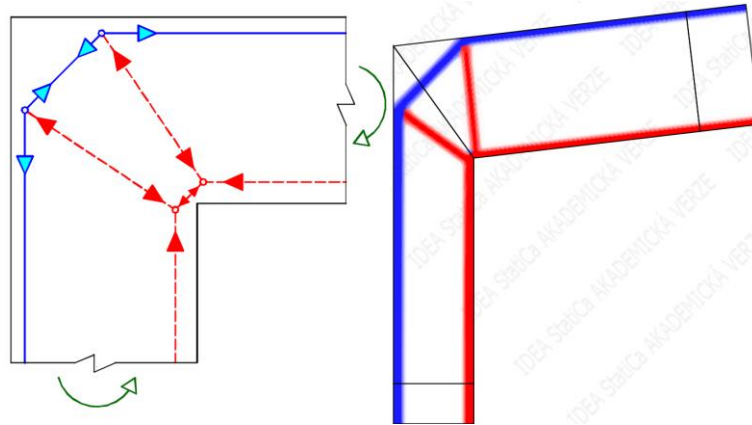
Na Obr. 296 a Obr. 297 jsou vyobrazeny obálkové průběhy příčných ohybových momentů na průřezech v poli a nad podporou. Z nich je patrné, že u rámových rohů v oblasti styku dolní desky a stěny komory dochází u obou posuzovaných průřezů k rozdílným namáhání. Průřez nad podporou je namáhán zápornými ohybovými momenty, roh má tendenci se „zavírat“. Zatímco u průřezu v poli pozorují kladné ohybové momenty a roh má tendenci se naopak „otvírat“.

Při návrhu výztuže na tyto namáhání jsem využil mimo jiné modulu Detail výpočetního softwaru Idea Statica 20.1. Teoretické pozadí využívaného modulu od Idea Statica je uvedené v [121], který je založený i na [122].

U obou rámových rohů jak v poli, tak nad podporou jsem navrhl zkosení 200/200. Bohužel není možné do používaného programu zadat tyto náběhy. Výpočet jsem tak provedl jen pro ověření.

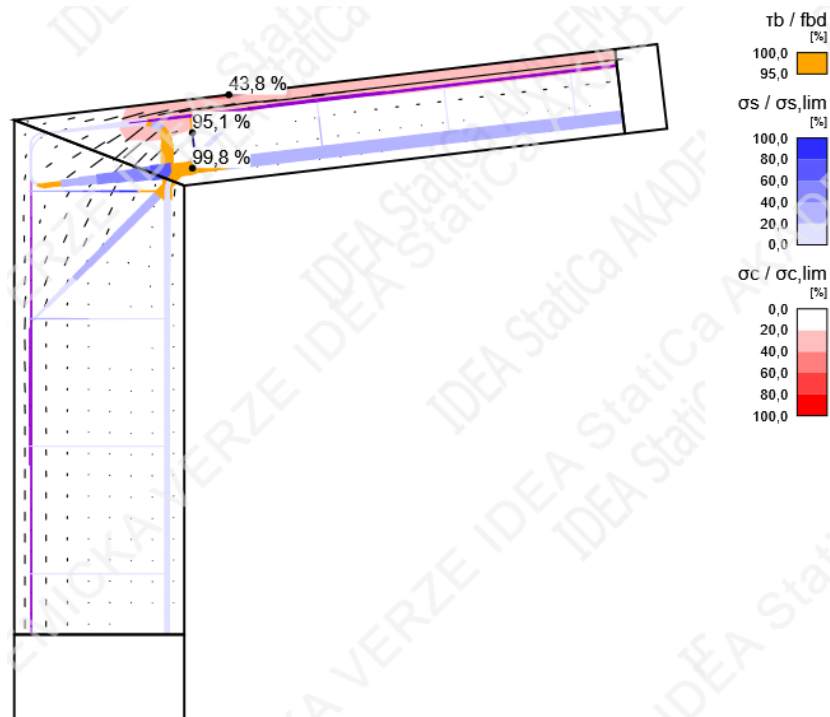
Na zobrazovaných výstupech z výpočetního programu vodorovný prvek v horních částech reprezentuje dolní desku komory, zatímco svislý prvek stěnu komory.

V každém případě by bylo velmi vhodné ověřit návrh výztuže ručním výpočtem. Zde se nabízí ověření pomocí příhradové analogie například za použití modelů uvedených v Příloze J normy ČSN EN 1992-1-1. K nalezení tlačných a tažených oblastí lze velice výhodně využít nástroj topologické optimalizace v používaném modulu Detail. Příklad uvádím na obrázku Obr. 300, kde v levé části je doporučený model z publikace [123], jenž je doporučen i v ČSN EN 1992-1-1 [98] a v pravé části je zobrazení topologické optimalizace, která červeně znázorňuje tlačné oblasti a modře tažené. Uvedený model je možné používat pro rámové rohy s poměrem tlouštěk jednotlivých prvků maximálně 3/2, což mnou navržený rámový roh limitně splňuje.

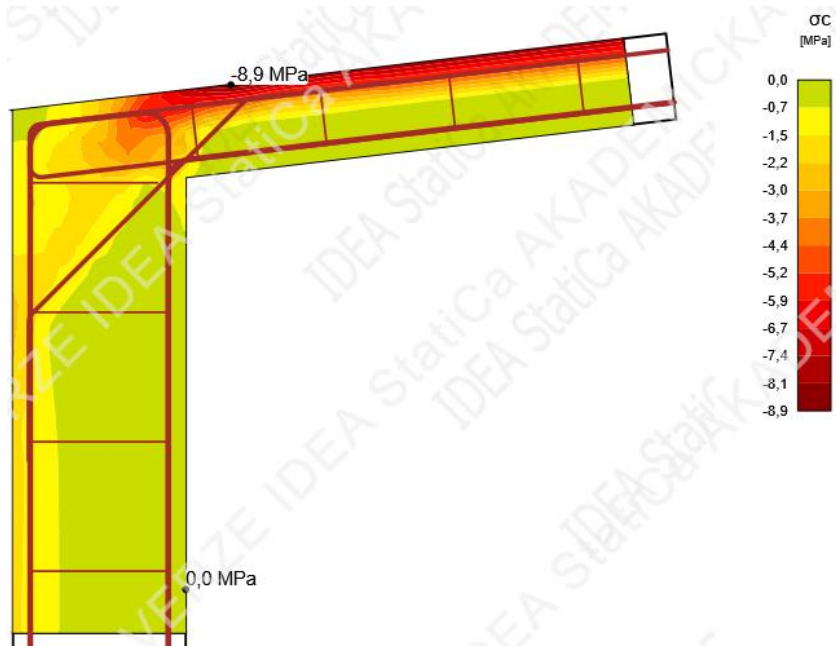


Obr. 300 - Doporučený model příhradové analogie [123] a zobrazení topologické optimalizace - rámový roh nad podporou

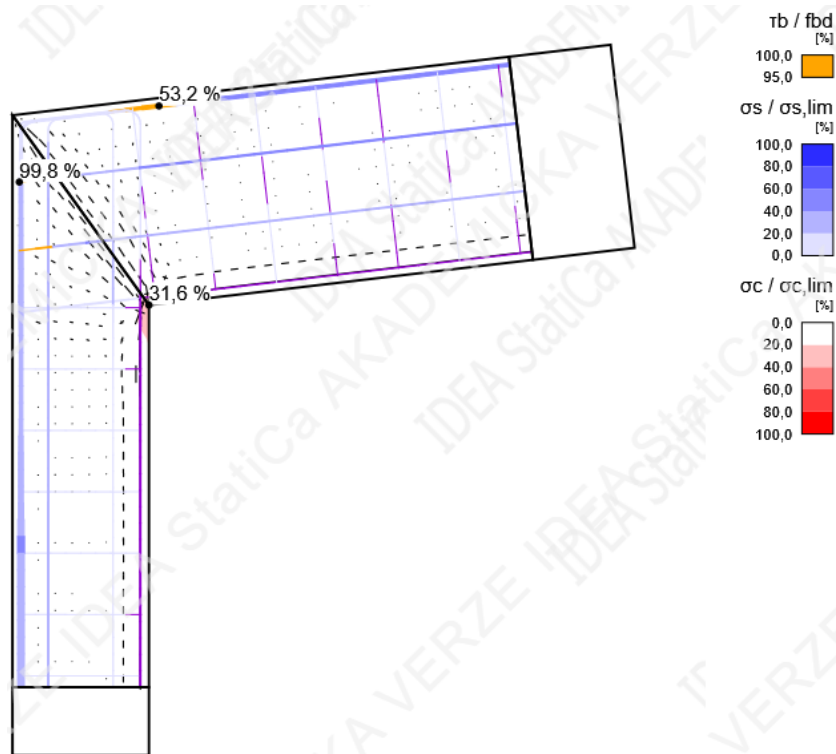
Vzhledem k tomu, že podrobný návrh výztuže rámového rohu není hlavní náplní diplomové práce, se tímto ověřením nezabývám.



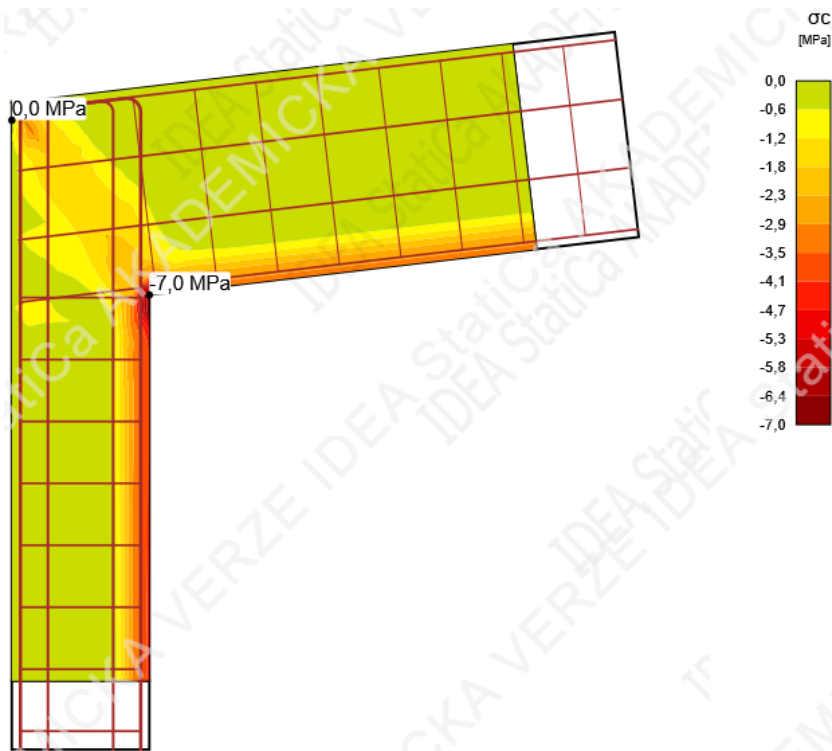
Obr. 301 - Tok napětí - rámový roh v poli



Obr. 302 - Hlavní napětí v betonu - rámový roh v poli



Obr. 303 - Tok napětí - rámový roh nad podporou



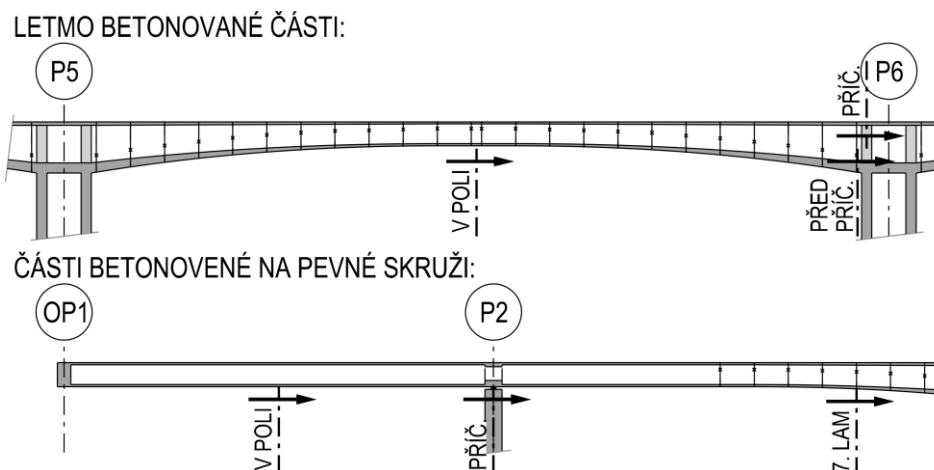
Obr. 304 - Hlavní napětí v betonu - rámový roh nad podporou

Kompletní navržené vyztužení je detailně naznačeno ve výkresové části diplomové práce.

4.11 Mezní stav únosnosti nosné konstrukce

Navrženou konstrukci je nutné ověřit i v mezních stavech únosnosti. Zaměřuji se na ohyb, smyk i kroucení. Následně posuzuji i příčný směr komorového průřezu.

V podélném směru provádím posudky v oblastech letmo betonovaných částí i částí betonovaných na pevné skruži. Na Obr. 305 schematicky naznačuji řezy pro posudky. K volbě těchto řezů se vyjadřuji dále v textu.

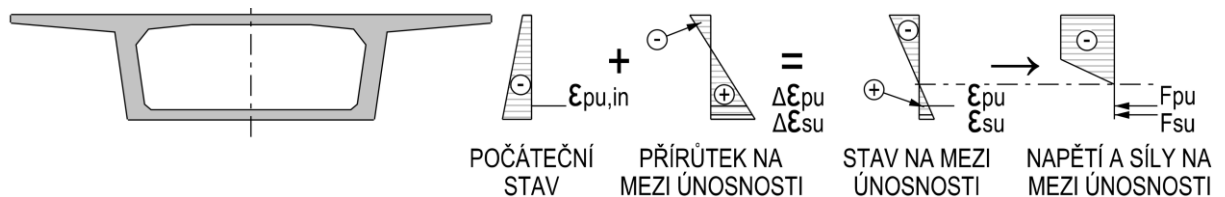


Obr. 305 - Schématické znázornění posuzovaných řezů

4.11.1 Ohybový moment a normálová síla

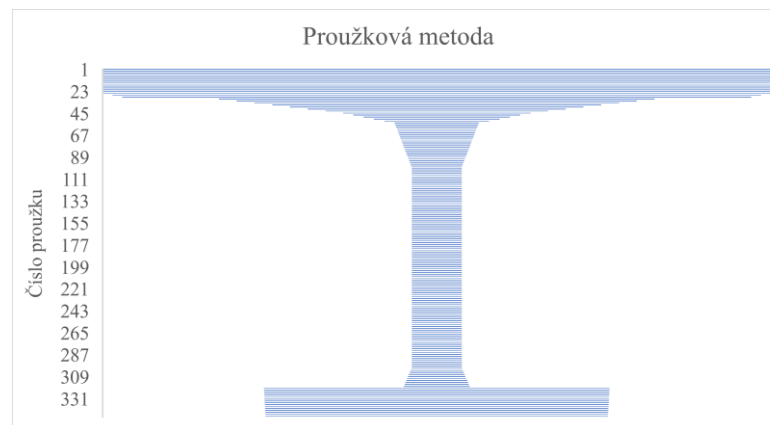
V této kapitole stanovuji moment únosnosti pro jednotlivé průřezy podle teorie mezních přetvoření obdobně jako ve vzorovém řešení příkladu [120] ke cvičení z předmětu B03K. Tento postup je v souladu s normami ČSN EN 1992-1-1 [98] a ČSN EN 1992-2 [115]. Použil jsem proužkovou metodu s tloušťkou jednoho proužku 1 cm.

V prvním kroku jsem si stanovil počáteční stav. Ten je vyvozený stálými zatíženími v posuzovaném časovém okamžiku a získávám je z výpočtů pro MSP. To je možné, za předpokladu, že posuzovaný prvek není v počátečním stavu porušen trhlinami. V tomto stavu určuji ze známých napětí příslušné přetvoření. Ztráty předpětí v tomto posuzovaném okamžiku, ať už při uvedení do provozu, nebo na konci životnosti jistě nebudou zanedbatelné. Do výpočtu vstupuje síla v předpínací výztuži v počátečním stavu, kterou odečítám z modelu ve výpočetním softwaru Midas ve stavu zatížení konstrukce pouze stálými zatíženími. Následně stanovuji přírůstek těchto výchozích přetvoření při zatížení na mezi únosnosti v rozhodujících vláknech. Rozhodujícími vlákny se rozumí, buď vlákna předpínací výztuže v případě porušení přetržením předpínací výztuže, nebo krajní vlákna betonového průřezu, kde dojde k jeho drcení. Polohu neutrální osy stanovuji iteračním procesem ze silové podmínky rovnováhy. Momentovou podmínku rovnováhy pak využívám pro výpočet kýženého momentu únosnosti. Postup řešení je naznačen na Obr. 306. Předpínací výztuž v posuzovaných řezech do výpočtu vstupovala zjednodušeně ve formě ideálně vedeného kabelu veškeré uvažované předpínací výztuže v řezu.



Obr. 306 - Princip výpočtu mezní ohybové únosnosti průřezu pro $M+N$

Posudek jsem provedl pro čas uvedení do provozu a na konci životnosti. Zvolil jsem řezy u letmo betonovaných částí před stěnou pilíře, v nadpodporovém příčniku a uprostřed rozpětí v poli. Shodné řezy jsem volil i u části betonované na pevné skruži. U všech řezů bylo nutné zadat do proužkové metody odpovídající geometrii příčného řezu.

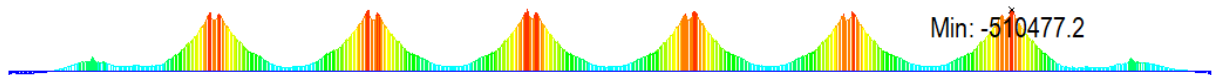


Obr. 307 - Grafické znázornění zadání geometrie průřezu v poli pro výpočet proužkovou metodou

4.11.1.1 Uvedení do provozu

Pilíře letmo betonované části

Ověřil jsem průřez zárodku neobsahující nadpodporový příčník s největším záporným ohybovým momentem. Zvolil jsem oblast u pilíře P4 a P8. Těmito průřezy prochází značné množství předpínací výztuže. Jde o 30 vahadlových kabelů a 8 zvedaných kabelů. V případě průřezu mezi příčníky včetně jich samotných jde dokonce o počet ještě o 8 zvedaných kabelů větší. U těchto průřezů tedy nedochází k porušením přetržením předpínací výztuže, ale drcením betonu v dolních vláknech. Momenty únosnosti jsou však mnohem větší než působící návrhové momenty a jejich posouzení tak vyhovuje.



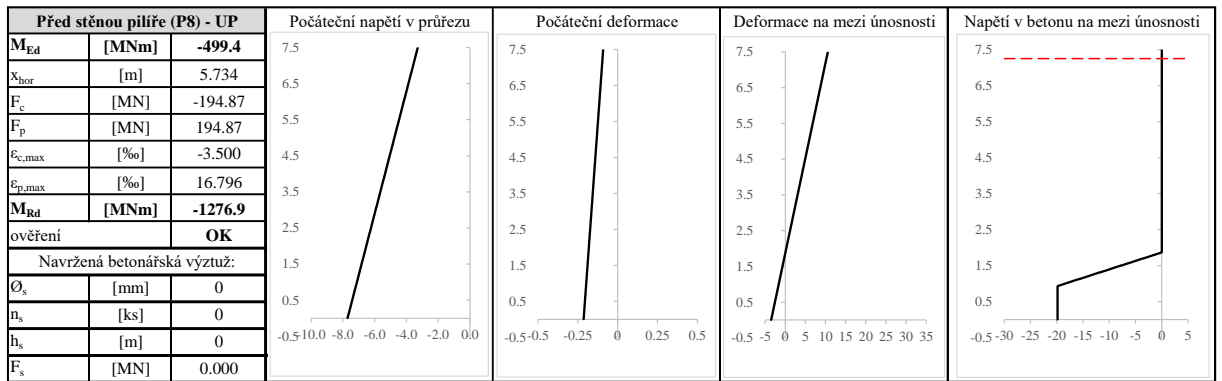
Obr. 308 - Průběh minimálního ohybového momentu od obálky kombinace 6.10a a 6.10b - UP

Před stěnou pilíře (P4) - UP			Počáteční napětí v průřezu	Počáteční deformace	Deformace na mezi únosnosti	Napětí v betonu na mezi únosnosti
M_{Ed}	[MNm]	-494.3				
x_{hor}	[m]	5.729				
F_c	[MN]	-194.86				
F_p	[MN]	194.86				
$\epsilon_{c,max}$	[‰]	-3.500				
$\epsilon_{p,max}$	[‰]	16.790				
M_{Rd}	[MNm]	-1276.9				
ověření		OK				
Navržená betonářská výztuž:						
\emptyset_s	[mm]	0				
n_s	[ks]	0				
h_s	[m]	0				
F_s	[MN]	0.000				

Tab. 68 - Výpočet momentu únosnosti v průřezu nad podporou P4 - UP (před stěnou pilíře)

Nad podporou (P4) - UP			Počáteční napětí v průřezu	Počáteční deformace	Deformace na mezi únosnosti	Napětí v betonu na mezi únosnosti
M_{Ed}	[MNm]	-508.9				
x_{hor}	[m]	5.729				
F_c	[MN]	-197.28				
F_p	[MN]	197.28				
$\epsilon_{c,max}$	[‰]	-3.500				
$\epsilon_{p,max}$	[‰]	18.198				
M_{Rd}	[MNm]	-1290.1				
ověření		OK				
Navržená betonářská výztuž:						
\emptyset_s	[mm]	0				
n_s	[ks]	0				
h_s	[m]	0				
F_s	[MN]	0.000				

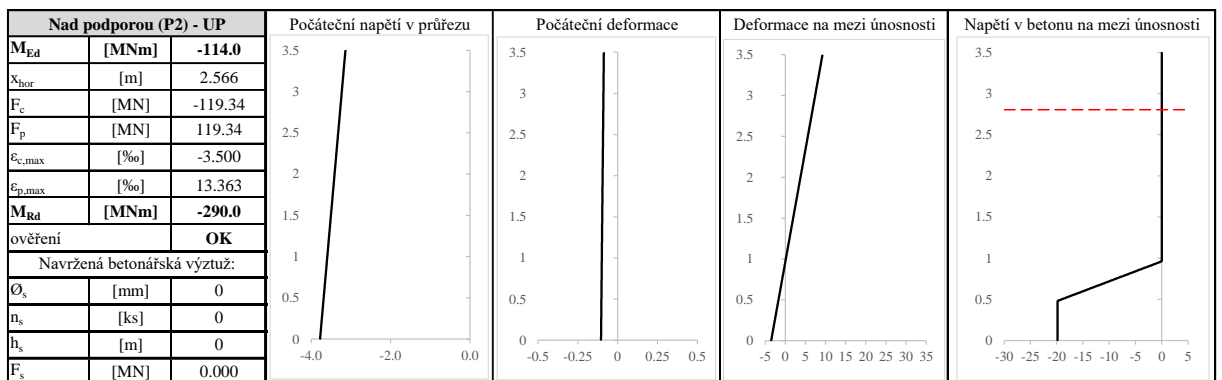
Tab. 69 - Výpočet momentu únosnosti v průřezu nad podporou P4 - UP (nadpodporový příčník)



Tab. 70 - Výpočet momentu únosnosti v průřezu nad podporou P8 - UP (před stěnou pilíře)

Pilíře na pevné skruži

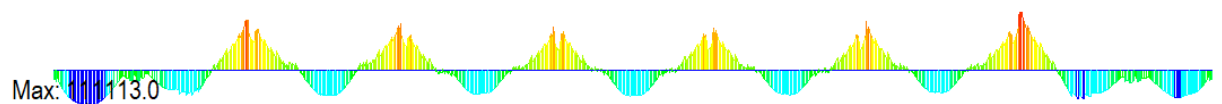
U pilířů v krajních polích jsem zvolil pro posudek řez nad pilířem P2. Na uvedeném grafu je patrné, že těžiště vedení předpínací výztuž je relativně nízkou oproti pilířů letmo betonovaných částí. To je z důvodu, že u letmo betonovaných částí tvoří většinu předpětí vahadlové kabely vedené v horní desce komory, zatímco u pilíře P2 a P9 je tato uvažovaná předpínací výztuž vedena ve stěnách komory nad sebou. Stejně jako u předchozích posudků i zde dochází k porušení drčením betonu.



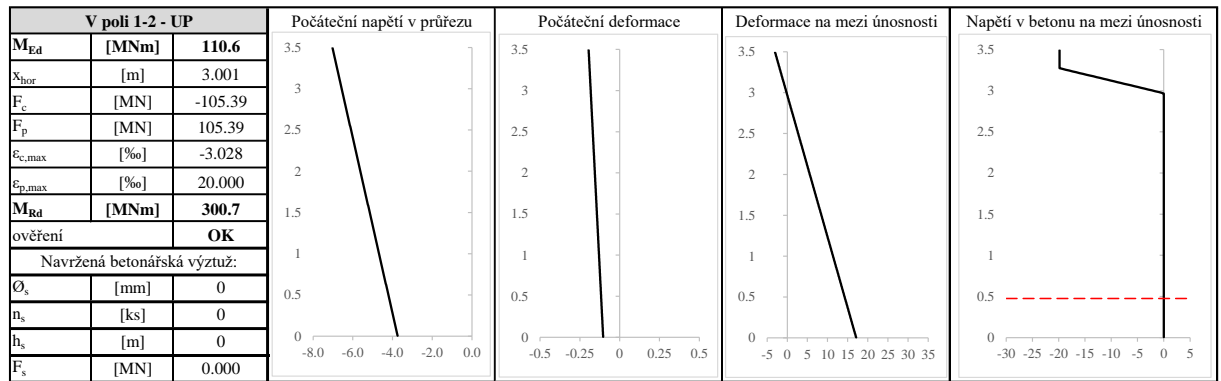
Tab. 71 - Výpočet momentu únosnosti v průřezu nad podporou P2 - UP (nadpodporový příčník)

V poli

Pro posouzení průřezu v poli jsem zvolil řez v 1. poli OP1-P2. Vlivem betonáže na pevné skruži je to dokonce místo výskytu největšího kladného ohybového momentu. U všech posuzovaných průřezů v poli došlo k porušení přetržením předpínací výztuže.

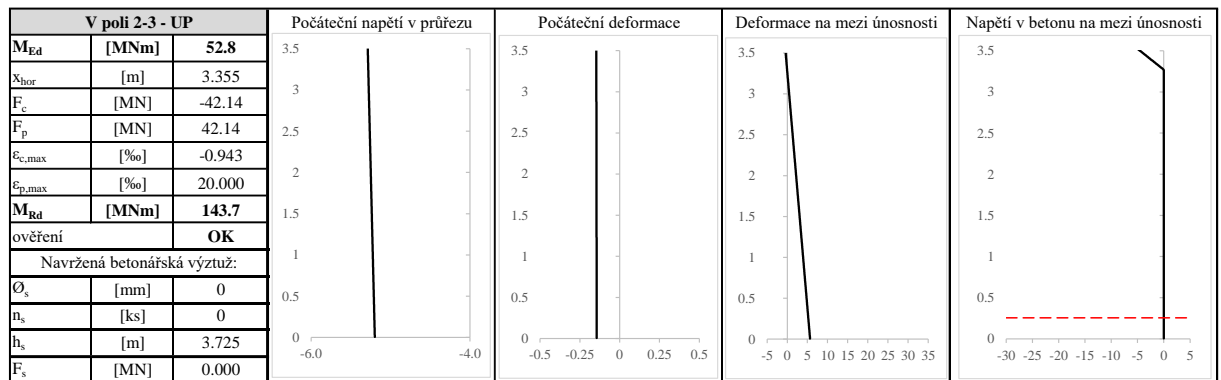


Obr. 309 - Průběh maximálního ohybového momentu od obálky kombinace 6.10a a 6.10b - UP



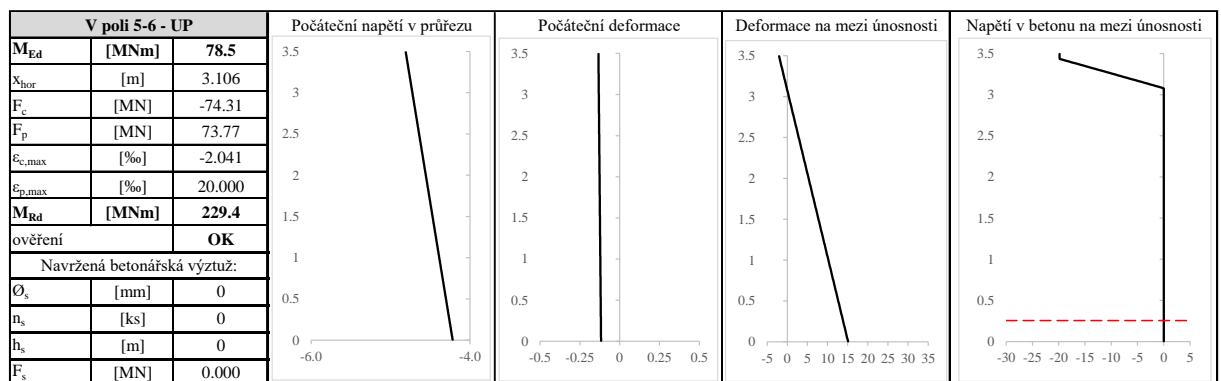
Tab. 72 - Výpočet momentu únosnosti v průřezu v poli OP1-P2 - UP

Dalším zajímavým řezem pro posouzení je jistě řez v čele lamely 3-7A. Je to místo, kde nejsou vedeny žádné dolní kladné kabely, ale pouze 8 zvedaných kabelů spojitosti. Současně je zde stále relativně velký kladný ohybový moment.



Tab. 73 - Výpočet momentu únosnosti v průřezu v poli P2-P3 (čelo lamely 3-7A) - UP

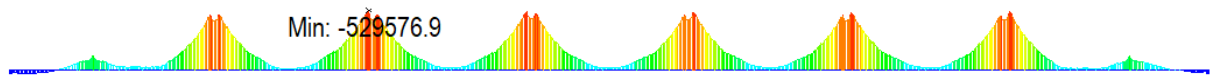
Pro úplnost posuzuji i průřez v letmo betonovaném poli mezi pilíři P5 a P6. Tímto průřezem mimo 8 zvedaných kabelů prochází v jeho dolní desce i celkem 6 kladných kabelů.



Tab. 74 - Výpočet momentu únosnosti v průřezu v poli P5-P6 - UP

4.11.1.2 Konec životnosti

Na konci životnosti dojde k průběhu redistribuce vnitřních sil a je tak nutné ověřit posudky provedené v čase uvedení do provozu.



Obr. 310 - Průběh minimálního ohybového momentu od obálky kombinace 6.10a a 6.10b - KŽ

Pilíře letmo betonované části

Před stěnou pilíře (P4) - KŽ			Počáteční napětí v průřezu	Počáteční deformace	Deformace na mezi únosnosti	Napětí v betonu na mezi únosnosti
M_{Ed}	[MNm]	-504.1				
x_{hor}	[m]	5.735				
F_c	[MN]	-194.46				
F_p	[MN]	194.46				
$\epsilon_{c,max}$	[‰]	-3.500				
$\epsilon_{p,max}$	[‰]	16.557				
M_{Rd}	[MNm]	-1274.5				
ověření		OK				
Navržená betonářská výztuž:						
\emptyset_s	[mm]	0				
n_s	[ks]	0				
h_s	[m]	0				
F_s	[MN]	0.000				

Tab. 75 - Výpočet momentu únosnosti v průřezu nad podporou P4 - KŽ (před stěnou pilíře)

Nad podporou (P4) - KŽ			Počáteční napětí v průřezu	Počáteční deformace	Deformace na mezi únosnosti	Napětí v betonu na mezi únosnosti
M_{Ed}	[MNm]	-529.6				
x_{hor}	[m]	5.734				
F_c	[MN]	-196.82				
F_p	[MN]	196.82				
$\epsilon_{c,max}$	[‰]	-3.500				
$\epsilon_{p,max}$	[‰]	17.926				
M_{Rd}	[MNm]	-1287.4				
ověření		OK				
Navržená betonářská výztuž:						
\emptyset_s	[mm]	0				
n_s	[ks]	0				
h_s	[m]	0				
F_s	[MN]	0.000				

Tab. 76 - Výpočet momentu únosnosti v průřezu nad podporou P4 - KŽ (nadpodporový příčník)

Před stěnou pilíře (P8) - KŽ			Počáteční napětí v průřezu	Počáteční deformace	Deformace na mezi únosnosti	Napětí v betonu na mezi únosnosti
M_{Ed}	[MNm]	-494.2				
x_{hor}	[m]	5.736				
F_c	[MN]	-194.41				
F_p	[MN]	194.41				
$\epsilon_{c,max}$	[‰]	-3.500				
$\epsilon_{p,max}$	[‰]	16.533				
M_{Rd}	[MNm]	-1274.2				
ověření		OK				
Navržená betonářská výztuž:						
\emptyset_s	[mm]	0				
n_s	[ks]	0				
h_s	[m]	0				
F_s	[MN]	0.000				

Tab. 77 - Výpočet momentu únosnosti v průřezu nad podporou P8 - KŽ (před stěnou pilíře)

Pilíře na pevné skruži

Nad podporou (P2) - KŽ			Počáteční napětí v průřezu	Počáteční deformace	Deformace na mezi únosnosti	Napětí v betonu na mezi únosnosti
M_{Ed}	[MNm]	-117.0				
x_{hor}	[m]	2.570				
F_c	[MN]	-118.92				
F_p	[MN]	118.92				
$\epsilon_{c,max}$	[‰]	-3.500				
$\epsilon_{p,max}$	[‰]	12.982				
M_{Rd}	[MNm]	-289.1				
ověření		OK				
Navržená betonářská výztuž:						
ϕ_s	[mm]	0				
n_s	[ks]	0				
h_s	[m]	0				
F_s	[MN]	0.000				

Tab. 78 - Výpočet momentu únosnosti v průřezu nad podporou P2 - KŽ (v příčnicku)

V poli

V poli 1-2 - KŽ			Počáteční napětí v průřezu	Počáteční deformace	Deformace na mezi únosnosti	Napětí v betonu na mezi únosnosti
M_{Ed}	[MNm]	114.3				
x_{hor}	[m]	3.004				
F_c	[MN]	-105.41				
F_p	[MN]	105.41				
$\epsilon_{c,max}$	[‰]	-3.074				
$\epsilon_{p,max}$	[‰]	20.000				
M_{Rd}	[MNm]	300.8				
ověření		OK				
Navržená betonářská výztuž:						
ϕ_s	[mm]	0				
n_s	[ks]	0				
h_s	[m]	0				
F_s	[MN]	0.000				

Tab. 79 - Výpočet momentu únosnosti v průřezu v poli OP1-P2 - KŽ

V poli 2-3 - KŽ			Počáteční napětí v průřezu	Počáteční deformace	Deformace na mezi únosnosti	Napětí v betonu na mezi únosnosti
M_{Ed}	[MNm]	63.5				
x_{hor}	[m]	3.392				
F_c	[MN]	-42.15				
F_p	[MN]	42.15				
$\epsilon_{c,max}$	[‰]	-0.999				
$\epsilon_{p,max}$	[‰]	20.000				
M_{Rd}	[MNm]	144.0				
ověření		OK				
Navržená betonářská výztuž:						
ϕ_s	[mm]	0				
n_s	[ks]	0				
h_s	[m]	3.725				
F_s	[MN]	0.000				

Tab. 80 - Výpočet momentu únosnosti v průřezu v poli P2-P3 (čelo lamely 3-7A) - KŽ

V poli 5-6 - KŽ			Počáteční napětí v průřezu	Počáteční deformace	Deformace na mezi únosnosti	Napětí v betonu na mezi únosnosti
M_{Ed}	[MNm]	87.3				
x_{hor}	[m]	3.109				
F_c	[MN]	-73.78				
F_p	[MN]	73.78				
$\epsilon_{c,max}$	[‰]	-2.045				
$\epsilon_{p,max}$	[‰]	20.000				
M_{Rd}	[MNm]	229.5				
ověření		OK				
Navržená betonářská výztuž:						
ϕ_s	[mm]	0				
n_s	[ks]	0				
h_s	[m]	0				
F_s	[MN]	0.000				

Tab. 81 - Výpočet momentu únosnosti v průřezu v poli P5-P6 - KŽ

4.11.2 Křehký lom

Dle normy ČSN EN 1992-1-1 [98] je nutné zabránit vzniku křehkému lomu konstrukce při porušení předpínací výztuže. Norma uvádí celkem 6 způsobů, z nichž Národní příloha doporučuje 3 metody:

1. Zajistit minimální vyztužení podle 9.2.1.
2. Zajistit snadný přístup k předpjatým betonovým prvkům, za účelem posouzení a kontroly stavu předpínací výztuže nedestruktivními metodami nebo monitorováním.
3. Zabezpečit, že pokud nastane porušení buď v důsledku zvýšení zatížení nebo snížení předpětí při časté kombinaci zatížení, vzniknou trhliny před překročením mezní únosnosti, s přihlédnutím k redistribuci momentů vyvolané vlivem trhlin.

Křehkému lomu potom zabraňuje splnění jednoho nebo několika způsobů uvedených normou. Jedním z normou uvedených způsobů zabránění je mimo jiné i návrh soudržné předpínací výztuže. Obdobně interpretuje způsoby zabránění vzniku křehkého lomu norma ČSN EN 1992-2 [115].

4.11.2.1 Stanovení minimální plochy betonářské výztuže

Při výpočtu metodou stanovení minimální plochy betonářské výztuže používám vzorec (4.33) z normy ČSN EN 1992-2 [115].

$$A_{s,min} = \frac{M_{rep}}{z_s \cdot f_{yk}} \quad (4.33)$$

Ohybový moment M_{rep} je moment při vzniku trhlin s užitím tahové pevnosti f_{ctx} v extrémně tažených vláknech bez účinků předpínací výztuže. Hodnotu f_{ctx} je národní přílohou doporučeno uvažovat hodnotou f_{cm} . Posouzení provádím pro 2 průřezy nad pilířem P4 (před stěnou pilíře a přímo nad podporou), průřez nad pilířem P2 a průřezy v poli 5-6.

Před stěnou pilíře (P4)			Def. před vznikem trhlin	Napětí před vznikem trhlin	Deformace betonu na M.Ú.	Napětí v betonu na M.Ú.
x_{hor}	[m]	3.738				
M_{rep}	[MNm]	-191.7				
Navržená betonářská výztuž:						
\varnothing_s	[mm]	25				
n_s	[ks]	120				
$A_{s,prov}$	[m ²]	0.059				
h_s	[m]	7.405				
z_s	[m]	7.323				
$A_{s,min}$	[m ²]	0.052				
F_c	[MN]	-27.45				
F_s	[MN]	27.45				
$\epsilon_{c,max}$	[‰]	-1.402				
ϵ_s	[‰]	45.000				
M_{Rd}	[MNm]	-201.0				
ověření		OK				

Tab. 82 - Návrh betonářské výztuže pro zamezení křehkého lomu - před stěnou pilíře P4

Nad podporou (P4)			Def. před vznikem trhlin	Napětí před vznikem trhlin	Deformace betonu na M.Ú.	Napětí v betonu na M.Ú.
x_{hor}	[m]	3.897				
M_{rep}	[MNm]	-237.0				
Navržená betonářská výztuž:						
\varnothing_s	[mm]	25				
n_s	[ks]	145				
$A_{s,prov}$	[m ²]	0.071				
h_s	[m]	7.405				
z_s	[m]	7.283				
$A_{s,min}$	[m ²]	0.065				
F_c	[MN]	-33.17				
F_s	[MN]	33.17				
$\epsilon_{c,max}$	[‰]	-1.942				
ϵ_s	[‰]	45.000				
M_{Rd}	[MNm]	-241.6				
ověření		OK				

Tab. 83 - Návrh betonářské výztuže pro zamezení křehkého lomu - nad pilířem P4

Nad pilířem (P2)			Def. před vznikem trhlin	Napětí před vznikem trhlin	Deformace betonu na M.Ú.	Napětí v betonu na M.Ú.
x_{hor}	[m]	2.476				
M_{rep}	[MNm]	-47.2				
Navržená betonářská výztuž:						
\varnothing_s	[mm]	25				
n_s	[ks]	80				
$A_{s,prov}$	[m ²]	0.039				
h_s	[m]	3.405				
z_s	[m]	3.176				
$A_{s,min}$	[m ²]	0.030				
F_c	[MN]	-18.30				
F_s	[MN]	18.30				
$\epsilon_{c,max}$	[‰]	-7.452				
ϵ_s	[‰]	45.000				
M_{Rd}	[MNm]	-58.1				
ověření		OK				

Tab. 84 - Návrh betonářské výztuže pro zamezení křehkého lomu - nad pilířem P2

V poli 5-6			Def. před vznikem trhlin	Napětí před vznikem trhlin	Deformace betonu na M.Ú.	Napětí v betonu na M.Ú.
x_{hor}	[m]	1.307				
M_{rep}	[MNm]	30.9				
Navržená betonářská výztuž:						
\varnothing_s	[mm]	25				
n_s	[ks]	54				
$A_{s,prov}$	[mm ²]	0.027				
h_s	[m]	0.065				
z_s	[m]	3.413				
$A_{s,min}$	[m ²]	0.021				
F_c	[MN]	-11.92				
F_s	[MN]	11.92				
$\epsilon_{c,max}$	[‰]	-0.804				
ϵ_s	[‰]	22.567				
M_{Rd}	[MNm]	40.7				
ověření		OK				

Tab. 85 - Návrh betonářské výztuže pro zamezení křehkého lomu - v poli P5-P6

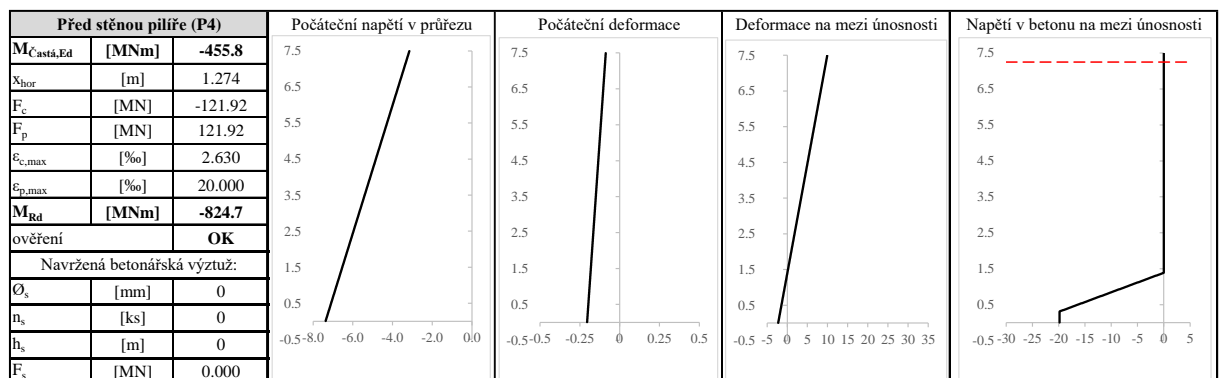
4.11.2 Stanovení momentu únosnosti pro redukovanou plochu předpětí

Pro kontrolu předchozích výpočtů jsem se rozhodl provést i druhý způsob ověření křehkého lomu. Ten je založen na principu výpočtu redukované plochy předpínací výztuže, pro který dochází v extrémně tažených vláknech průřezu k tahu o velikosti f_{ctm} pro častou kombinaci v čase uvedení do provozu. Daný průřez s touto redukovanou plochou předpínací výztuže je pak ověřován při zatížení momentem od časté kombinaci spolu s uvažováním koeficientů γ_F .

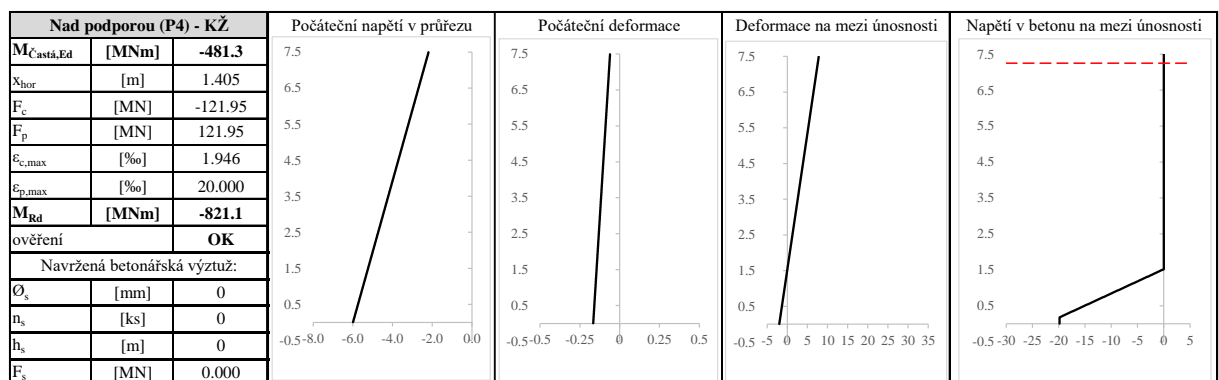
Výpočet jsem provedl pro průřez v poli 5-6 a pro 2 průřezy nad pilířem P4 (před stěnou pilíře a v příčniku).

		Před stěnou pilíře P4	Nad pilířem P4 (příčník)	V poli 5-6
$N_{cas,UP}$	[MN]	-2.535	0.23	0.8502
$M_{cas,UP}$	[MNm]	-728.044	-751.112	135.958
k_{red}	[-]	0.609	0.585	0.695
$N_{p,red,UP}$	[MN]	-97.898	-112.573	-37.714
$M_{p,red,UP}$	[MNm]	333.257	332.707	-76.275
$\sigma_{c,h}$	[MPa]	3.200	3.200	-6.697
$\sigma_{c,d}$	[MPa]	-9.908	-8.541	3.200
$A_{p,red}$	[m ²]	0.0764	0.0764	0.0321
$F_{p,red}$	[MN]	97.882	117.171	37.706

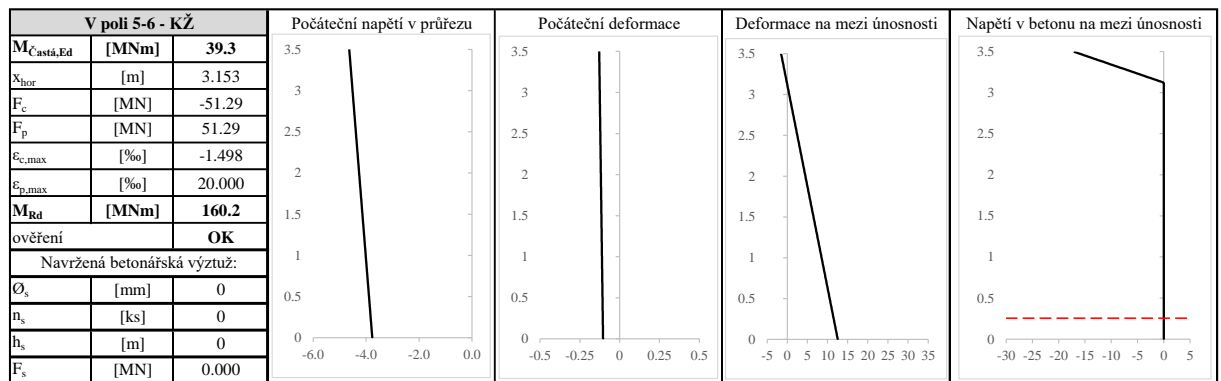
Tab. 86 - Určení redukované plochy předpínací výztuže



Tab. 87 - Posudek řezu nad pilířem P4 s redukovanou plochou předpínací výztuže (v příčniku)



Tab. 88 - Posudek řezu před stěnou pilíře P4 s redukovanou plochou předpínací výztuže



Tab. 89 - Posudek řezu v poli P5 - P6 s redukovanou plochou předpínací výztuže

4.11.3 Smyk

Pro posudek účinků smyku jsem použil postupy uvedené v ČSN EN 1992-2 [115]. Pro posouzení jsem zvolil několik průřezů s méně či více extrémními hodnotami posouvající sil. Jedním z posuzovaných řezů je průřez v poli, dále průřez ve 3. a 1. zapodporové lamelle a nakonec průřez 375 mm před lícem stěny pilíře.

Posudky jsem dělal v čase uvedení do provozu a na konci životnosti.

V první řadě jsem ověřoval, zda v mém případě nedojde k drcení tlakové diagonály. Porovnával jsem velikost návrhové posouvající síly na konstrukci s hodnotou $V_{Rd,max}$, kterou jsem počítal dle rovnice (4.34).

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{(\cot \theta + \tan \theta)} \quad (4.34)$$

Po ověření tlacené diagonály jsem si vypočetl, při jaké velikosti posouvající síly dochází ke vzniku trhlin. Použil jsem rovnici (4.31) z kapitoly věnující se smyku v příčném směru. Posudek jsem provedl pouze pro řez v poli a před příčným. To jsem učinil vzhledem k očekávání, že bude nutné navrhnout výztuž na přenesení smykových namáhání.

Mez vzniku trhlin		V poli	Před stěnou pilíře
h	[m]	3.5	7.5
d	[m]	3.439	7.439
k	[-]	2.00	2.00
A_{sl}	[mm ²]	26507.2	75594.6
ρ_l	[-]	0.008	0.01016
σ_{cp}	[MPa]	3.25	3.99665
$V_{Rd,c}$	[MN]	4.152	10.331

Tab. 90 - Posudek smykové únosnosti průřezu na mezi vzniku trhlin bez smykové výztuže

Ukázalo se, že by teoreticky nebylo nutné navrhovat smykovou výztuž do průřezu v poli. I přes tento fakt jsem přikročil k návrhu smykové výztuže a její ověření, což jsem dělal dle rovnice (4.35).

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (4.35)$$

Navrhl jsem do každé stěny dvoustřížné tříminky s roztečí 150 mm. V poli jsem zvolil průměr $\phi_w = 20$ mm a nad podporou $\phi_w = 25$ mm.

	Čas	UP				KŽ				Ve výstavbě
		Poloha	Lamela 6-11A	Lamela 6-3A	Lamela 6-1A	Zárodek před příčnickem	Lamela 6-11A	Lamela 6-3A	Lamela 6-1A	Zárodek před příčnickem
Θ	[°]	40	40	40	40	40	40	40	40	40
$\cot\Theta$	[-]	1.192	1.192	1.192	1.192	1.192	1.192	1.192	1.192	1.192
$\tan\Theta$	[-]	0.839	0.839	0.839	0.839	0.839	0.839	0.839	0.839	0.839
f_{cd}	[MPa]	21	21	21	21	21	21	21	21	21
v_1	[-]	0.516	0.516	0.516	0.516	0.516	0.516	0.516	0.516	0.516
V_{ed}	[MN]	3.064	16.590	21.806	27.779	3.116	17.177	22.514	28.398	20.979
b_w	[m]	0.60	0.90	0.95	1.00	0.60	0.90	0.95	1.00	0.95
σ_{cw}	[-]	1.210	1.231	1.202	1.200	1.186	1.219	1.193	1.190	1.179
z	[m]	3.095	5.004	6.226	6.695	3.095	5.004	6.226	6.695	6.226
$V_{Rd,max}$	[MN]	11.985	29.580	37.945	42.868	11.749	29.293	37.644	42.527	37.194
Vyhovuje?		PRAVDA	PRAVDA	PRAVDA	PRAVDA	PRAVDA	PRAVDA	PRAVDA	PRAVDA	PRAVDA
f_{ywd}	[MPa]	435	435	435	435	435	435	435	435	435
s	[mm]	150	150	150	150	150	150	150	150	150
n_w	[-]	4	4	4	4	4	4	4	4	4
O_w	[mm]	20	20	22	22	20	20	22	22	22
A_{sw}	[mm ²]	1256.64	1256.64	1520.53	1520.53	1256.64	1256.64	1520.53	1520.53	1520.53
$V_{Rd,s}$	[MN]	13.442	21.733	32.717	35.183	13.442	21.733	32.717	35.183	32.717
Využití	[%]	22.8%	76.3%	66.6%	79.0%	23.2%	79.0%	68.8%	80.7%	64.1%

Tab. 91 - Posouzení smykové únosnosti průřezu

Vzhledem k omezenému rozsahu práce neprovádím posudky interakce smyku a příčného ohybu dle Přílohy MM normy ČSN EN 1992-2 [115].

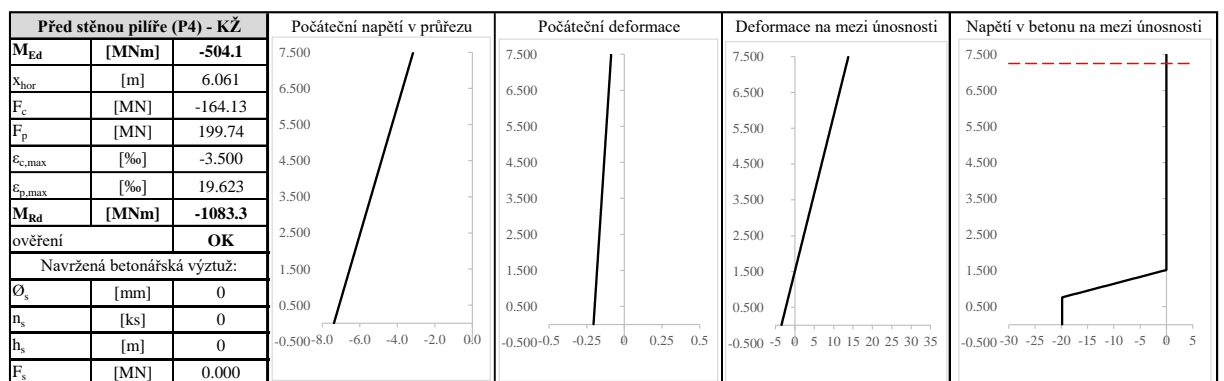
4.11.3.1 Přídavná tahová síla od vlivu smyku

Dle postupů uvedených v [120] provádím posudek ohybové výztuže se započítáním přídavné tahové síly ΔF_{td} od vlivu smykového namáhání. Velikost přídavné síly je stanovena podle vzorce (4.36).

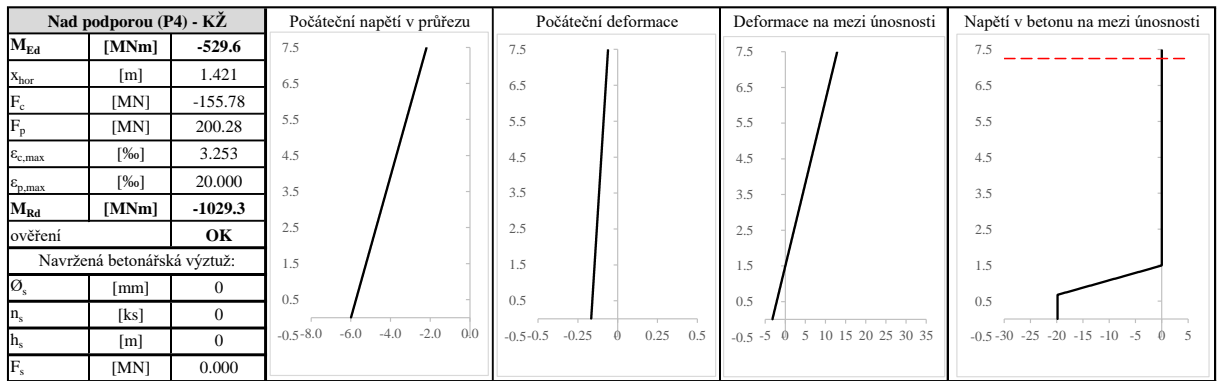
$$\Delta F_{td} = V_{Ed} \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) \quad (4.36)$$

Z důvodu navržení svislých třmínků na přenesení smykového namáhání ze vzorce vypadáva člen $\cot \alpha$ reprezentující sklon smykové výztuže.

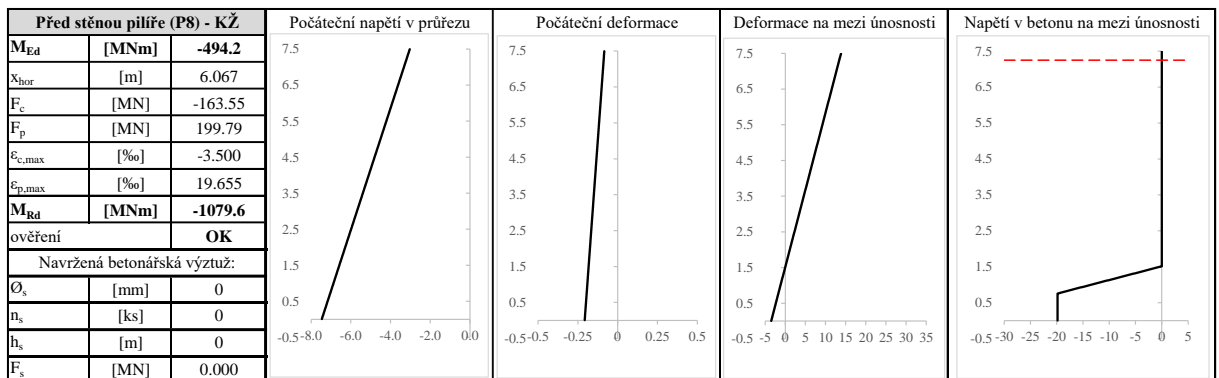
Pro zjednodušení a s ohledem na značnou rezervu v ohybové únosnosti posuzovaných průřezu v kapitole 4.11.1 posuzuji shodné průřezy jako ve zmiňované kapitole ale pouze v čase na konci životnosti.



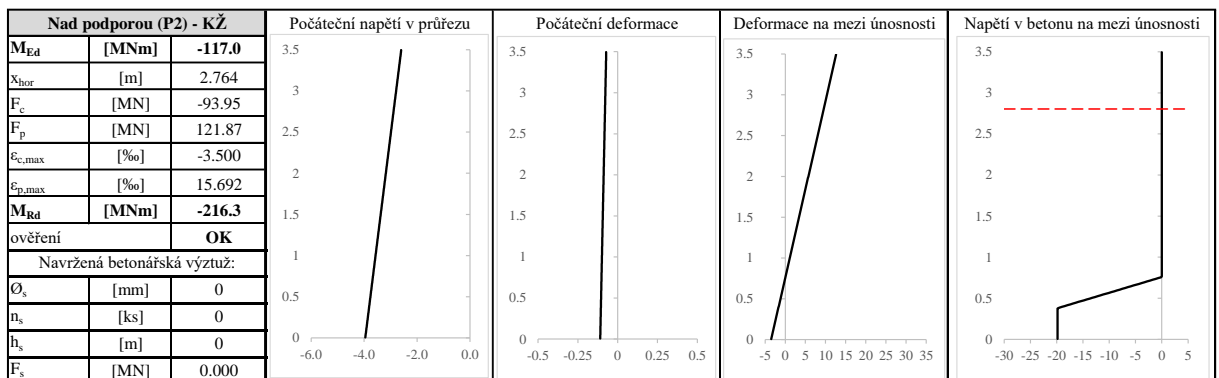
Tab. 92 - Výpočet momentu únosnosti se současně působící silou ΔF_{td} v průřezu nad podporou P4 - KŽ (před stěnou pilíře)



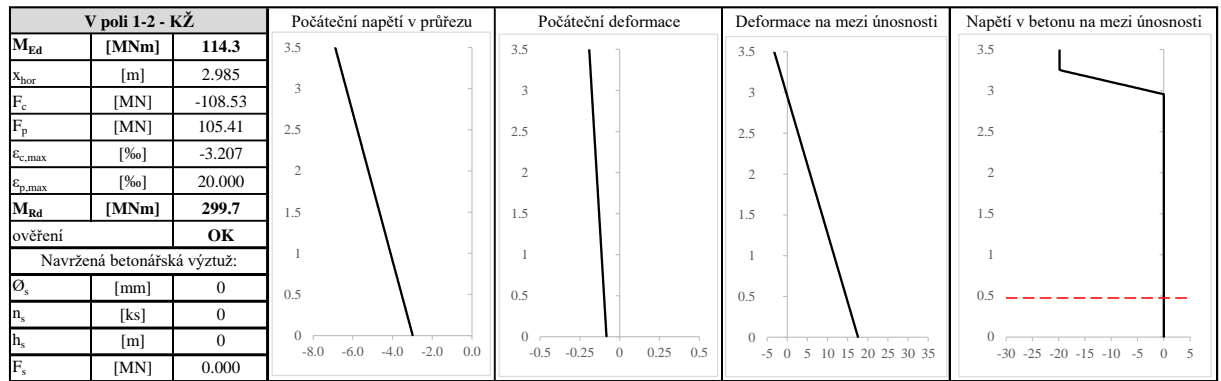
Tab. 93 - Výpočet momentu únosnosti se současně působící silou ΔF_{id} v průřezu nad podporou P4 - KŽ (nadpodporový příčnick)



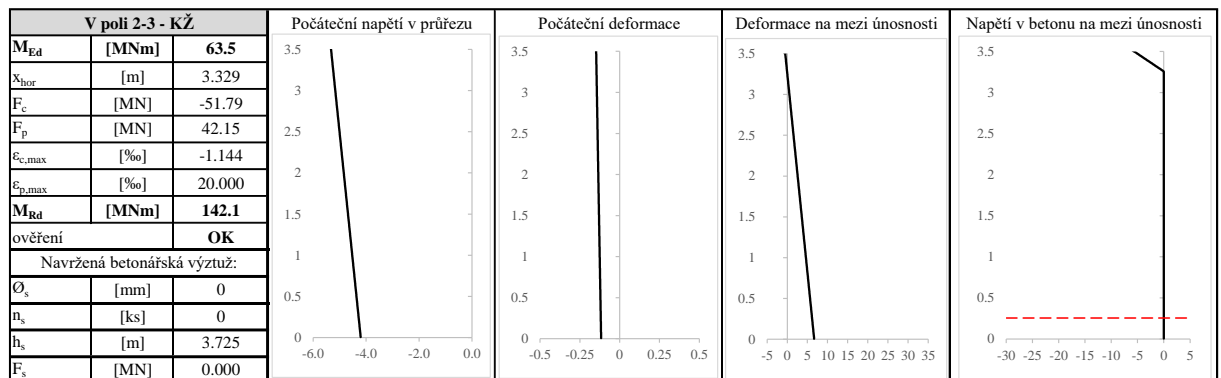
Tab. 94 - Výpočet momentu únosnosti se současně působící silou ΔF_{id} v průřezu nad podporou P8 - KŽ (před stěnou pilíře)



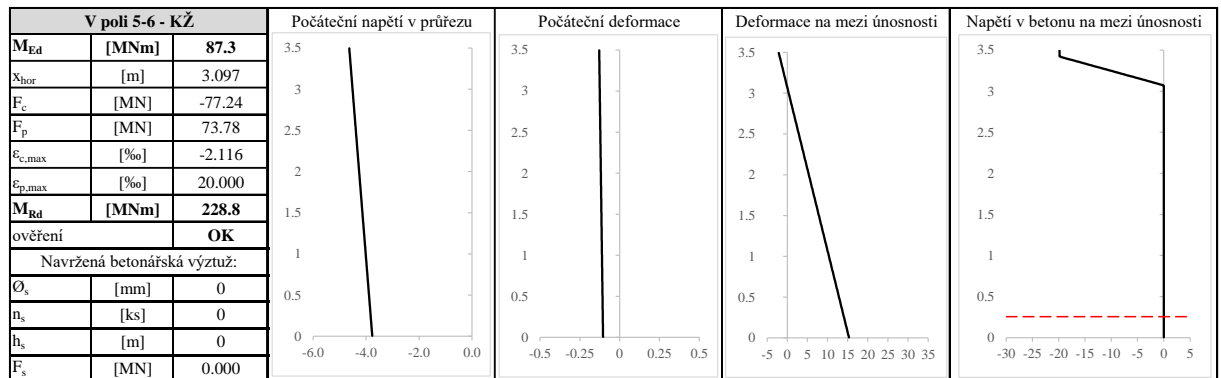
Tab. 95 - Výpočet momentu únosnosti se současně působící silou ΔF_{id} v průřezu nad podporou P2 - KŽ (v příčnicku)



Tab. 96 - Výpočet momentu únosnosti se současně působící silou ΔF_{id} v poli OP1-P2 - KŽ



Tab. 97 - Výpočet momentu únosnosti se současně působící silou ΔF_{id} v poli P2-P3 - KŽ (čelo lamely 3-7A)



Tab. 98 - Výpočet momentu únosnosti se současně působící silou ΔF_{id} v poli P5-P6 - KŽ

4.11.4 Kroucení

Kroutící moment není na rozdíl od posouvajících sil nijak redukován návrhem předpětí. [124] Při posuzování jsem postupoval dle uvedené přednášky a postupů uvedených v dostupných normách ČSN EN 1992-2 [115] a ČSN EN 1992-1-1 [98]. K posouzení jsem zvolil průřez v poli a nad podporou.

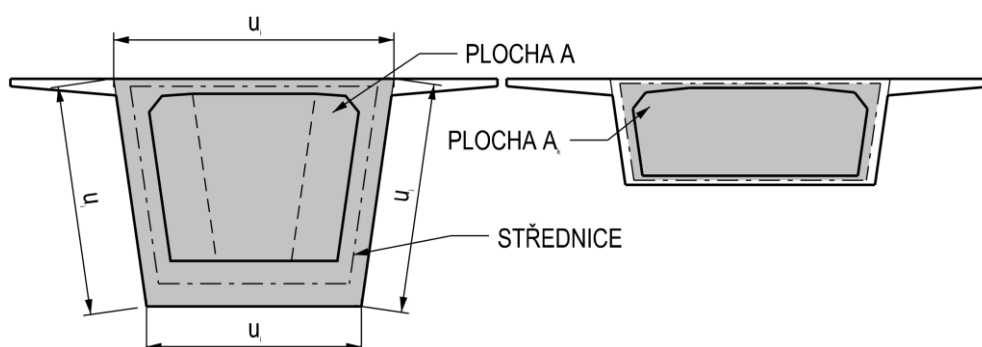
Před samotným posouzením jsem určil efektivní tloušťky $t_{ef,i}$ jednotlivých posuzovaných částí. Ta může nabývat maximálně velikosti reálné tloušťky stěny, ale zároveň minimálně musí nabývat alespoň dvojnásobku vzdálenosti mezi okrajem a středem podélné výztuže. Výpočet jsem provedl podle vzorce (4.37), kde A je plocha uvnitř vnějšího okraje, včetně ploch vnitřních otvorů a u je vnější obvod průřezu.

$$t_{ef,i} = \frac{A}{u} \quad (4.37)$$

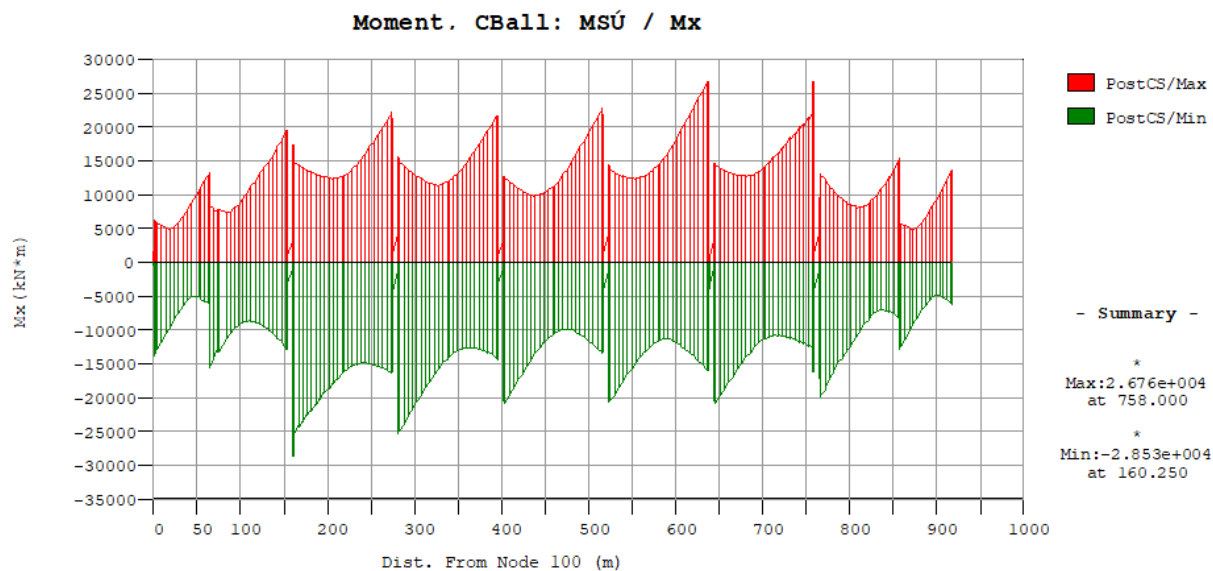
		A	A _k	u	t _{ef,i}	→ t _{ef,i}
Pole	stěny	30.641	26.075	24.581	1.247	0.6
	deska	30.641	26.075	24.581	1.247	0.3
Podpora	horní deska	61.344	47.065	31.512	1.947	0.5
	stěny	61.344	47.065	31.512	1.947	1.0
	dolní deska	61.344	47.065	31.512	1.947	1.5

Tab. 99 - Výpočet účinné tloušťky

Na Obr. 311 ukazují uvažované plochy, vlevo na průřezu nad pilířem je vyšrafovaná plocha A ohraničená vnějším obrysem. Oproti tomu na pravé straně na průřezu v poli je vyšrafovaná plocha A_k ohraničená střednicí.



Obr. 311 - Naznačení uvažované plochy A a plochy A_k



Obr. 312 - Obálka kroucího momentu na nosné konstrukci [kNm]

V první řadě jsem ověřil interakci celkových účinků smyku a kroucení podle rovnice (4.42). Hodnotu návrhového momentu únosnosti v kroucení $T_{Rd,max}$ reprezentující únosnost tlakové diagonály jsem vypočetl dle rovnice (4.39) a uvádím ho v Tab. 100. V normě ČSN EN 1992-2 [115] je uvedena

poznámka pro komorové průřezy: „Každá stěna má být navržena odděleně na kombinované účinky smyku a kroucení.“

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot v \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef,i} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \quad (4.38)$$

Tlaková diagonála		V poli		Před stěnou pilíře		
		deska	stěna	horní deska	stěna	dolní deska
T_{Ed}	[MN]	16.436	16.436	28.528	28.528	28.528
Θ	[°]	40	40	40	40	40
$\sin \Theta$	[-]	0.643	0.643	0.643	0.643	0.643
$\cos \Theta$	[-]	0.766	0.766	0.766	0.766	0.766
f_{cd}	[MPa]	21	21	21	21	21
v	[-]	0.516	0.516	0.516	0.516	0.516
α_{cw}	[-]	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
$t_{ef,i}$	[m]	0.300	0.600	0.500	1.000	1.500
A_k	[m ²]	26.075	26.075	47.065	47.065	47.065
$T_{Rd,max}$	[MN]	83.477	166.955	251.125	502.249	753.374

Tab. 100 - Výpočet únosnosti tlakové diagonály od kroucení

Po ověření únosnosti tlakové diagonály od samotného kroucení je nutné uvážit jeho interakci s účinky smyku dle rovnice (4.39).

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1,0 \quad (4.39)$$

Tlaková diagonála		V poli		Před stěnou pilíře		
		deska	stěna	horní deska	stěna	dolní deska
T_{Ed}	[MN]	16.436	16.436	28.528	28.528	28.528
$T_{Rd,max}$	[MN]	83.477	166.955	251.125	502.249	753.374
V_{ed}	[MN]	3.116	3.116	28.398	28.398	28.398
$V_{Rd,max}$	[MN]	11.749	11.749	42.527	42.527	42.527
Posudek ≤ 1.0 ?		0.462	0.364	0.781	0.725	0.706

Tab. 101 - Posudek tlakové diagonály od interakce kroucení a smyku

Kroutící moment při vzniku trhlin je $T_{Rd,c}$ a vypočtu ho podle vzorce (4.40), abych ho pak mohl použít následující podmínce dovolující při jejím dodržení možnosti pouze minimálního vyztužení. Tato podmínka (4.41) platí pro přibližně obdélníkové průřezy. Opět je nutné uvážit interakci se smykovými účinky dle rovnice (4.41).

$$T_{Rd,c} = t_{ef,i} \cdot 2 \cdot A_k \cdot f_{cta} \quad (4.40)$$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} \leq 1,0 \quad (4.41)$$

Podmínka konstrukčního vyztužení		V poli		Před stěnou pilíře		
		deska	stěna	horní deska	stěna	dolní deska
T_{Ed}	[MN]	16.436	16.436	28.528	28.528	28.528
$T_{Rd,c}$	[MN]	22.946	45.892	69.029	138.058	207.086
V_{ed}	[MN]	3.116	3.116	28.398	28.398	28.398
$V_{Rd,c}$	[MN]	4.152	4.152	10.331	10.331	10.331
Posudek ≤ 1.0 ?		1.467	1.109	3.162	2.955	2.887

Tab. 102 - Posudek možnosti konstrukčního vyztužení od interakce kroucení a smyku

Dle výsledků posudku z Tab. 102 je patrné, že vznikají trhliny a je nutné navrhnout výztuž na přenesení účinků kroucení. To je přenášeno podélnou spolu s příčnou výztuží. Návrh podélné výztuže na účinky kroucení je možné navrhnout dle vzorce (4.42) kde A_{sl} reprezentuje sumu podélné výztuže na kroucení.

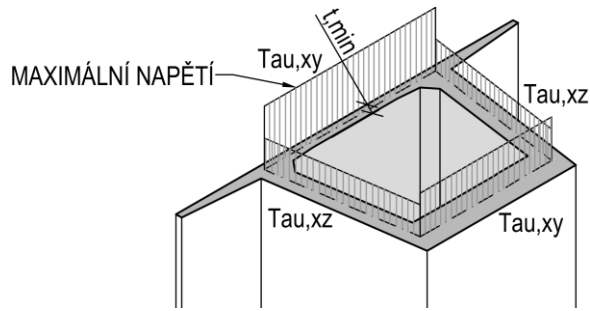
$$\sum A_{sl} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k \cdot f_{yd}} \cdot u_k \cdot \cot \theta \quad (4.42)$$

Podélná výztuž		V poli	Před stěnou pilíře
T_{ed}	[MN]	16.436	28.528
A_k	[m ²]	26.075	47.065
f_{yd}	[MPa]	435	435
u_k	[m]	22.763	27.615
Θ	[°]	40	40
$\cot \Theta$	[-]	1.192	1.192
$\sum A_{sl,req}$	[mm ²]	19654.69	22929.19
ϕ_w	[mm]	16	16
n	[ks]	100	115
$A_{sl,prov}$	[mm ²]	20106.19	23122.12

Tab. 103 - Návrh podélné výztuže na kroucení

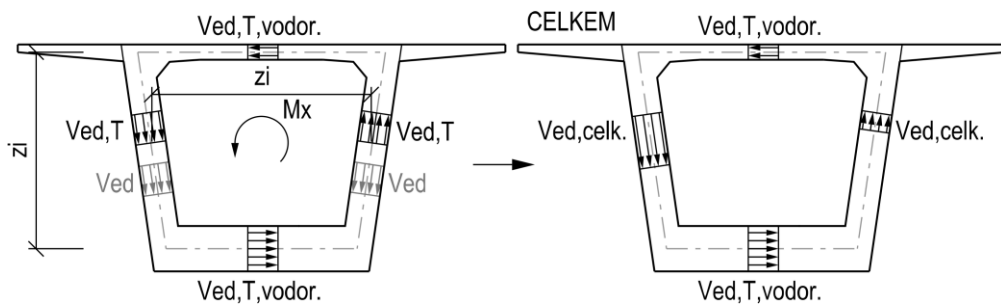
Návrh příčné výztuže je založen na převodu kroutícího momentu na posouvající sílu dle vzorce (4.43). Pro návrh příčné výztuže pak používám stejný vzorec jako u posudků smyku v předchozí kapitole (rovnice (4.35)).

Při zmiňovaném převodu kroutícího momentu na posouvající sílu postupuji dle Obr. 314. Šedě jsou znázorněny posouvající síly od smykových účinků. Černě pak posouvající síly od kroucení. Při návrhu příčné výztuže v tomto případě nestačí navrhnout třmínky přenášející celkovou posouvající sílu ve stěnách. Je to jistě nezbytný krok, ale není jediný. Je nutné navrhnout příčnou výztuž na kroucení i v horní a dolní desce. Všechna tato navržená příčná výztuž musí být navrhována dohromady tak, aby byl zajištěn přenos kroutícího momentu kolem dokola celého průřezu.



Obr. 313 - Skica průběhu smykového napětí na příčném řezu komorového průřezu od vlivu kroucení

Bylo by velmi nebezpečné zapomenout ověřit příčnou výztuž na kroucení například v horní desce nad podporou. Jak je známo, největší napětí od volného kroucení vzniká v nejtenčí stěně posuzovaného průřezu, což je v tomto případě právě horní deska komory viz Obr. 313. Sice se tedy účinky v této desce nesčítají s posouvajícími silami, ale výztuž příčná navržená v těchto oblastech je již využívána na účinky příčného ohybu. Hodnoty z_i ze vzorce (4.43) jsem při výpočtu náhradních sil uvažoval jako délku střednice i -té stěny/desky, definované jako vzdálenost mezi průsečíky se střednicemi sousedních stěn, což je znázorněno na Obr. 314. [93, s. 157-158]



Obr. 314 - Znázornění převodu kroucího momentu na posouvající sílu

$$V_{Ed,T} = \frac{T_{Ed} \cdot z_i}{2 \cdot A_k} \quad (4.43)$$

Příčná výztuž		V poli			Před stěnou pilíře		
		horní deska	stěna	dolní deska	horní deska	stěna	dolní deska
T_{Ed}	[MN]	16.436	16.436	16.436	28.528	28.528	28.528
A_k	[m ²]	26.075	26.075	26.075	47.065	47.065	47.065
z_{max}	[m]	8.608	3.233	7.688	8.176	6.567	6.306
$V_{Ed,T}$	[MN]	2.713	1.019	2.423	2.478	1.990	1.911
$V_{ed,obě\ stěny}$	[MN]	0.000	3.116	0.000	0.000	28.398	0.000
$\sum V_{ed,celk,1\ stěna}$	[MN]	2.713	2.577	2.423	2.478	16.189	1.911
$V_{Rd,s,1stěna}$	[MN]	*	6.721	*	*	21.264	*

Tab. 104 - Návrh příčné výztuže na kroucení ve stěnách

Příčná výztuž horní a dolní desky		V poli		Před stěnou pilíře	
		horní deska	dolní deska	horní deska	dolní deska
$V_{Ed,T}$	[MN]	2.713	2.423	2.478	1.911
Θ	[°]	40	40	40	40
$\cotg\Theta$	[-]	1.192	1.192	1.192	1.192
d	[m]	9.197	8.19	9.197	7.039
z	[m]	8.2773	7.371	8.2773	6.3351
f_{ywd}	[MPa]	435	435	435	435
s	[mm]	150	150	150	150
n_w	[-]	2	2	2	2
$\varnothing_{horní}$	[mm]	25	16	25	16
$\varnothing_{dolní}$	[mm]	20	16	20	16
$A_{s,celk,na 1m'}$	[mm ²]	5366.9	2680.8	5366.9	2680.8
A_{sw}	[mm ²]	805.0	402.1	805.0	402.1
Extrém. využití výztuže na příčný ohyb	[%]	73.90%	50%	76.40%	50%
$A_{sw,reduk}$	[mm ²]	210.11	201.06	189.99	201.06
$V_{Rd,s}$	[MN]	6.011	5.122	5.435	4.402

Tab. 105 - Návrh příčné výztuže na kroucení v horní a dolní desce

V tabulce Tab. 105 posuzují příčnou výztuž horní a dolní desky, přičemž je nutné uvážit, že tato výztuž je kromě kroucení namáhána ohybem v příčném směru. To zajišťují konzervativně tím, že počítám s pouze poměrnou plochou betonářské výztuže. Tuto část stanovují na základě největšího využití od ohybového momentu, které se u horní desky pohybuje kolem 75 %, zatímco u dolní desky ho uvažují konzervativně 50 % i za předpokladu, že z ověření ohybového namáhání v těchto dolních deskách v kapitole 4.10.1 mi vyšlo menší využití.

4.11.5 Únava v podélném směru

Ověření únavové únosnosti konstrukce není zanedbatelný. Provádím posudek pro tlacený beton a taženou předpínací výztuž. Postupuji dle ČSN EN 1992-1-1 [98] a ČSN EN 1992-2 [115]. V uvedených normách je celá řada možných postupů k ověření navržené konstrukce na únavu. Já si však v mezích normy vybírám posudky jednodušší, avšak stále na straně bezpečné.

4.11.5.1 Únava betonu

V případě splnění podmínky (4.44) je možné považovat ověření únavy tlaceného betonu za ověřené.

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \cdot \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \quad (4.44)$$

Hodnota $f_{cd,fat}$ vyjadřuje návrhovou hodnotu únavové pevnosti betonu, kterou lze stanovit ze vzorce (4.45).

$$f_{cd,fat} = k_1 \cdot \beta_{cc}(t_0) \cdot f_{cd} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (4.45)$$

Jelikož za hlavní cyklické zatížení způsobující únavu konstrukce považují zatížení dopravou, uvažují součinitel $\beta_{cc}(t)$ roven 1,0 pro beton starý 28 a více dnů. V čase umožnění vjezdu dopravního zatížení na most bude již beton mostu jistě starší 28 dnů.

Posudky provádím v řezech v oblasti podpor a v poli u horních i dolních vláken. Z výsledků je patrné, že paradoxně hůře vychází pole betonovaná na pevné skruži. Menší rozkmity napětí lze zaznamenat na části konstrukce betonované letmo.

$f_{cd,fat}$	[MPa]	15.35											
Horní vlákna		Pole 1-2	Pilíř P2	Pole 2-3	Pilíř P3 (před příč.)	Pilíř P3 (příčník)	Pole 3-4	Pilíř P4 (před příč.)	Pilíř P4 (příčník)	Pole 5-6	Pole 8-9	Pilíř P9	Pole 9-10
σ_{min}	[MPa]	5.9	0.0	2.9	1.1	0.3	2.6	0.9	0.0	3.0	4.3	0.0	4.0
σ_{max}	[MPa]	9.5	5.0	8.0	5.9	5.0	7.8	5.8	4.9	8.2	8.9	5.2	9.0
$\sigma_{max} / f_{cd,fat}$	[-]	0.619	0.326	0.521	0.384	0.326	0.508	0.378	0.319	0.534	0.580	0.339	0.586
$0.5 + 0.45 \cdot \sigma_{min} / f_{cd,fat}$	[-]	0.673	0.500	0.585	0.532	0.509	0.576	0.526	0.500	0.588	0.626	0.500	0.617
VYHOVUJE ?		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Tab. 106 - Ověření únavy tlačného betonu - horní vlákna

$f_{cd,fat}$	[MPa]	15.35											
Dolní vlákna		Pole 1-2	Pilíř P2	Pole 2-3	Pilíř P3 (před příč.)	Pilíř P3 (příčník)	Pole 3-4	Pilíř P4 (před příč.)	Pilíř P4 (příčník)	Pole 5-6	Pole 8-9	Pilíř P9	Pole 9-10
σ_{min}	[MPa]	0.0	4.5	2.9	5.8	4.3	0.0	6.0	4.4	0.8	0.3	1.8	1.7
σ_{max}	[MPa]	4.2	8.2	6.5	8.6	7.0	3.7	9.1	7.4	5.1	4.0	5.1	6.0
$\sigma_{max} / f_{cd,fat}$	[-]	0.274	0.534	0.423	0.560	0.456	0.241	0.593	0.482	0.332	0.261	0.332	0.391
$0.5 + 0.45 \cdot \sigma_{min} / f_{cd,fat}$	[-]	0.500	0.632	0.585	0.670	0.626	0.500	0.676	0.629	0.523	0.509	0.553	0.550
VYHOVUJE ?		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Tab. 107 - Ověření únavy tlačného betonu - dolní vlákna

4.11.5.2 Únava výztuže

Dle poznámky (1) čl. 6.8.6 normy ČSN EN 1992-1-1 [98] je možné uvažovat únavovou únosnost nesvařované výztuže v tahu považovat za ověřenou při splnění rozkmitu napětí ve výztuži od časté kombinace cyklického zatížení se základní kombinací dosahuje maximálně hodnoty k_1 . Hodnota k_1 je specifikována v Národní příloze doporučenou hodnotou 70 MPa. Tato podmínka je uvedena v rovnici (4.46).

$$\Delta\sigma_s \leq k_1 \quad (4.46)$$

Podle normy je možné nejprve provést posouzení pro častou kombinaci zatížení a v případě vyhovění není nutné další posouzení. Pro zjištění rozkmitů napětí v betonářské výztuži jsem zjednodušeně na straně bezpečné použil Hookův zákon, kdy jsem napětí v krajních vláknech betonového průřezu přepočítal na pretvoření, a to zpět na napětí ve výztuži.

k_1	[MPa]	70.0											
Horní vlákna		Pole 1-2	Pilíř P2	Pole 2-3	Pilíř P3 (před příč.)	Pilíř P3 (příčník)	Pole 3-4	Pilíř P4 (před příč.)	Pilíř P4 (příčník)	Pole 5-6	Pole 8-9	Pilíř P9	Pole 9-10
σ_{min}	[MPa]	-5.9	0.2	-2.9	-1.1	-0.3	-2.6	-0.9	0.0	-3.0	-4.3	0.0	-4.0
σ_{max}	[MPa]	-9.5	-5.0	-8.0	-5.9	-5.0	-7.8	-5.8	-4.9	-8.2	-8.9	-5.2	-9.0
$\Delta\sigma_c$	[MPa]	3.6	5.2	5.1	4.8	4.7	5.2	4.9	4.9	5.2	4.6	5.2	5.0
$\Delta\varepsilon$	[10 ⁻³]	0.106	0.153	0.150	0.141	0.138	0.153	0.144	0.144	0.153	0.135	0.153	0.147
$\Delta\sigma_s$	[MPa]	21.18	30.59	30.00	28.24	27.65	30.59	28.82	28.82	30.59	27.06	30.59	29.41
VYHOVUJE ?		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Tab. 108 - Ověření únavy betonářské výztuže - horní vlákna

k_1		[MPa]		70.0									
Dolní vlákna		Pole 1-2	Pilíř P2	Pole 2-3	Pilíř P3 (před příč.)	Pilíř P3 (příčník)	Pole 3-4	Pilíř P4 (před příč.)	Pilíř P4 (příčník)	Pole 5-6	Pole 8-9	Pilíř P9	Pole 9-10
σ_{\min}	[MPa]	0.1	-4.5	-2.9	-5.8	-4.3	0.1	-6.0	-4.4	-0.8	-0.3	-1.8	-1.7
σ_{\max}	[MPa]	-4.2	-8.2	-6.5	-8.6	-7.0	-3.7	-9.1	-7.4	-5.1	-4.0	-5.1	-6.0
$\Delta\sigma_c$	[MPa]	4.3	3.7	3.6	2.8	2.7	3.8	3.1	3.0	4.3	3.7	3.3	4.3
$\Delta\varepsilon$	[10 ⁻³]	0.126	0.109	0.106	0.082	0.079	0.112	0.091	0.088	0.126	0.109	0.097	0.126
$\Delta\sigma_s$	[MPa]	25.29	21.76	21.18	16.47	15.88	22.35	18.24	17.65	25.29	21.76	19.41	25.29
VYHOVUJE ?		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Tab. 109 - Ověření únavy betonářské výztuže - dolní vlákna

Pro ověření únavy předpínací výztuže využívám velmi podobného postupu jako v případě betonářské výztuže s rozdílem zvětšení rozkmitů napětí v betonářské výztuži pomocí součinitele η . Vlivem menší vzdálenosti od povrchu předpínací výztuže vzhledem ke vzdálenosti od povrchu betonářské výztuže odchází reálně v předpínací výztuži k menším rozkmitům napětí. Dle těchto uvedených předpokladů je tak splněna podmínka (4.46).

4.11.6 Únava v příčném směru

U mnou navržené konstrukce je patrně důležitější posouzení únavy v příčném směru než v podélném směru. V příčném směru dochází k přitěžování a odlehčování konzol komorového průřezu. V poli horní desky se ohybové momenty pohybují od kladných velikostí až 100 kNm do velikostí téměř 0 kNm. Problematictější by bylo, kdyby docházelo k rozkmitu ohybových momentů v poli desky komory od kladných až do záporných hodnot. Při posudku jak tlačeného betonu, tak tažené výztuže jsem použil opět zjednodušený postup stejně jako v případě podélného směru. Ověření opět vyhovělo za použité modelu LM1 v častých hodnotách bez nutnosti použití modelu zatížení FLM.

$f_{cd,fat}$		[MPa]		15.35			
Před pilířem	ŘEZ	2		5		8	
		min	max	min	max	min	max
M_{cd}	[kNm]	-127.80	-330.90	-4.04	75.06	-271.07	-460.09
h	[mm]	550	550	300	300	550	550
b	[mm]	1000	1000	1000	1000	1000	1000
\emptyset_s	[mm]	25	25	20	20	25	25
s	[mm]	150	150	150	150	150	150
σ_c dolní vl.	[MPa]	-2.53	-6.56	-0.27	5.00	-5.38	-9.13
$\Delta\sigma_c$ dolní vl.	[MPa]	-4.03		5.27		-3.75	
$\Delta\varepsilon$	[10 ⁻³]	-0.118		0.155		-0.110	
$\Delta\sigma_s$	[MPa]	-23.70		31.02		-22.05	
σ_c horní vl.	[MPa]	2.53	6.56	0.27	-5.00	5.38	9.13
$\Delta\sigma_c$ horní vl.	[MPa]	4.03		-5.27		3.75	
$\Delta\varepsilon$	[10 ⁻³]	0.118		0.155		0.110	
$\Delta\sigma_s$	[MPa]	23.70		31.02		22.05	
$\Delta\sigma_s \leq k_1 = 70$ MPa ?		OK		OK		OK	
$\sigma_{\max} / f_{cd,fat}$	[-]	0.428		0.326		0.594	
$0.5 + 0.45 \cdot \sigma_{\min} / f_{cd,fat}$	[-]	0.574		0.500		0.658	
VYHOVUJE ?		OK		OK		OK	

Tab. 110 - Posudek únavy v příčné směru před pilířem

$f_{cd,fat}$	[MPa]	15.35					
V poli	ŘEZ	2		5		8	
		min	max	min	max	min	max
M_{cd}	[kNm]	-71.66	-174.14	-16.56	100.83	-76.16	-180.21
h	[mm]	550	550	300	300	550	550
b	[mm]	1000	1000	1000	1000	1000	1000
O_s	[mm]	25	25	20	20	25	25
s	[mm]	150	150	150	150	150	150
σ_c dolní vl.	[MPa]	-1.42	-3.45	-1.10	6.72	-1.51	-3.57
$\Delta\sigma_c$ dolní vl.	[MPa]	-2.03		7.83		-2.06	
$\Delta\varepsilon$	[10 ⁻³]	-0.060		0.230		-0.061	
$\Delta\sigma_s$	[MPa]	-11.96		46.04		-12.14	
σ_c horní vl.	[MPa]	1.42	3.45	1.10	-6.72	1.51	3.57
$\Delta\sigma_c$ horní vl.	[MPa]	2.03		-7.83		2.06	
$\Delta\varepsilon$	[10 ⁻³]	0.060		0.230		0.061	
$\Delta\sigma_s$	[MPa]	11.96		46.04		12.14	
$\Delta\sigma_s \leq k_1 = 70$ MPa ?		OK		OK		OK	
$\sigma_{max} / f_{cd,fat}$	[-]	0.225		0.438		0.233	
$0.5 + 0.45 \cdot \sigma_{min} / f_{cd,fat}$	[-]	0.542		0.500		0.544	
VYHOVUJE ?		OK		OK		OK	

Tab. 111 - Posudek únavy v příčném směru v poli

4.12 Spodní stavba

Nedílnou součástí návrhu mostní konstrukce je návrh její spodní stavby. Ve své práci se pro její omezený rozsah zaměřuji pouze na nejexponovanější pilíře celé konstrukce. Za ty považuji nejvyšší rámový pilíř P7 a pilíř P8 s vrubovým kloubem v jeho hlavě. Dle mého úsudku, jsou rámové pilíře zajímavější na posudek než pilíře s ložisky části konstrukce betonované na pevné skruži.

Na pilíř P7 se plánuji zaměřit z důvodu jeho značné výška, zatímco na pilíř P8 z opačného důvodu, který generuje jeho velmi významnou podélnou ohybovou tuhost. Posuzuji pouze štíhlé stěny pilířů. Posudky tuhých průřezů pilířů po spojení stěn pro omezený rozsah diplomové práce zanedbávám. Domnívám se, že při jejich posudku bych nečekal žádné větší obtíže.

Posudky jsem prováděl v softwaru IDEA Statica 20.1, kde jsem využil modul RCS. Postup výpočtu softwarem je uvedený v publikaci [125]. Analýzu druhého řádu lze provádět zjednodušenými metodami buď jmenovité křivosti, nebo jmenovité tuhosti.

Posudky vzpěrné únosnosti s účinkem 2. řádu ještě ověřuji ručním výpočtem s uvážením obou možných metod (pro omezený rozsah práce se nezabývám výpočtem pomocí nelineární analýzy zahrnující geometrickou nelinearitu). Dle Národní přílohy ČSN EN 1992-1-1 [98] je v ČR doporučeno používat metodu jmenovité křivosti. Jak jsem již zmínil, ověření provádím pro obě zjednodušené metody, a to pro porovnání a ověření výpočetního softwaru. Při tomto ručním výpočtu postupuji podle postupů v Eurokódu a publikaci [126].

Při posudcích uvažuji vnitřní síly zatěžovacích stavů vypočtené na výpočetním modelu v programu MIDAS Civil.

4.12.1 Pilíř P7

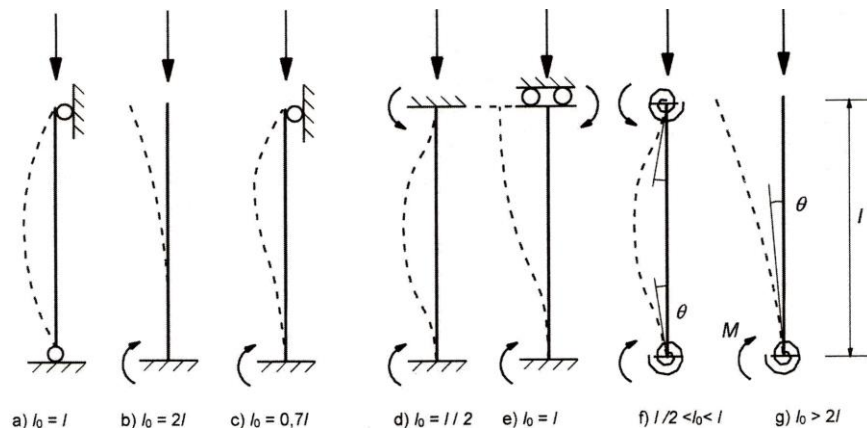
U pilíře P7 posuzuji jeho jednotlivé stěny. Ty rozdělují na P7A a P7B, kde stěna s písmenem A je blíže proti směru staničení stěna s písmenem B je vzdálenější ve směru staničení (stejná označení používám pro lamely). Výška P7A od líce základu po spodní líc nosné konstrukce je 64,31 m, u pilíře P7B je to 64,57 m. Ve výšce 4 m nad upraveným terénem uvažuji spojení obou stěn pilíře. Vzniká tak obdélníkový plný průřez, který je velmi tuhý v podélném směru. Při výpočtech vzpěrné délky v podélném směru tak nepočítám s délkou pilíře až k základu, ale zjednodušeně uvažuji tuto délku zmenšenou. Ke spojení obou stěn dochází postupným náběhem. Konec pilíře pro vzpěrnostní posouzení tak uvažuji ve 2/3 tohoto náběhu. V práci neuvádím kompletní posouzení obou stěn. U každého posudku uvádím tu, která je namáhána hůře. Co se týče volby posudku v hlavě nebo v patě, provedl jsem je v obou místech, ale pro úsporu místa opět uvádím pouze ty zajímavější, což jsou v drtivé většině posudky v patě stěn.

4.12.1.1 Vzpěrnostní délky

Do výpočtu účinků 2. řádu vstupují obrovskou měrou vzpěrnostní délky uvažovaného prvku a pro posudky jejich posudky jsou zásadní. Ty není vždy naprosto snadné určit a existuje několik možných postupů. V mnou navržené konstrukci se během výstavby a provozní fáze u jednotlivých tlačných stěn pilířů změnil dramatičtě vzpěrnostní délky. V následující části práce jsem si zavedl označení pro vzpěrnostní součinitel písmenem β .

Odhad na základě Obrázku 5.7 čl. 5.8.3.2. (3) normy ČSN EN 1992-1-1

Konkrétně pro finální působení pilířů P7A/B lze v podélném směru uvažovat vzpěrnostní délku jako $L_0 = 0,5 \cdot L$ z důvodu vetknutí na obou stranách. Ve skriptech [95] je uvedeno doporučení v těchto případech používat součinitel 0,59 namísto 0,5. U příčného směru uvažuji vetknutí pouze v patě pilířů. Tuto vzpěrnou délku tak uvažuji $L_0 = 0,75 \cdot L$.



Obr. 315 - Příklady různých tvarů vybočení a odpovídajících účinných délek [126]

Výpočet dle rovnice (5.15) čl. 5.8.3.2. (3) normy ČSN EN 1992-1-1

Namísto odhadu vzpěrnostních součinitelů díky přirovnávání reálné konstrukce blízké se té nebo oné situaci na Obrázku 5.7 normy ČSN EN 1992-1-1 [98] je možné u pravidelných rámových konstrukcí pro ztužené prvky použít rovnici (4.47). Pro porovnání jsem použil obou metod a výsledky prezentuji dále.

$$l_0 = 0,5 \cdot l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)} \quad (4.47)$$

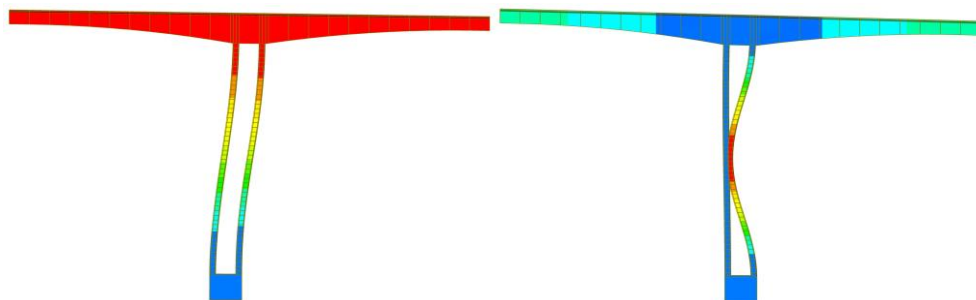
Výpočet dle softwaru

Mnou používaný výpočetní software Midas Civil umožňuje výpočet vzpěrnostní analýzy a získání součinitele kritického zatížení α_{cr} . Za jeho pomoci je možné dopočítat hodnotu kritického zatížení a z rovnice pro Eulerovo kritické břemeno vyjádřit vzpěrnou délku L_{cr} - rovnice (4.50). V softwaru je možné vypočítat libovolný počet tvarů vybočení. Mnou hledaný je však vždy první podélný tvar řešené stěny.

Jako zatížení jsem použil svislou jednotkovou sílu 1 MN umístěnou svisle na mostovce/hlavě pilíře.

$$L_{cr} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot EI}{N_{cr}}} \quad (4.48)$$

Ve stavu, kdy je zhotoveno pouze jedno samostatně stojící vahadlo dochází nejdříve k vybočení obou stojek dle Obr. 316 (vlevo) a nastává patrový posun celého vahadla. Až při zvýšení zatížení dojde k vybočení samotné stěny pilíře (stejný obrázek vpravo). V následujících stavebních fázích, kdy je spojeno jedno a více vahadel dohromady dochází dříve k vybočení právě ve tvaru z Obr. 316 (vpravo).

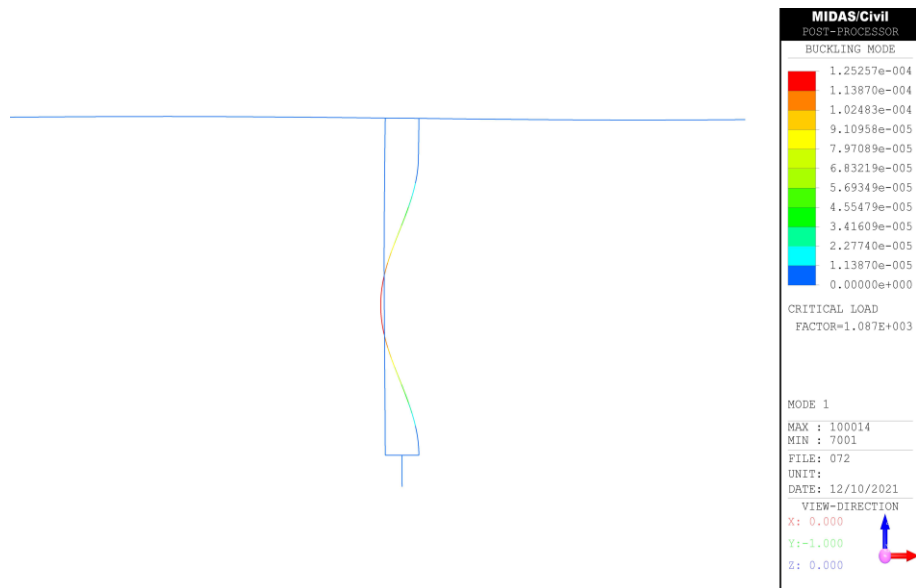


Obr. 316 - Tvar vybočení při zatížení $\alpha_{cr} = 0,355 \cdot 10^3$ (vlevo) a $\alpha_{cr} = 0,752 \cdot 10^3$ (vpravo)

Je to dáno tím, že dvě stěny svou podélnou tuhostí nejsou dostatečně tuhé proti posunu celého patra. V případě spojených 2 vahadel, je již tato tuhost dostačující a dříve dojde k vybočení jednotlivé posuzované stěny než k posunu celého patra.

Při stanovení vzpěrné délky samostatně stojícího 1 vahadla je toto chování nutné zohlednit. Počítám tak pro tento stav se součinitelem kritického zatížení pro stav posunu celého patra.

Na Obr. 317 uvádím výstup ze vzpěrnostní analýzy programu Midas Civil zvětšený pouze na jedno vahadlo při uvažování celé dokončené konstrukce. Z obrázku je patrné vybočení zkoumané stěny.

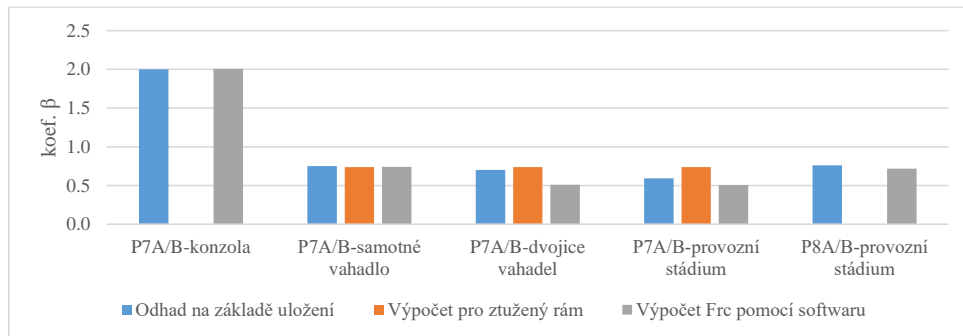


Obr. 317 - Podélný 1. tvar vybočení tlačené stěny pilíře P7A

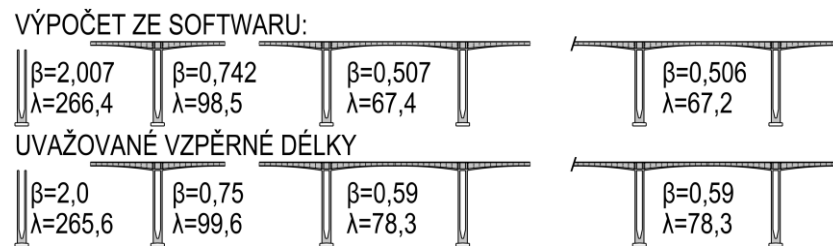
Použitá metoda	Stanovení štíhlosti λ		P7A/B v průběhu výstavby jako konzoly	P7A/B v průběhu výstavby NK (zhotovené celé 1 samostatně stojící vahadlo)	P7A/B v průběhu výstavby NK (zhotovené 2 spojená sousedící vahadla)	P7A/B v provozním stádiu	P5A/B v provozním stádiu (vrubový kloub)
	koef. β	[-]					
Odhad na základě uložení	l	[m]	57.5	57.5	57.5	57.5	36.3
	$l_0 = \beta \cdot l$	[m]	115.00	43.13	40.25	33.93	27.59
	λ	[-]	265.6	99.6	93.0	78.3	63.7
	koef. β	[-]	2.0	0.75	0.7	0.59	0.76
Výpočet pro ztužený rám	l	[m]	-	42.47	42.47	42.47	-
	$l_0 = \beta \cdot l$	[m]	-	42.47	42.47	42.47	-
	λ	[-]	-	98.07	98.07	98.07	-
Výpočet F_{cr} pomocí softwaru	$\alpha_{cr,y}$	[10 ³]	0.048	0.355	0.950	1.086	1.223
	N_{Ed}	[MN]	1.000	0.988	0.789	0.695	0.781
	N_{cr}	[MN]	47.940	350.585	749.835	754.444	955.285
	koef. β	[-]	2.007	0.742	0.507	0.506	0.718
	$l_0 = \beta \cdot l$	[m]	115.38	42.66	29.08	29.08	25.85
	λ	[-]	266.4	98.5	67.4	67.2	59.7

Tab. 112 - Srovnání vzpěrných délek a štíhlostí podle různých postupů

Pro přehlednost jsem zkombinoval do Tab. 112 štíhlosti λ a vzpěrnostní součinitele β vypočtené na základě zmínovaných postupů pro různé stavy konstrukce. Pro tyto samé údaje jsem vytvořil graf srovnání vzpěrnostních součinitelů β na Obr. 318. Z těchto výstupů vyplývá, že pomocí výpočtu softwaru jsem byl schopen zjistit v jakém okamžiku, již u konstrukce nedojde k posunu celého patra a dojde pouze k vybočení dané stěny. O rámové soustav, u které dojde dříve k vybočení právě dané stěny před posunem celého patra, by se dalo říct, že se jedná o ztuženou rámovou soustavu. Z tohoto vyplývá, že není možné použít výpočet pro ztužený rám pro pouze jedno samostatně stojící vahadlo. Z úvah dále vyplývá, že na základě vzpěrnostní analýzy v softwaru Midas by bylo možné snížit odhadovaný vzpěrnostní součinitel pro fáze výstavby od dvou spojených vahadel až po finální konstrukci z původních 0,7, pro 2 spojená vahadla, na dle normy bezpečných 0,59. Byla však má chyba uvažovat 1 samostatně stojící vahadlo za ztužený rám. Vypočtené hodnoty tímto postupem pro konstrukci v této fázi neberu jako relevantní.



Obr. 318 - Grafické porovnání vzpěrných součinitelů β



Obr. 319 - Hodnoty uvažovaných a vypočtených vzpěrných součinitelů

Pro most takových rozměrů, jako je řešený most přes údolí řeky Gottleuba, by bylo velmi vhodné použít sofistikovanější postupy pro posouzení chování tlacených štíhlých pilířů, jelikož úloha je obecně fyzikálně i geometricky nelineární. Odpovídajícím nástrojem by mohl být software Atena od společnosti Červenka Consulting s.r.o. Ve své práci se omezují pouze na uváděné metody.

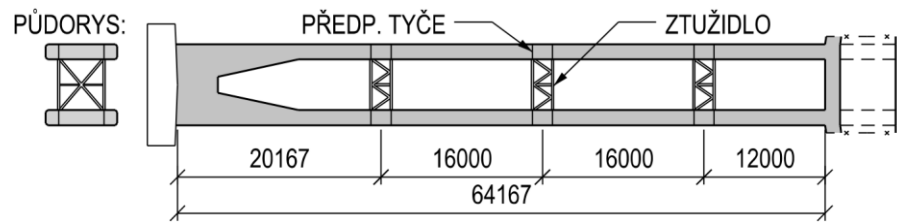
4.12.1.2 Montážní ztužení

Je třeba se zamyslet nad působením pilířů před vzájemným spojením stěn v jejich hlavě zárodkem. Řešené pilíře působí v průběhu výstavby vzhledem ke štíhlostním charakteristikám i mnohem méně příznivě, než jakým způsobem působí v provozních fázích. Před zhotovením nosné konstrukce, lze pilíře uvažovat jako vetknuté v patě. Při těchto stádiích, dosahuje jejich vzpěrná délka až 115 m, přičemž hodnota štíhlosti jednotlivých stěn až $\lambda = 265$. Kvůli takto extrémní štíhlosti je nutné navrhnout vzájemné montážní ztužení obou stojek. Touto skutečností se podrobněji zabývám v této kapitole. Pro porovnání na mostě přes údolí řeky Hačky dosahovala hodnota štíhlosti v průběhu výstavby až $\lambda = 220$. [127] Návrh vzájemného montážního ztužení je mimo jiné uveden v publikaci [128].

Toto řešené ztužení navrhuji jako prvek z ocelových profilů zejména HEB a L. Připnutí ztužidel k pilířům uvažuji pomocí předpínacích tyčí vedených v předpřipravených chráničkách. Navržené ztužidlo se chová jako příhradová konstrukce.

Ztužení uvažuji konkrétně na pilíři P7 v celkem ve 3 úrovních stylem, který prezentuji na Obr. 320.

Toto ztužení uvažuji po celou výstavbu pilířů, tedy čas, kdy se chovají jako konzoly. Po jejich spojení v hlavě zárodkem je již možné ztužidla odejmout. Vzpěrnostní součinitel bude v dané chvíli uvažován $\beta = 0,75$, což je již přijatelná hodnota oproti předchozím $\beta = 2,0$.



Obr. 320 - Schéma navržených ztužidel

Analogické ztužení v obdobném rozsahu navrhuji na všech pilířích tvořených dvojicí štíhlých stěn.

Díky předběžnému namodelování ztužení do výpočetního programu jsem zmenšil, pro samostatné pilíře působící jako konzoly, vzpěrnostní součinitel z $\beta = 2,0$ na $\beta = 0,99$. Tuto skutečnost hodnotím kladně. V případě zpracování statického výpočtu reálné konstrukce tohoto ražení by bylo nutné detailněji vyhodnotit působení ztužidel. Ve své práci se jimi již více nezabývám.

4.12.1.3 Stanovení momentu 2. řádu

Není obecně platné, že jedna z mnou používaných metod je na straně bezpečnější. Do obou výpočtů vstupuje celá řada proměnných a v určitých případech vychází moment 2. řádu větší vypočtený za pomoci metody jmenovité křivosti, v jen trochu jiném případě může vyjít moment větší z druhé metody. O této skutečnosti jsem se sám přesvědčil a uvádím ho dále.

Metoda jmenovité křivosti

Řešená metoda je vhodná pro osamělé prvky s konstantní normálovou silou. K momentu 2. řádu je díky této metodě možné dostat pomocí vypočtené deformace tlačeního prutu e_2 , kterou lze získat na základě odhadnuté maximální křivosti a základní účinné délky.

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad (4.49)$$

kde M_2 je ohybový moment 2. řádu a M_{0Ed} je návrhový ohybový moment 1. řádu s vlivem imperfekcí.

Metoda jmenovité tuhosti

Stanovení momentu 2. řádu metodou jmenovité tuhosti spočívá ve vzorci (4.50).

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \cdot \left[1 + \frac{\beta}{\left(\frac{N_B}{N_{Ed}} \right) - 1} \right] \quad (4.50)$$

kde N_B je vzpěrné břemeno stanovené na základě jmenovité tuhosti a β součinitel závisející na rozdělení momentů 1. a 2. řádu. Do výpočtu zasahují vlivy dotvarování, vznik trhlin a zplastizování materiálu. Je nutné stanovit jmenovitou tuhost prvku zahrnující charakteristiky betonové části průřezu i navržené betonářské výztuže.

Porovnání obou metod

V Tab. 113 uvádím pro porovnání podrobný výpočet momentů 2. řádu oběma způsoby. Z tohoto výpočtu vychází hůře metoda jmenovité tuhosti. Porovnání i s dostupnými výpočetními softwary uvádím v Tab. 114. Zvažuji vzpěrné délky pro finální konstrukci.

Metoda jmenovité křivosti			Metoda jmenovité tuhosti		
b	7.1	m	b	7.1	m
h	1.5	m	h	1.5	m
l	57.5	m	l	57.5	m
koeficient pro l_0	0.59	-	koeficient pro l_0	0.59	-
l_0	33.925	m	l_0	33.925	m
i	0.433	m	i	0.433	m
λ	78.346	-	λ	78.346	-
N_{Ed}	46465.10	kN	N_{Ed}	46465.10	kN
$M_{ed,top}$	-30848.94	kNm	$M_{ed,top}$	-30848.94	kNm
$M_{ed,bot}$	34264.19	kNm	$M_{ed,bot}$	34264.19	kNm
A_c	10.65	m ²	A_c	10.65	m ²
f_{ck}	30.00	MPa	f_{ck}	30.00	MPa
f_{cd}	18.00	MPa	f_{cd}	18.00	MPa
n	0.242	-	n	0.242	-
\varnothing_s 1. řada	28	mm	\varnothing_s 1. řada	28	mm
Rozteč	150	mm	Rozteč	150	mm
Plocha za 1. řadu u obou povrchů	58291.20	mm ²	Plocha za 1. řadu u obou povrchů	58291.20	mm ²
\varnothing_s 2. řada	28	mm	\varnothing_s 2. řada	28	mm
Rozteč	150	mm	Rozteč	150	mm
Plocha za 2. řadu u obou povrchů	58291.20	mm ²	Plocha za 2. řadu u obou povrchů	58291.20	mm ²
$A_{s,celk. oba povrchy}$	116582.41	mm ²	$A_{s,celk. oba povrchy}$	116582.41	mm ²
f_{yd}	434.8	MPa	f_{yd}	434.8	MPa
ω	0.264	-	z_1	686.00	mm
n_u	1.264	-	z_2	623.00	mm
n_{bal}	0.4	-	ω	0.264	-
K_r	1.0	-	k_1	1.225	-
β	-0.022	-	k_2	0.112	-
φ	1.863	-	φ	1.863	-
φ_{ef}	1.863	-	φ_{ef}	1.863	-
K_φ	1.0	-	K_c	0.048	-
E_s	200	GPa	E_{cm}	33	GPa
c	50	mm	γ_{cE}	1.2	-
d	1402	mm	E_{cd}	27.5	GPa
x	495.77	mm	E_s	200	GPa
Excentricita 2. řádu - e_2	0.397	m	I_c	1.997	m ⁴
Moment 2. řádu - M_2	18426.73	kNm	c	50	mm
Imperfekce 1. řádu - e_1	0.01896	m	I_s	0.0501	m ⁴
Moment 1. řádu s vlivem e_1 - M_{11}	880.85	kNm	EI_y	12635.34	MNm ²
$M_{ed,celk}$	53571.77	kNm	Imperfekce 1. řádu - e_1	0.01896	m
			Moment 1. řádu s vlivem e_1 - M_{11}	880.85	kNm
			N_B	108354.49	kN
			c_0	10	-
			β	0.987	-
			Moment 2. řádu - M_2	25389.31	kNm
			$M_{ed,celk}$	60534.35	kNm

Tab. 113 - Ruční výpočet momentu 2. řádu za použití obou metod

Při porovnání výsledných momentů z jednotlivých softwarů je patrné, že vzájemné odchylky nejsou nikterak významné. Je to dáno mými ne úplně stoprocentně stejně zadanými vstupními údaji. Například do programu od společnosti Fine je možné zadávat podélnou výztuž pouze podél 2 delších hran prvku. V celku jsem ale s výsledky vzájemných porovnání softwarů a ručního výpočtu spokojen.

Výpočet momentu 2. řádu		Ruční excel	Idea Statica	FINE
Moment 2. řádu [MN]	Jmen. křivost	18426.7	19335.9	18770.8
	Jmen. tuhost	25389.3	25639.3	26015.8
Celkový moment [MN]	Jmen. křivost	53571.8	54187.6	53915.8
	Jmen. tuhost	60534.3	60491.1	61160.8

Tab. 114 - Porovnání vypočtených momentů 2. řádů několika způsoby

Jak jsem již poznamenal, v daných výpočtech vychází hůře metoda jmenovité tuhosti. V případě změny obou vrstev výztuže z průměru $\varnothing 28$ na $\varnothing 32$ dojde ke změně a hůře vychází metoda jmenovité křivosti. V případě metody založené na výpočtu jmenovité křivosti vstupuje průměr výztuže pouze do mechanického stupně vyztužení ω a nepromlouvá do výpočtu momentu 2. řádu tak zásadním způsobem jako v metodě jmenovité tuhosti, kde se přímo účastní v navyšování řešené tuhosti. Výsledky tohoto porovnání prezentuji v Tab. 115.

Výpočet momentu 2. řádu		Ruční excel $\varnothing_s 28 \text{ mm}$	Ruční excel $\varnothing_s 32 \text{ mm}$
Moment 2. řádu [MN]	Jmen. křivost	18426.7	18479.5
	Jmen. tuhost	25389.3	18094.3
Celkový moment [MN]	Jmen. křivost	53571.8	53624.5
	Jmen. tuhost	60534.3	53239.3

Tab. 115 - Porovnání vypočtených momentů 2. řádů pro různá vyztužení

Volba metody je tedy na zvážení. Já ve své práci dále používám metodu jmenovité křivosti. Pro předpokládanou vzpěrnou délku v příčném směru není nutné stanovovat moment 2. řádu z důvodu splnění štíhlostních kritérií.

4.12.1.4 Posouzení MSÚ

Z důvodu dvouosého namáhání pilíře jsem ručně neověřoval všechny posudky provedené ve výpočetním softwaru.

Návrh výztuže

Do řešené stěny pilíře P7A navrhuji podélnou výztuž $\varnothing 32/150$ u všech povrchů ve 2 řadách. Navrhuji stejné vyztužení průřezu v patě i v hlavě pilíře. V případě použití prutů takto velkých průměrů, by bylo v reálu nutné se podrobně zabývat posouzením šířky trhlin. Méně prutů větších průměrů je totiž vzhledem ke vzniku a šíření trhlin ta méně příznivá varianta. Pro jejich omezení je vhodnější navrhovat více prutů menších průměrů, čehož jsem si vědom. Ve své práci však i přesto navrhuji pruty průměru 32 mm a provádím pouze běžné posudky omezení šířky trhlin. Činím tak z důvodu omezeného rozsahu celé práce. Jako příčnou výztuž navrhuji třmínky po celém obvodu pilíře $\varnothing 16/150$. Dále je nutné v souladu s Tabulkou NA.1 z Národní přílohy normy ČSN EN 1992-1-1 [98] navrhnout sestavu třmínek a spon z důvodu nutnosti zajištění polohy navržených podélných prutů. Dle zmiňované tabulky je nutné navrhovat alespoň 4 spony do 1 m^2 a zároveň každý tlačný prut může být nezajištěn na maximální délce 500 mm. Do této věci velkou měrou promlouvá samotný proces betonáže pilířů. Je nutné příčnou výztuž na stavbě umístit tak, aby byl možný průchod vibrátoru pro dobré zhutnění betonu.

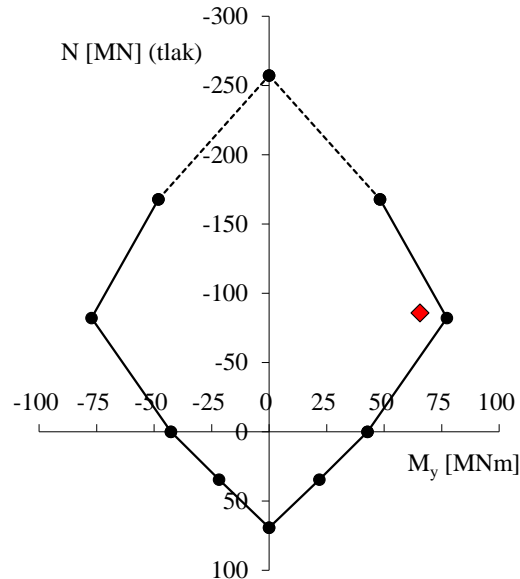
Interakce normálové síly a ohybových momentů

Tento posudek je proveden pomocí interakčního diagramu. Pro ověření jsem si vytvořil interakční diagram i ručně.

Při ruční tvorbě interakčního diagramu je nutné dbát na jistá fakta. V případě interakce normálové síly a ohybového momentu ve směru, ve kterém je překročena limitní štíhlost pro zanedbání účinků 2. řádu, je nutné zvolit jeden ze dvou možných přístupů.

Prvním je vytvoření interakčního diagramu přímo pro štíhlý prvek. Do diagramu jsou pak zaneseny vnitřní síly bez vlivu 2. řádu. Plocha tohoto diagramu je výrazně menší než diagramu masivního prvku.

Druhou možností je vytvoření klasického interakčního diagramu masivního prvku, ale porovnávání ohybové momenty je nutné uvažovat již s vlivem 2. řádu. Ve své práci využívám druhého přístupu. [95]



Obr. 321 - Ruční ověření interakčního diagramu N - M_y (řez v $M_z = 0$)

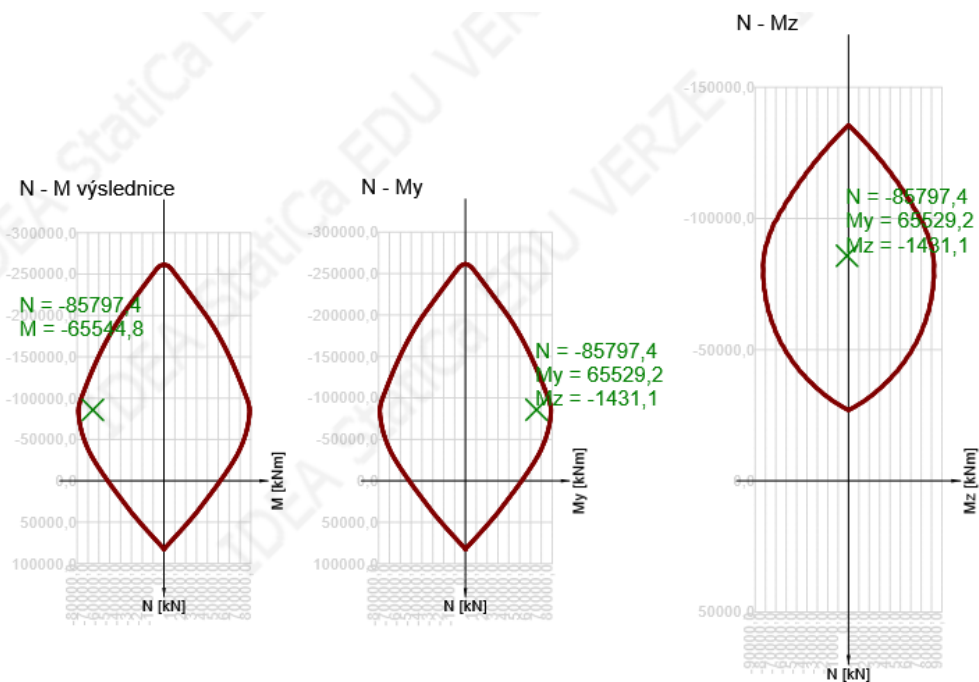
Na Obr. 322 uvádím trojici interakčních diagramů ze softwaru Idea Statica. Jedná se o interakční diagram normálové síly a momentové výslednice, potažmo extrémních momentů v jednotlivých uvažovaných směrech. Všechny interakční diagramy z tohoto softwaru jsou tvořeny pro masivní prvek nehledě jejich štíhlosti. Vnitřní síly jsou tedy v diagramu zobrazeny i s účinky 2. řádu. Je tedy teoreticky možné je porovnat s ručně konstruovaným diagramem z programu Excel.

Na první pohled se jeví přinejmenším zvláště interakční diagram normálové síly a ohybového momentu M_z . Důvod je však prostý a k jeho vysvětlení jsem použil výstupy z 3D interakčního diagramu z programu Fine. Na Obr. 323 a) je zobrazen pohled na tento prostorový diagram. Je důležité poznamenat, že ve výpočetním softwaru od společnosti Fine jsou vytvářeny oba interakční diagramy, jak pro masivní prvek, tak pro štíhlý prvek. Vnitřní síly jsou do něj pak umísťovány bez vlivu 2. řádu a posouzení je prováděno porovnáním s diagramem pro štíhlý prvek.

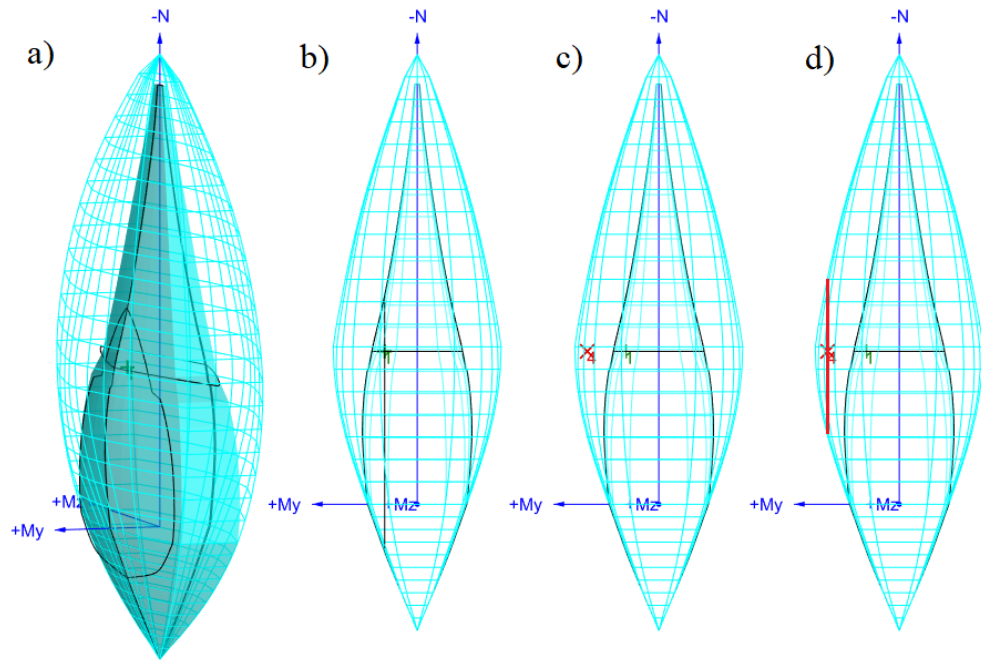
Jednotlivé zatěžovací stavy pro posouzení pomocí interakčního diagramu jsou tvořené kombinací normálové síly a dvojicí ohybových momentů. Při práci s masivním interakčním diagramem je zásadní si uvědomit, že se jedná o charakteristiku průřezu, potažmo jeho vyztužení. U diagramu pro štíhlé prvky do jeho tvaru a rozměrů vstupuje zatížení, vzpěrná délka, nebo uvažované imperfekce.

Klíčové je pochopit, že např. mnou konstruovaný interakční diagram, je pouze řezem komplexního 3D diagramu.

Nyní se již dostávám k řešení daného problému s posunutým diagramem $N-M_z$. Na Obr. 323 c) je zobrazen příčný pohled na diagram, kde červený křížek s číslovkou 4 značí vnitřní síly s účinky 2. řádu a zelený křížek s číslovkou 1 značí vnitřní síly bez účinků 2. řádu. Oba zatěžovací stavy ve svém příslušném diagramu vyhovují. Na Obr. 323 d) je červenou čarou naznačena poloha řezu, který je zobrazen na Obr. 322 a označen jako diagram $N-M_z$. Interakční diagramy ze softwaru Idea Statica jsou totiž vedeny bodem reprezentující zatížení. Tím je zohledněna vzájemná interakce obou momentů s normálovou silou. Nebylo by na straně bezpečné posuzovat moment M_z na interakčním diagramu vedeným v bodě $M_y = 0$.



Obr. 322 - Interakční diagramy v patě pilíře P7B

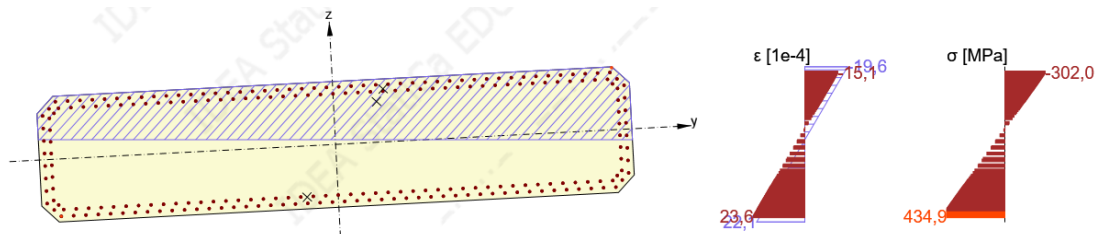


Obr. 323 - Interakční diagramy ze softwaru FINE

Mnou vytvořený interakční diagram není v porovnání s diagramem $N-M_y$ ze softwaru Idea Statica příliš rozlišný. Je tomu tak z toho důvodu, protože zatížení M_z , je pouze velmi malé a řez diagramem provedený Ideou Staticou je velmi blízký řezu počátkem, který jsem provedl já. Pro porovnání odpovídajících si diagramů jsem tedy v softwaru navolil fiktivní zatížení $M_z = 0$ a tyto diagramy jsou porovnal. Při bližším prozkoumání limitních hodnot jsem došel k závěru, že jejich shoda je uspokojivá a lze důvěřovat danému softwaru. Pro jednoduchost byl ověřen pouze diagram normálové síly a ohybového momentu v podélném směru.

Interakce všeobecná

V této části posouzení jsou prezentovány výsledky interakce šikmého ohybu s kroucením, namáháním smykem a normálovou silou. Maximální využití průřezu vychází 93,3 %. Do tohoto posouzení jsem záměrně zadal současné působení jak příčného, tak podélného větru. Dle poznámky (3) čl. 8.1 normy ČSN EN 1991-1-4 není nutné uvažovat současné působení sil od větru ve směru příčném a podélném. Tímto je můj posudek na straně bezpečné, jelikož kroucení průřezů pilířů vzniká vyloženě od příčného větru a na smykovém namáhání pilířů má velkou zásluhu podélný vítr. V neposlední řadě má příčný vítr za následek příčný ohyb pilířů.



Obr. 324 - Průběh napětí a přetvoření v průřezu

Smyk

Dle výstupů ze softwarů není nutné navrhovat smykovou výztuž, jelikož veškeré smykové namáhání je přeneseno betonem. V Tab. 116 uvádím ruční posouzení oddělených směrů smykového namáhání pilíře P7A a P4A. Ve směru y, tedy příčném, jsou největší posouvající síly V_y při uvažování pouze pilířů P4-P7 právě na pilíři P4A. Absolutně největší je možné najít pilíři P8B, kterému se věnuji v kapitole 4.12.3. Tyto síly jsou způsobeny příčným větrem a zcela pochopitelně největší posouvající síly je možné pozorovat na nejužších pilířích v tomto směru, což jsou ty nejkratší. Na pilíři P8 a P3 jsem sice navrhl vrubové klouby, s těmi je však možné počítat jen ve směru podélném. Velikost V_y na pilíři P4A je 3,34 MN, což je stále hodnota menší než únosnost samotného betonového průřezu. Ve směru z, tedy v podélném směru, pilíř P7A vyhovuje na smykové namáhání bez smykové výztuže a s ním i jeho protější stěna P7B spolu s pilířem P6. Do pilíře P4 a P5 je tak nutné navrhnout smykovou výztuž na přenesení těchto sil. Pro úplnost jsem ověřil tlacenou diagonálu pilířů v obou směrech.

Pilíř P7A		Směr y	Směr z	Pilíř P4A		Směr y	Směr z
V_{Ed}	[MN]	2.02	1.59	V_{Ed}	[MN]	3.34	3.52
h	[mm]	7100	1500	h	[mm]	7100	1500
d	[mm]	7021.5	1421.5	d	[mm]	7021.5	1421.5
k	[-]	1.17	1.38	k	[-]	1.17	1.38
A_{sl}	[mm ²]	178543.4	178543.4	A_{sl}	[mm ²]	178543.4	178543.4
ρ_l	[-]	0.017	0.018	ρ_l	[-]	0.017	0.018
σ_{cp}	[MPa]	3.4	3.4	σ_{cp}	[MPa]	3.4	3.4
$V_{Rd,c}$	[MN]	7.23	1.61	$V_{Rd,c}$	[MN]	7.23	1.61

Tab. 116 - Ověření únosnosti průřezu bez smykové výztuže

Tlačená diagon.		Směr y	Směr z
Θ	[°]	40	40
$\cotg\Theta$	[-]	1.192	1.192
$\tg\Theta$	[-]	0.839	0.839
f_{cd}	[MPa]	18.0	18.0
v_l	[-]	0.528	0.528
b_w	[m]	1.50	7.10
α_{cw}	[-]	1.250	1.250
z	[m]	6.335	1.295
$V_{Rd,max}$	[MN]	55.59	53.79

Tab. 117 - Výpočet tlakové diagonály

Do příčného řezu pilířů P4 a P5 navrhuji třmínky \emptyset 16/150, které uvažuji šestistřížné. V daných průřezech je i tak nutná konstrukční příčná výztuž pro zajištění polohy tlacených podélných vložek.

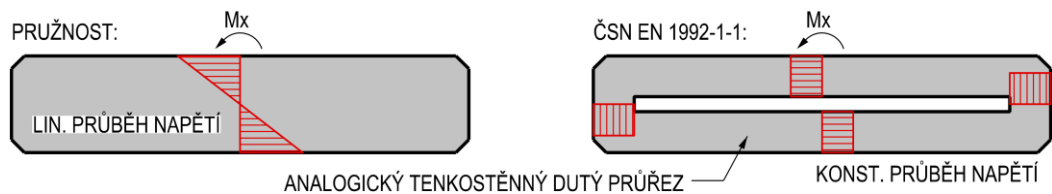
Pilíř P4A		Směr z
V_{ed}	[MN]	3.522
Θ	[°]	40
$\cotg\Theta$	[-]	1.192
z	[m]	1.295
f_{ywd}	[MPa]	435
s	[mm]	150
n_w	[-]	6
\emptyset_w	[mm]	16
A_{sw}	[mm ²]	1206.37
$V_{Rd,s}$	[MN]	5.400

Tab. 118 - Posudek únosnosti smykové výztuže

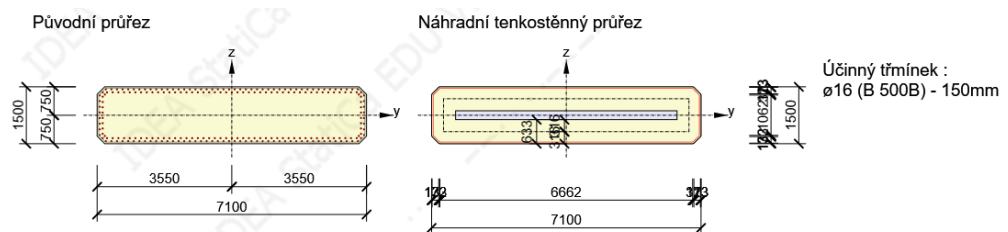
Kroucení

Od zatížení příčným větrem dochází ke kroucení průřezu pilířů. Kroucení však není nejzásadnějším namáháním posuzovaných pilířů.

Při postupu řešení kroucení masivních průřezů, je obvyklým postupem jeho nahrazením analogickým tenkostěnným dutým průřezem pro potřeby výpočtu. To je však ve sporu s teorií pružnosti, ze které vychází fakt, že průběh napětí od volného kroucení je v masivních prvcích lineární. Kdežto v tenkostěnném dutém průřezu je uvažováno napětí konstantní. Tento fakt je demonstrován na Obr. 325. Dle zdroje [124] tak může dojít k nadhodnocení únosnosti průřezu v kroucení před vznikem trhlin až o 50 %. [124]



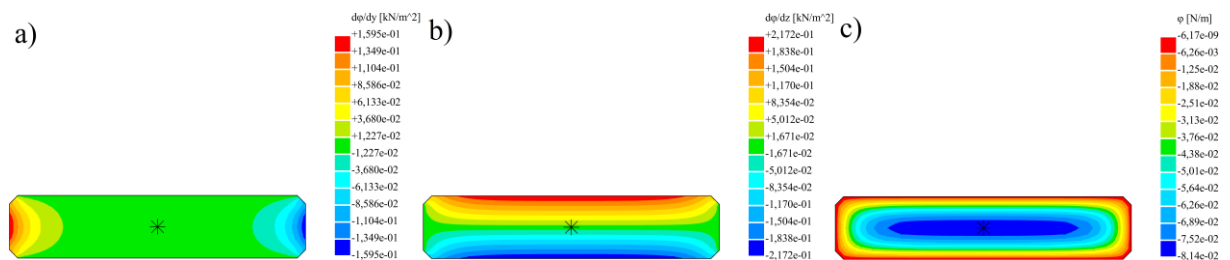
Obr. 325 - Nesoulad řešení volného kroucení [124]



Obr. 326 - Vytvořený náhradní tenkostěnný průřez pro výpočet únosnosti v kroucení

Průřez pilíře není v ohledu řešení účinků kroucení nikterak složitý. Přesto, vzhledem k akademickému charakteru práce, v následující části textu rozebírám jeho chování. Pro následující rozebrání jsem využil 2D MKP analýzu příčného řezu v softwaru Scia Engineer 20.

Na Obr. 327 a) je uveden průběh napětí τ_{xz} a na Obr. 327 b) je průběh napětí τ_{xy} . Na posledním Obr. 327 c) je zobrazena Prandtlova funkce ve 2D promítnutí. Ve skutečnosti se jedná o vrchlík, kde jeho derivace v každém jeho místě je rovna právě smykovému napětí kolmému ke směru derivace.



Obr. 327 - 2D MKP analýzy průřezu

Z izopásen na uvedených obrázcích je jasné, že ve směru kolmému k delším stranám je smykové napětí od kroucení skutečně blízké lineární. U smykového napětí kolmému ke kratším stranám lze prohlásit, že v jeho střední části je konstantní a jeho část přibližující se lineárnímu průběhu je soustředěna přibližně do délky od povrchu rovné délce kratší stěny. Sklon Prandtlovy funkce ve střední

části směrem kolmým ke kratším stranám je z izopásem roven 0 a tím i průběh tohoto napětí τ_{xz} je roven 0. Následující posouzení i přes uvedenou analýzu problému provádím v souladu s ČSN EN 1992-1-1.

Namáhání kroucení jsem posoudil ručně i pomocí softwaru a výsledky se shodují. Krouťící moment na mezi vzniku trhlin ze softwaru je $T_{Rd,c} = 9,59 \text{ MN}$. Návrhová únosnost tlakové diagonály pro posudek v kroucení ze softwaru je 40,57 MN. Drobné nuance oproti momentům na daných mezích jsou způsobeny rozlišným zadáním dílčích vstupů, například součinitele α_{cw} . Pro posouzení jsem zvolil předem vybraný pilíř P7A a pilíř P4A, který je nejvíce namáhaný na kroucení ze všech pilířů vyskytujících se na konstrukci.

Tlaková diagonála a kr. moment na vzniku trhlin při kroucení		P7A	P4A
T_{Ed}	[MN]	4.724	5.792
Θ	[°]	40	40
$\sin\Theta$	[-]	0.643	0.643
$\cos\Theta$	[-]	0.766	0.766
f_{cd}	[MPa]	18.0	18.0
v	[-]	0.528	0.528
α_{cw}	[-]	1.250	1.250
$t_{ef,i}$	[m]	0.633	0.633
A_k	[m ²]	5.610	5.610
$T_{Rd,max}$	[MN]	41.547	41.547
$T_{Rd,c}$	[MN]	9.470	9.470

Tab. 119 - Posudek krouťícího momentu

Je rovněž nutné posoudit interakci účinků kroucení a posouvajících sil. To prezentuji pro nejhůře možnou vycházející kombinaci. Jedná se o stěnu P7B a posudky dělám jak odděleně ve směrech y a z, tak pro smykovou výslednici získanou z Pythagorovy věty.

Kroucení		P7B	Výztuž na kroucení		P7B	Interakce V+T		P7B
			• Podélná			Únosnost betonu		
T_{Ed}	[MN]	3.619	u_k	[mm]	14670.0	$V_{Ed,y}$	[MN]	1.419
Θ	[°]	40	$\sum A_{sl,req}$	[mm ²]	12963.9	$V_{Ed,z}$	[MN]	0.940
$\sin\Theta$	[-]	0.643	\emptyset	[mm]	32	V_{Ed}	[MN]	1.702
$\cos\Theta$	[-]	0.766	n	[ks]	60	$V_{Rd,c,y}$	[MN]	7.440
$\cot\Theta$	[-]	1.192	$A_{sl,prov}$	[mm ²]	48254.9	$V_{Rd,c,z}$	[MN]	1.649
f_{cd}	[MPa]	18.0	• Příčná		P7B	$V_{Rd,c}$	[MN]	7.621
v	[-]	0.528	f_{ywd}	[MPa]	435	y	$T_{ed}/T_{Rd,c} + V_{ed}/V_{Rd,c}$	0.573
α_{cw}	[-]	1.000	s	[mm]	150	z	$T_{ed}/T_{Rd,c} + V_{ed}/V_{Rd,c}$	0.952
$t_{ef,i}$	[m]	0.633	n_w	[-]	1	výsl.	$T_{ed}/T_{Rd,c} + V_{ed}/V_{Rd,c}$	0.611
A_k	[m ²]	5.610	\emptyset_{sw}	[mm]	16	Směr:		
$T_{Rd,max}$	[MN]	33.238	A_{sw}	[mm ²]	201.1			
$T_{Rd,c}$	[MN]	9.470	$T_{Rd,s}$	[MN]	7.797			

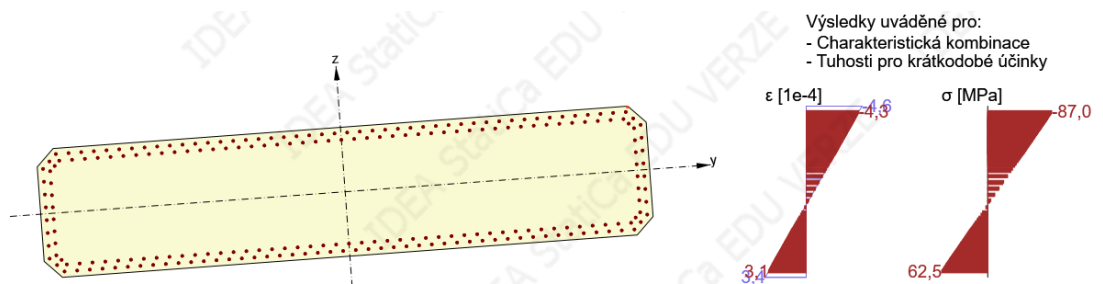
Tab. 120 - Posudek interakce kroucení a smyku pilíř P7B

4.12.1.5 Posouzení MSP

Do posouzení mezního stavu použitelnosti zahrnuji posudek omezení napětí a posudek šířky trhlin.

Omezení napětí

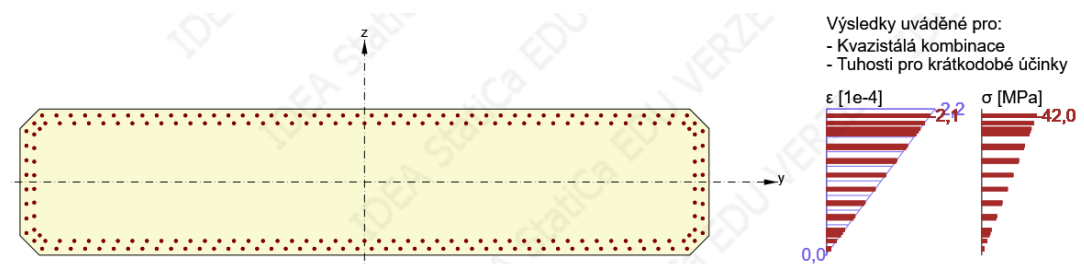
Pro omezení napětí v betonu využívám podmínky s maximální možnou hodnotou $0,6 \cdot f_{ck} = 18 \text{ MPa}$. Tato hodnota není v žádném případě pro charakteristickou kombinaci překročena. Napětí ve výztuži je omezeno hodnotou $0,8 \cdot f_{yk} = 400 \text{ MPa}$. Tato podmínka je rovněž splněna.



Obr. 328 - Průběh napětí a přetvoření v průřezu - charakteristická kombinace zatížení

Omezení šířky trhlin

Při kvazistálé kombinaci zatížení nedochází ke vzniku trhlin. Při této kombinaci zatížení je ještě nutné ověřit tlakové napětí v betonu hodnotou $0,45 \cdot f_{ck} = 13,5 \text{ MPa}$ pro možnost použití teorie lineárního dotvarování. Obe požadované podmínky jsou splněny.



Obr. 329 - Průběh napětí a přetvoření v průřezu - kvazistálá kombinace zatížení

4.12.2 Stavební fáze pilíře P7

Pro letmo betonované konstrukce nemusí být nutně nejhorší stav pro posouzení na dokončené konstrukci. Díky podstatě letmé betonáže je nutné posoudit mezní stav EQU, který jsem předběžně posuzoval v kapitole 3.3. Konstrukci jsem zatížil ve stejném smyslu jako v uváděném předběžném posouzení.

V Tab. 121 uvádím momenty 2. řádu vypočtené od stejné normálové síly na konstrukcích s různými vzpěrnými součiniteli. Při výpočtu momentu 2. řádu u prvku se vzpěrnou délkou $L_0 = 2,0 \cdot L$ metodou jmenovitých tuhostí ztrácí tlačný prvek stabilitu. Dochází k situaci, kde vypočtené kritické břemeno N_B je menší než působící normálová síla. Na výsledcích je patrné, že v případě štíhlosti $\lambda = 265,6$ se již jedná o prvek velmi štíhlý a moment 2. řádu nabývá obrovských hodnot. a tlačný prvek by vyžadoval podrobnou analýzu. Jak jsem již řešil v samostatné kapitole je proto nezbytné navrhnout vzájemné ztužení stěn pilíře.

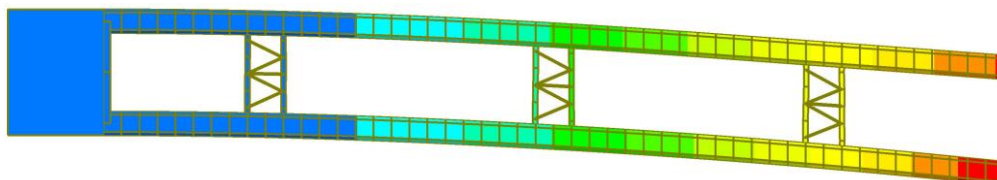
Výpočet momentu 2. řádu		Ruční excel $\lambda = 265.6$	Ruční excel $\lambda = 99.6$	Ruční excel $\lambda = 78.3$
Moment 2. řádu [MN]	Jmen. křivost	212346.5	29861.2	18479.5
	Jmen. tuhost	-	38467.2	17822.6

Tab. 121 - Porovnání účinků 2. řádu

Bylo by vhodné celou konstrukci posoudit na mimořádný zatěžovací stav, kdy by došlo k utržení jednoho z betonážních vozíků na realizovaném vahadle. Tento posudek ve své práci zanedbávám.

4.12.2.1 Stěny pilíře P7 jako konzoly

Klíčové je stanovit vzpěrnou délku konstrukce stěn pilíře fungující jako konzoly spolu s jejich vzájemným ztužením. Jedná se o relativně obtížnou úlohu. Pro úsporu místa uvádím tvar vybočení konstrukce konzol se ztužidly ze vzpěrnostní analýzy v softwaru otočený o 90°.



Obr. 330 - Tvar vybočení se ztužidly

Stanovení štíhlosti λ			P7A/B v průběhu výstavby jako konzoly	P7A/B v průběhu výstavby jako konzoly se ztužidly
Výpočet F_{cr} pomocí softwaru	$a_{cr,y}$	$[10^3]$	0.048	0.199
	N_{Ed}	$[MN]$	1.000	1.000
	N_{cr}	$[MN]$	47.940	198.700
	koef. β	$[-]$	2.007	0.986
	$l_0 = \beta \cdot l$	$[m]$	115.38	56.67
	λ	$[-]$	266.4	130.9

Tab. 122 - Výpočet štíhlosti s a bez ztužidel

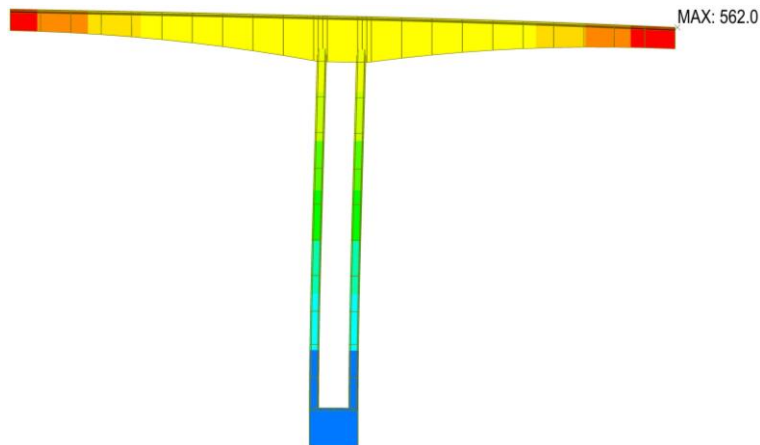
Z tohoto výpočtu se započítáním vlivu ztužení vychází štíhlost konstrukce $\lambda = 130,9$. Stále se jedná o vysokou hodnotu, ale mnohem příznivější než v předchozím případě. Z důvodu, že se jedná pouze o zjednodušené výpočty, kde jsou ztužidla modelována pouze předpokládanými ocelovými průřezy, ve výpočtu momentu 2. řádu pro tuto situaci uvažuji vzpěrnostní souč. na straně bezpečně $\beta = 1,25$.

Pro tento stav provádím pouze velmi zjednodušené posudky za působení dominantního zatížení vlastní tíhou pilířů pro získání příslušejícího momentu 2. řádu, který v tomto případě nabývá hodnoty $M_2 = 27,5 MNm$ z metody jmenovité křivosti. Domnívám se, že i při započtení zanedbaného zatížení větrem na pilíře a staveništního zatížení z průběhu výstavby pilířů, by stále tento stav pro pilíře nebyl rozhodující. Proto se ve své práci z důvodu jejího omezeného rozsahu, raději soustředím na mezní stav EQU, kterým se zabývám s následující kapitole.

4.12.2.2 Mezní stav EQU

V tomto případě uvažování působení samotného vahadla před jeho spojením s ostatními vahadly považuji za vhodné, jak jsem již avizoval, uvažovat vzpěrnostní součinitel $\beta = 0,75$. V této fázi konstrukce již neuvažuji působení ztužidel. Posuzuji situaci, kdy stěna P7A je tažená a stěna P7B je tlačena, jinými slovy uvažuji přitíženou část konstrukce tu část dále ve směru staničení. Zatížení, které na konstrukci uvažuji je shodné se zatížením vyobrazeným na schématu Obr. 70, tedy totožné jako v předběžném posouzení mezního stavu EQU. Dále uvažuji zatížení příčným větrem, který mimo jiné

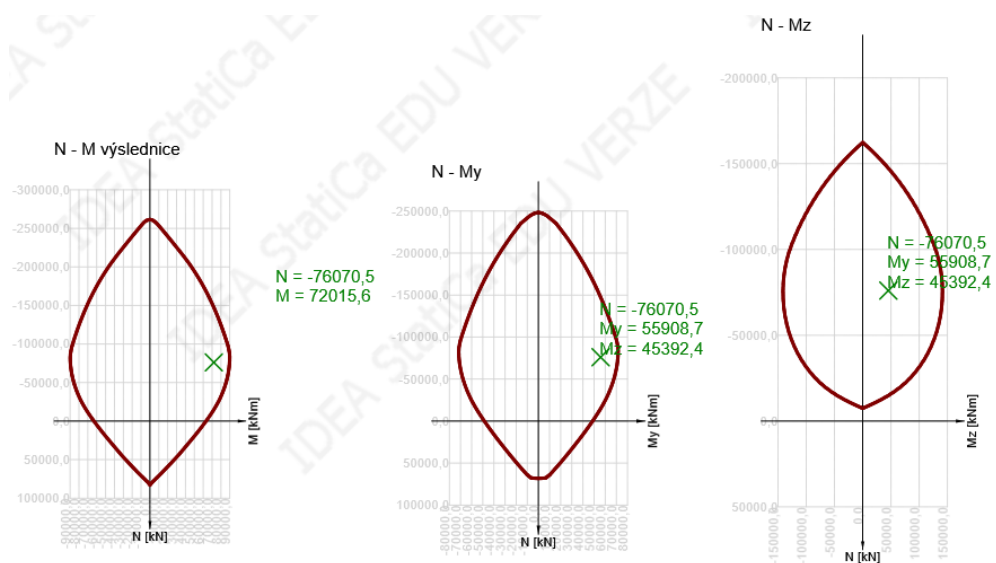
v jednom zatěžovacím stavu uvažují pouze na jedné polovině vahadla pro vyvození maximálních účinků kroucení stěn pilířů.



Obr. 331 - Deformace konstrukce (XYZ) při mezním stavu EQU [mm]

Interakce normálové síly a ohybových momentů

Posudek pomocí interakčního diagramu provádím v softwaru Idea Statica. Tento diagram pro kombinaci normálové síly a ohybového momentu M_y jsem v předchozích kapitolách ručně ověřil. Do diagramu jsou zadány ohybové momenty již s účinkem 2. řádu. Ve všech možných kombinacích vnitřních sil (extrémní N a příslušné momenty i analogicky extrémní M_y , či M_z a příslušné zbývající vnitřní síly) pilíře vyhovují.

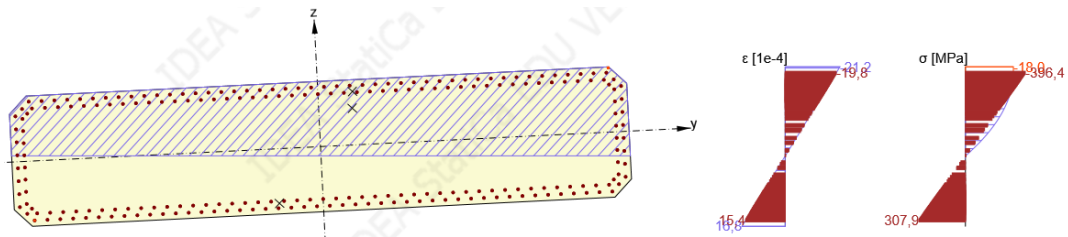


Obr. 332 - Interakční diagramy v patě pilíře P7B - EQU

Interakce všeobecná

Při uvažování interakce šikmého ohybu s kroucením a namáháním smykem získávám ze softwaru Idea Statica maximální využití 93,4 %. Z Obr. 333 je patrné, že při této interakci je beton na

napětí 18,0 MPa a výztuž na napětí 307,9 MPa. Z toho lze předpokládat, že při zvýšení zatížení, by se dalo očekávat porušení drcením betonu.



Obr. 333 - Průběh napětí a přetvoření v průřezu

Smyk

Pilíře při působení zatížení vycházejícího z mezního stavu EQU nejsou příliš zatíženy posouvajícími silami. I přes tento fakt jsem provedl ověření smykové únosnosti betonového průřezu bez smykové výztuže, který vyhověl. Rovněž vyhovuje únosnost tlačené diagonály.

Únosnost před vznikem trhlin		Směr y	Směr z
V_{Ed}	[MN]	0.60	0.24
h	[mm]	7100	1500
d	[mm]	7021.5	1421.5
k	[-]	1.17	1.38
A_{sl}	[mm ²]	178543.4	178543.4
ρ_l	[-]	0.017	0.018
σ_{cp}	[MPa]	3.6	3.6
$V_{Rd,c}$	[MN]	7.44	1.65

Tlačená diagonála		Směr y	Směr z
Θ	[°]	40	40
$\cotg\Theta$	[-]	1.192	1.192
$tg\Theta$	[-]	0.839	0.839
f_{cd}	[MPa]	18.0	18.0
v_1	[-]	0.528	0.528
b_w	[m]	1.5	7.1
α_{cw}	[-]	1.25	1.25
z	[m]	6.335	1.295
$V_{Rd,max}$	[MN]	55.59	53.79

Tab. 123 - Ověření únosnosti průřezu bez smykové výztuže

Kroucení

V kapitole ohledně posouzení pilířů v provozním stavu jsem navrhl výztuž na účinky kroucení jako uzavřené třmínky po obvodu pilíře Ø 16/150. Z ručního výpočtu vychází, že není překročena únosnost průřezu bez výztuže na kroucení. Ve střední části Tab. 124 přesto uvádím výpočet únosnosti navržené výztuže průřezu pro porovnání hodnot s výsledky v softwaru Idea Statica. Tyto výsledky se shodují. Nezbytné je provést posouzení interakce kroucení a smyku. To provádím v poslední části zmiňované tabulky porovnáním únosností před vznikem trhlin. V přehledu pro ušetření místa neuvádím interakční posouzení tlačené diagonály, které vyhovuje s velkou rezervou.

Kroucení EQU		P7 EQU	Výztuž na kroucení • Podélná		P7 EQU	Interakce V+T Únosnost betonu		P7 EQU
T_{Ed}	[MN]	8.025	u_k	[mm]	14670.0	$V_{Ed,y}$	[MN]	0.596
Θ	[°]	40	$\Sigma A_{sl,req}$	[mm ²]	28746.3	$V_{Ed,z}$	[MN]	0.238
$\sin\Theta$	[-]	0.643	\emptyset	[mm]	32	V_{Ed}	[MN]	0.642
$\cos\Theta$	[-]	0.766	n	[ks]	60	$V_{Rd,c,y}$	[MN]	7.440
$\cot\Theta$	[-]	1.192	$A_{sl,prov}$	[mm ²]	48254.9	$V_{Rd,c,z}$	[MN]	1.649
f_{cd}	[MPa]	18.0	• Příčná		P7 EQU	$V_{Rd,c}$	[MN]	7.621
ν	[-]	0.528	f_{ywd}	[MPa]	435	y	$T_{ed}/T_{Rd,c}+V_{ed}/V_{Rd,c}$	0.928
α_{cw}	[-]	1.000	s	[mm]	150	z	$T_{ed}/T_{Rd,c}+V_{ed}/V_{Rd,c}$	0.991
$t_{ef,i}$	[m]	0.633	n_w	[-]	1	výsl.	$T_{ed}/T_{Rd,c}+V_{ed}/V_{Rd,c}$	0.934
A_k	[m ²]	5.610	\emptyset_{sw}	[mm]	16	Směr:		
$T_{Rd,max}$	[MN]	33.238	A_{sw}	[mm ²]	201.1			
$T_{Rd,c}$	[MN]	9.470	$T_{Rd,s}$	[MN]	7.797			

Tab. 124 - Posouzení kroucení za mezního stavu EQU

Návrhové hodnoty krouticího momentu a únosnosti v kroucení

T_{Ed} [kNm]	$T_{Rd,c}$ [kNm]	$T_{Rd,max}$ [kNm]	$T_{Rd,s}$ [kNm]	T_{Rd} [kNm]
-8025,2	9593,5	33459,5	7792,9	9593,5

Tab. 125 - Výstup ze softwaru Idea Statica - kroucení - EQU

4.12.3 Pilíř P8

Pilíř P8 je realizován opět štíhlými stěnami v patě vetknutými, ale v hlavě jsem pro omezení namáhání od teplotních změn navrhl vrubové klouby. Vzpěrné délky pro stěny pilíře P8 jsem řešil spolu se stěnami pilíře P7. Ve výpočtech tedy uvažuji hodnotu $\beta = 0,76$. Pro stěny pilíře P8 uvádím posudky pouze pro řezy v patě stěn.

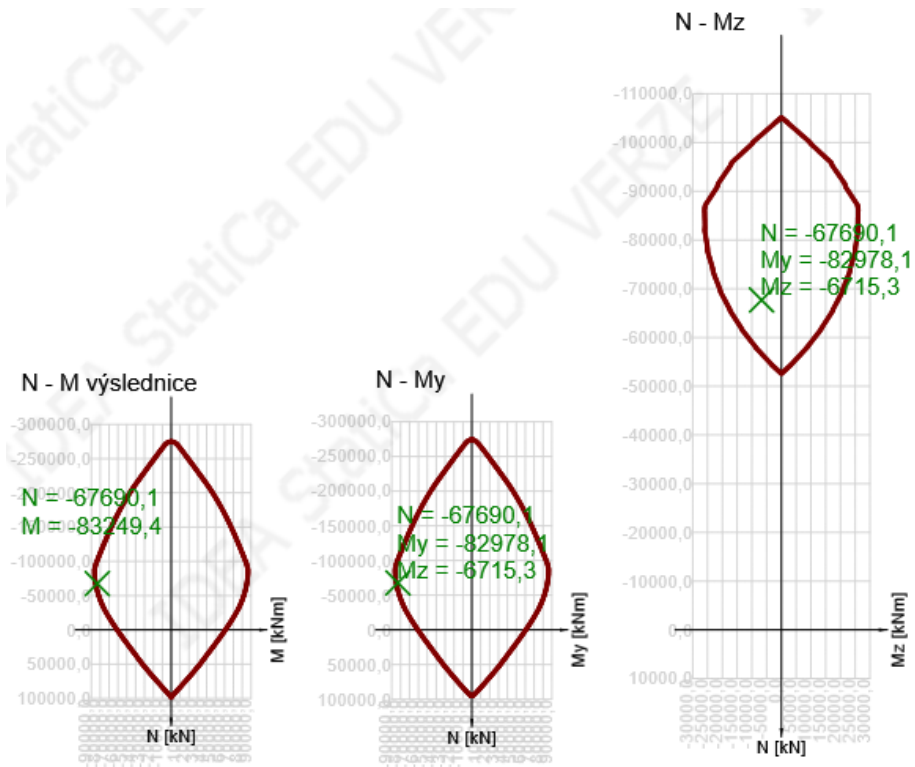
4.12.3.1 Posouzení MSÚ

Návrh výztuže

Stěny pilíře P8 navrhuji stejně vyztuženy jako u pilíře P7 a ostatních rámových pilířů. Jedná se tedy o vyztužení podélnou výztuží kolem celého průřezu ve dvou řadách $\emptyset 32/150$. Kolem celého průřezu rovněž navrhuji trmínky $\emptyset 16/150$. Konstruktivní příčnou výztuž ve statickém výpočtu neuvažuji, ale je vykreslena ve výkresové části práce.

Interakce normálové síly a ohybových momentů

Posudek interakce jsem provedl v softwaru Idea Statica. Již uvádím kompletní kontrolu interakčního diagramu jako u pilíře P7, jelikož je vlivem stejného vyztužení i stejnou geometrií průřezu totožný jako u pilíře P7A/B. Porovnal jsem tedy tyto dva diagramy a zároveň ručně vytvořený diagram $N - M_y$ a došel k závěru, že se shodují a je možné akceptovat posudek z výpočetního softwaru.

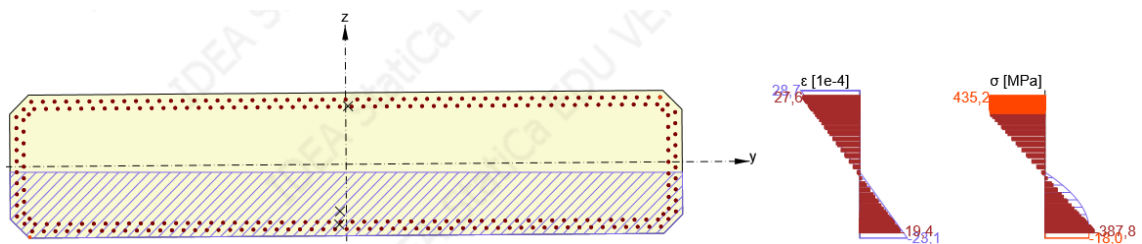


Obr. 334 - Interakční diagramy v patě pilíře P8B

Vlivem extrémní velikosti ohybového moment M_y , a tedy i velké vzdálenosti prováděného řezu prostorovým diagramem pro získání diagramu $N - M_z$, je fiktivní posunutí tohoto diagramu ještě větší. Díky tomu je pak značně omezen rozsah únosnosti momentu M_z .

Interakce všeobecná

Stejně jako v případě pilíře P7 jsem provedl posouzení interakce normálové síly, obou ohybových momentů, posouvající síly a kroučícího momentu. Extrémní hodnota využití průřezu je 93,4 %. Z průběhu napětí je patrné, že výztuž v horních částech průřezu je na mezi kluzu, zatímco napětí v betonu na opačné straně dosahuje až 18 MPa.



Obr. 335 - Průběh napětí a přetvoření v průřezu P8A

Smyk

Z posouzení provedených ve výpočetním softwaru vychází, že ve směru y není nutné navrhovat smykovou výztuž a veškeré smykové namáhání je přeneseno betonem. Ve směru z byla překročena posouvající síla na mezi vzniku trhlin a je tak nutné navrhnout výztuž. V Tab. 126 uvádím ruční posouzení zmiňovaných smykových namáhání. Jedná se o 2 extrémní vnitřní síly, které nenastávají

současně dohromady, proto je v následující části zabývající se interakcí neuvažují společně, ale uvažují sobě příslušné síly.

Únosnost před vznikem trhlin		Směr y	Směr z
V_{Ed}	[MN]	4.83	2.47
h	[mm]	7100	1500
d	[mm]	7021.5	1421.5
k	[-]	1.17	1.38
A_{sl}	[mm ²]	178543.4	178543.4
ρ_1	[-]	0.017	0.018
σ_{cp}	[MPa]	3.6	3.6
$V_{Rd,c}$	[MN]	7.44	1.65

Tlačená diagonála		Směr y	Směr z
Θ	[°]	40	40
$\cotg\Theta$	[-]	1.192	1.192
$\tg\Theta$	[-]	0.839	0.839
f_{cd}	[MPa]	18.0	18.0
v_1	[-]	0.528	0.528
b_w	[m]	1.5	7.1
α_{cw}	[-]	1.25	1.25
z	[m]	6.335	1.295
$V_{Rd,max}$	[MN]	55.59	53.79

Příčná výztuž		Směr z
V_{ed}	[MN]	2.47
Θ	[°]	40
$\cotg\Theta$	[-]	1.192
z	[m]	1.295
f_{ywd}	[MPa]	435
s	[mm]	150
n_w	[-]	6
\emptyset_w	[mm]	16
A_{sw}	[mm ²]	1206.4
$V_{Rd,s}$	[MN]	5.400

Tab. 126 - Posudek průřezu na namáhání smykem - P8B

Kroucení

Stejně jako v případě pilíře P7 posuzují únosnost průřezu v kroucení následně interakci s posouvajícími silami. V posudku samotného kroucení není překročen moment na vzniku trhlin a není tak nutné navrhovat výztuž na kroucení. Uvádím 2 posudky, kdy v prvním uvažují kombinaci s extrémním kroučícím momentem a v druhé extrémní posouvající sílu ve směru y.

Kroucení		P8B
T_{Ed}	[MN]	3.183
Θ	[°]	40
$\sin\Theta$	[-]	0.643
$\cos\Theta$	[-]	0.766
$\cot\Theta$	[-]	1.192
f_{cd}	[MPa]	18.0
v	[-]	0.528
α_{cw}	[-]	1.000
$t_{ef,i}$	[m]	0.633
A_k	[m ²]	5.610
$T_{Rd,max}$	[MN]	33.238
$T_{Rd,c}$	[MN]	9.470

Výztuž na kroucení • Podélná		P8B
u_k	[mm]	14670.0
$\sum A_{sl,req}$	[mm ²]	11402.4
\emptyset	[mm]	32
n	[ks]	60
$A_{sl,prov}$	[mm ²]	48254.9
• Příčná		P8B
f_{ywd}	[MPa]	435
s	[mm]	150
n_w	[-]	1
\emptyset_{sw}	[mm]	16
A_{sw}	[mm ²]	201.1
$T_{Rd,s}$	[MN]	7.797

Interakce V+T Únosnost betonu		P8B
$V_{Ed,y}$	[MN]	4.155
$V_{Ed,z}$	[MN]	0.675
V_{Ed}	[MN]	4.209
$V_{Rd,c,y}$	[MN]	7.440
$V_{Rd,c,z}$	[MN]	1.649
$V_{Rd,c}$	[MN]	7.621
y	$T_{ed}/T_{Rd,c} + V_{ed}/V_{Rd,c}$	0.895
z	$T_{ed}/T_{Rd,c} + V_{ed}/V_{Rd,c}$	0.746
výsl.	$T_{ed}/T_{Rd,c} + V_{ed}/V_{Rd,c}$	0.902

Směr:	
-------	--

Tab. 127 - Posudek průřezu na kroucení a jeho interakci se smykem - P8A (extrémní kroučící mom.)

Kroucení		P8B	Výztuž na kroucení • Podélná		P8B	Interakce V+T Únosnost betonu		P8B
T_{Ed}	[MN]	2.834	u_k	[mm]	14670.0	$V_{Ed,y}$	[MN]	4.827
Θ	[°]	40	$\Sigma A_{sl,req}$	[mm ²]	10150.8	$V_{Ed,z}$	[MN]	0.659
$\sin\Theta$	[-]	0.643	\emptyset	[mm]	32	V_{Ed}	[MN]	4.872
$\cos\Theta$	[-]	0.766	n	[ks]	60	$V_{Rd,c,y}$	[MN]	7.440
$\cot\Theta$	[-]	1.192	$A_{sl,prov}$	[mm ²]	48254.9	$V_{Rd,c,z}$	[MN]	1.649
f_{cd}	[MPa]	18.0	• Příčná		P8B	$V_{Rd,c}$	[MN]	7.621
v	[-]	0.528	f_{ywd}	[MPa]	435	y	$T_{ed}/T_{Rd,c} + V_{ed}/V_{Rd,c}$	0.948
α_{cw}	[-]	1.000	s	[mm]	150	z	$T_{ed}/T_{Rd,c} + V_{ed}/V_{Rd,c}$	0.699
$t_{ef,i}$	[m]	0.633	n_w	[-]	1	výsl.	$T_{ed}/T_{Rd,c} + V_{ed}/V_{Rd,c}$	0.954
A_k	[m ²]	5.610	\emptyset_{sw}	[mm]	16	Směr:		
$T_{Rd,max}$	[MN]	33.238	A_{sw}	[mm ²]	201.1			
$T_{Rd,c}$	[MN]	9.470	$T_{Rd,s}$	[MN]	7.797			

Tab. 128 - Posudek průřezu na kroucení a jeho interakci se smykem - P8B (extrémní posouvající síla $V_{Ed,y}$)

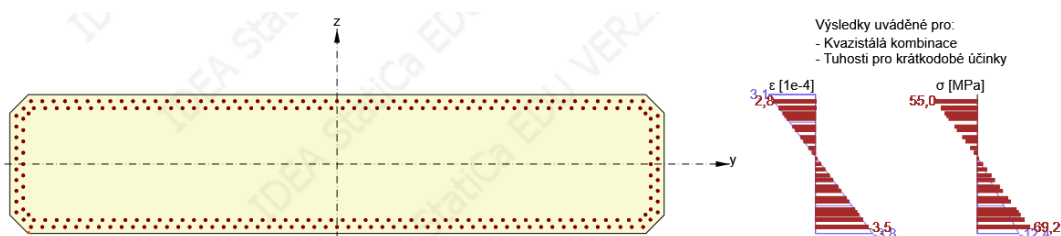
4.12.3.2 Posouzení MSP

Provádím posouzení omezení napětí a omezení šířky trhlin.

Omezení napětí

V části věnující omezení napětí jsme posuzoval stejně jako u pilíře P7 napětí při charakteristické a kvazistálé kombinaci. Na Obr. 336 uvádím průběhy napětí a přetvoření pro druhou jmenovanou kombinaci. Je patrné, že tlakové napětí zde dosahuje až 12,4 MPa pro kvazistálou kombinaci zatížení.

Limitní hodnoty uvažuji stejné jako v případě pilíře P7, tedy napětí v betonu hodnotou $0,6 \cdot f_{ck} = 18 \text{ MPa}$ pro charakteristickou, $0,45 \cdot f_{ck} = 13,5 \text{ MPa}$ pro kvazistálou a napětí v betonářské výztuži hodnotou $0,8 \cdot f_{yk} = 400 \text{ MPa}$.

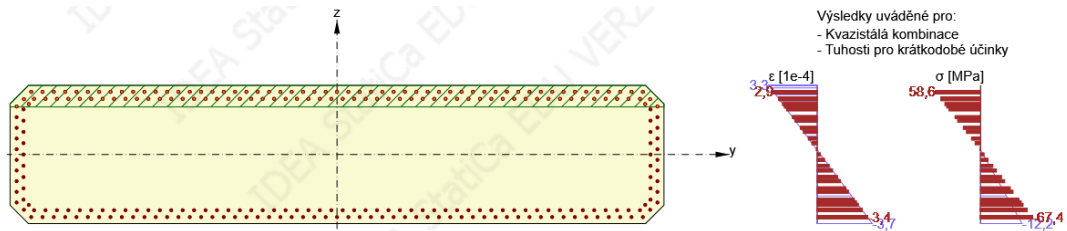


Obr. 336 - Průběh napětí a přetvoření v průřezu - kvazistálá kombinace zatížení - P8A

Maximální zaznamenané napětí v betonu při charakteristické kombinaci zatížení dosahovalo 16,2 MPa, což je menší hodnota než limitních 18 MPa.

Omezení šířky trhlin

Maximální šířka trhlin za kvazistálé kombinace na stěnách pilíře P8 dosahuje 0,039 mm, přičemž limitní hodnota je 0,200 mm.



Obr. 337 - Průběh napětí a přetvoření v průřezu - kvazistálá kombinace zatížení - P8A

Lze prohlásit, že všechny posuzované stěny pilířů P7 a P8 vyhovují jak na mezní stav únosnosti, tak na mezní stav použitelnosti.

4.12.3.3 Vrubové klouby

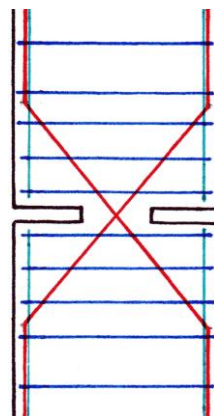
Ve své práci jsem navrhl vrubové klouby na obou stěnách pilířů P3 a P8. Dále v textu se podrobně zabývám vrubovými klouby pouze na stěně pilíře P8. Návrh vrubových kloubů provádím podle postupů, které jsem našel v dostupné literatuře. Většina z nich vychází z řešení publikované panem profesorem Leonhardtem. V příspěvku [129] je uvedeno několik přístupů k řešení vrubových kloubů z různých zemí. Nejobsáhlejší je mnou požitá teorie pocházející z Německa.

Dokument TP 75 [130] vrubové klouby definuje. Zároveň odkazuje na podrobnější informace v knize *Betonové mosty* [51]. Některé další informace jsem pak našel ve starších vydáních vysokoškolských skript zabývajících se betonovými mosty z VUT v Brně.

Běžně se vrubové (Freyssinetovy) klouby rozdělují na klouby s úzkým a širokým vrubem.

U úzkých vrubů je šířka vrstvičky cca 10x její tloušťka, přičemž maximální tloušťka je 20 mm. [51] Proříznutí vrubu u úzkých kloubů dosahuje z každé strany minimálně do 1/3 šířky prvku. [131] Klíčovým principem fungování úzkých vrubových kloubů je vytvoření trhlinky v tenké vrstvičce kloubu. Tím vzniká přirozená válcová plocha přesně v místech, kde je dle daného fungování konstrukce žádoucí. Tato plocha byla profesorem Freyssinetem nazvána ekonomickou plochou. [131]

Klouby se širokým vrubem mají vrstvičku vysokou minimálně 30 mm a při natočení u nich nevzniká stejná válcová plocha jako u kloubů s úzkým vrubem. U vrubových kloubů je chytré využíván fenomén značného vzrůstu pevnosti betonu právě ve vrubu.



Obr. 338 - Schematické vyztužení vrubového kloubu šikmými vložkami

Na Obr. 338 je skica schématického vyztužení vrubového kloubu šikmými pruty, které jsou naznačeny červeně. Modrou barvou je zvýrazněna příčná třmínková výztuž a zeleně je konstrukční svislá výztuž, ke které jsou vázány třmínky. V některých případech je teoreticky možné tuto zelenou výztuž realizovat i přes proříznutou spáru a v čase, kdy se má vrubový kloub chovat tak, jak byl navržen, je tato výztuž v prostoru spáry upálena.

V TP 75 [130] je uveden velmi zajímavý poznatek ohledně těchto vrubových kloubů vyztužených šikmými vložkami. Podle uvedeného zdroje je možné, že šikmé vložky (v mém případě červené), tvoří spolu s třmínky tuhý ocelový trojúhelník. V něm jsou šikmé pruty tlačeny a třmínky taženy. Přičemž dle velké části dostupné literatury je šikmá výztuž dimenzována dle vzorce (4.51) uvedeného v [132]. Tento vzorec přisuzuje šikmé výztuži zachycení pouze účinků vodorovných sil. Reálně tato výztuž navíc přenáší část svislého zatížení a je namáhána vlivem dotvarování betonu.

$$S_{1/2} = H/2 \cdot \cos \alpha \quad (4.51)$$

Dle [131] je vzorec spíše konzervativní a na straně bezpečné. Lze provést přesnější návrh a posouzení dle vzorců z [131] pro výpočet napětí v šikmých vložkách

$$\sigma_a = \sigma_b \cdot n \cdot \sin^2 \varphi + \frac{T}{F_a \cdot \cos \varphi} \quad (4.52)$$

kde:

$$\sigma_b = \frac{N}{F_b + n \cdot F_a \cdot \sin^3 \varphi} \quad (4.53)$$

F_b je plocha proužku, n je pracovní součinitel $n = E_d/E_c$, F_a je úhrnná plocha zkřížených vložek, úhel φ je úhel svírající šikmý prut s vodorovnou, N je svislá síla na kloub a T je vodorovná síla na kloub. Ze vzorce (4.52) je možné získat napětí v šikmé výztuži a tím i ověřit její využití.

Při návrhu vrubového kloubu se dále uplatní vzorec (4.54) z publikace [51], který vychází z řešení Freyssinetova kloubu podle Leonhardta - Reimanna představený v roce 1965 profesorem Leonhardtem.

$$F_2 = a \cdot b = \frac{\max N}{0,85 \cdot \kappa_{28}} \frac{a_1}{(1 + \lambda) \cdot a_1 - \lambda \cdot a_2} \quad (4.54)$$

kde: F_2 je potřebná plocha kloubu, $\max N$ je svislá složka podporového tlaku, a_1 je dovolené pootočení, a_2 je možné pootočení, λ je koeficient zjištěný zkouškami, κ_{28} je 28denní krychelná pevnost betonu. Pro koeficient λ platí, že $\lambda = 0$ pro $a/d = 0,3$ a $\lambda = 0,8$ pro $a/d = 0,1$, kde a je šířka vrstvičky kloubu a d je šířka prvku ve stejném směru jako je a . Uvedený vzorec byl používán ještě před zavedením mezních stavů. V publikaci se neuvádí, jestli má být krychelná pevnost betonu v charakteristických hodnotách nebo v návrhových. Hodnota $\max N$ také není z dnešního pohledu jasně definovaná. Na straně bezpečné a řekl bych velmi konzervativně ve svých úvahách používám zatížení z kombinace MSÚ a 28denní krychelná pevnost podělenou dílčími součiniteli. Významnou proměnnou ve vzorcí jsou hodnoty a_1 a a_2 , které reprezentují dovolené a možné pootočení. V [51] je při plném využití kloubu pro a_1 uvedena doporučená hodnota $7,3 \cdot 10^{-3}$ rad. Ve stejné publikaci je v kapitole zabývající se vrubovými kloubu pro a_2 uvedeno rozmezí 0,001 až 0,003 rad.

V publikaci [129] jsou přehledně uvedeny postupy vycházející z Leonhardtova řešení vrubového kloubu. Obdobou vzorce (4.54) pro minimální půdorysnou plochu kloubu je ve zmiňované publikaci vzorec (4.55)

$$A_{G,min} = a \cdot b = \frac{N_{d,max}}{\sqrt{3} \cdot f_{cd} \cdot \left[1 + \lambda \cdot \left(1 - \alpha_d \cdot \frac{E_{com}}{12800 \cdot \sqrt{3} \cdot f_{cd}} \right) \right]} \quad (4.55)$$

kde:

$$\lambda = 1,2 - 4 \cdot \frac{a}{d} \leq 0,8 \quad (4.56)$$

a zároveň část člena v závorce musí být menší než 1.

$$\alpha_d \cdot \frac{E_{com}}{12800 \cdot \sqrt{3} \cdot f_{cd}} \leq 1,0 \quad (4.57)$$

kde E_{com} je tečnový modul pružnosti, a je šířka vrstvičky kloubu, d je šířka prvku ve stejném smyslu jako a a b je délka kloubu.

V uváděných vzorcích z publikace [129] také vystupují hodnoty pootočení, zde však dosazované v promilích. Natočení na mezi únosnosti je možné spočítat dle vzorce (4.58). V něm se objevuje i hodnota celkového natočení skládající se z 50 % hodnoty natočení od stálých zatížení a 100 % hodnoty natočení od proměnného zatížení. Tomu je tak z důvodu pozitivního vlivu dotvarování, které vzniká z dlouhodobých účinků. Tuto hodnotu α_d jsem uvažoval hodnotou $7,3 \cdot 10^{-3}$ rad stejně jako v předchozím případě.

$$\alpha_{Rd} = 12800 \cdot \frac{N_d}{a \cdot b \cdot E_{com}} \geq \alpha_d = 0,5 \cdot \alpha_G + \alpha_Q \quad (4.58)$$

Mimo návrh šikmé výztuže je nutné navrhnout příčnou třmínkovou výztuž. Příčné tahové síly jsem počítal dle vzorců (4.59) - (4.61) pro jejich dané oblasti zobrazované na Obr. 339. Vzorce pocházejí z publikace [129].

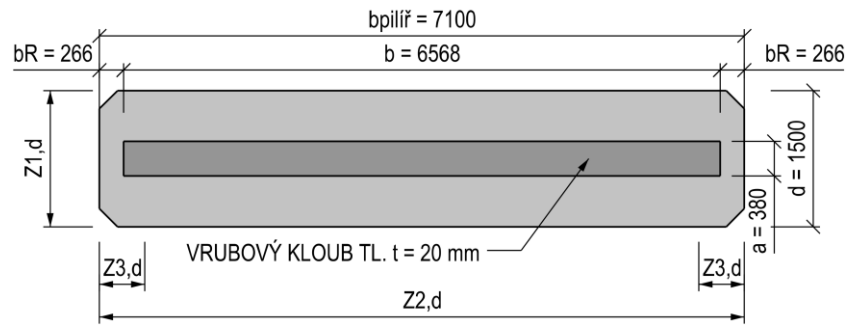
$$Z_{1,d} = 0,3 \cdot N_{d,max} \quad (4.59)$$

$$Z_{2,d} = 0,3 \cdot (1 - b/c) \cdot N_{d,max} \quad (4.60)$$

$$Z_{3,d} = 0,03 \cdot a/b \cdot N_{d,max} \quad (4.61)$$

V souladu s ČSN EN 1992-1-1 [98] je nutné ještě posoudit místně zatížené plochy, dle vzorce (4.62).

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} \quad (4.62)$$



Obr. 339 - Půdorys vrubového kloubu na stěně pilíře P8

Ve své práci jsem navrhl kloub s tloušťkou 20 mm a šířkou 380 mm, což je méně než požadovaná 1/3 šířky stěny pilíře. Delší rozměr kloubu je 6568 mm. Tyto hodnoty vychází z výpočtů minimální možné plochy vrubového kloubu, které jsem provedl pomocí obou vzorců, jež zmiňuje v předchozí části textu.

Šikmou výztuž jsem navrhl zkříženou se sklonem 45° realizovanou průměry Ø14/150 mm. Provedl jsem běžný posudek místně zatížené plochy podle Eurokódu.

ŠIKMÁ VÝZTUŽ [Betonové mosty I, Sečkář, 1998]			MÍSTNĚ ZATÍŽENÉ PLOCHY ČSN EN 1992-1-1 ed.2 čl. 6.7		
b	[m]	6.568	f_{cd}	[MPa]	18.0
T	[MN]	2.47	$b_{pilír}$	[mm]	7100
α	[°]	45	$d_{pilír}$	[mm]	1140
α	[rad]	0.785	t	[mm]	20
$S_{1/2}$	[MN]	1.746	a	[mm]	380
f_{yd}	[MPa]	434.8	A_{c0}	[mm ²]	2495840
$A_{s,rqd}$	[mm ²]	4015.94	A_{c1}	[mm ²]	8094000
\varnothing_s	[mm]	14	F_{Rdu}	[MN]	80.90
s	[mm]	150	$N_{d,max}$	[MN]	74.92
n	[ks]	42			
$A_{s,prov}$	[mm ²]	6465.40			

Tab. 129 - Posudek šikmé výztuže dle [132] a místně zatížené plochy dle [98]

U šikmé výztuže jsem pomocí vzorce z literatury zjistil napětí v jejích vložkách. U výpočtu potřebné plochy vrubového kloubu pomocí vzorce (4.54) jsem narazil na částečné zacyklení výpočtu. Vypočítaná hodnota požadované minimální šířky vrubového kloubu vstupuje do výpočtu součinitele λ a ten zpětně ovlivňuje velikost minimální šířky vrubového kloubu. Dále do výpočtu vstupuje dle mého názoru velké množství ne příliš jasných hodnot. Mám na mysli pootočení a_1 a a_2 , jež není lehké přesně určit. Dále jsem u tohoto výpočtu pravděpodobně udělal chybu s tím, že jsem uvažoval osovou sílu z kombinace MSÚ a hodnotu krychelné pevnosti betonu jsem podělil γ_c a přenásobil α_{cc} . Tím jsem získal příliš konzervativní výsledky, které ve své práci dále nepoužívám. V tomto ohledu jsem se tedy řídil výpočtem podle aktualizovaného vzorce (4.55).

NAPĚTÍ V ŠIKMÉ VÝZTUŽI [Betonové mosty I, Klimeš, Zůda, 1968]			POTŘEBNÁ PLOCHA KLOUBU [Betonové mosty, Janda, Kleisner, Zvara, 1988]		
E_a	[GPa]	200	max N	[MN]	74.92
E_c	[GPa]	33	κ_{28}	[MPa]	22.20
n	[-]	6.061	a_1	[rad]	0.0073
φ	[°]	45	a_2	[rad]	0.001
φ	[rad]	0.785	a	[mm]	380
F_b	[mm ²]	2495840	d	[mm]	1500
F_a	[mm ²]	84929.46	a/d	[-]	0.2533
T	[MN]	2.47	λ	[-]	0.1867
N	[MN]	74.92	$F_{2=a \cdot b}$	[mm ²]	3419580.66
σ_b	[MPa]	27.98	a	[mm]	520.64
σ_a	[MPa]	125.90			

Tab. 130 - Výpočet napětí v šikmé výztuži dle [131] a posudek minimální plochy vrub. kloubu [51]

Z výpočtu uvedeného v Tab. 131 vyplývá, že mnou navržená šířka vrubového kloubu splňuje spolu s jeho vypočtenou délkou podmínku minimální plochy vrubového kloubu. Délka proříznuté spáry vrubového kloubu ve smyslu delší strany je $b_R = 0,7 \cdot a$. Délka vrubového kloubu je pak $b = 7,1 - b_R$.

POTŘEBNÁ PLOCHA KLOUBU [Concrete Hinges, 3rd fib International Congress, Schacht, Marx, 2010]					
b_R	[mm]	266	α_{Rd}	[%o]	11.089
b	[mm]	6568	$\alpha_d \leq \alpha_{Rd}$	[-]	OK
$N_{d,max}$	[MN]	74.92	α_d	[rad]	0.0073
f_{cd}	[MPa]	18.00	α_d	[%o]	7.300
(seč.) E_{cm}	[GPa]	33	člen ≤ 1.0	?	0.634
(teč.) E_{c0m}	[GPa]	34.65	$A_{G,min}$	[mm ²]	2249403.8
a	[mm]	380	a	[mm]	342.5
d	[mm]	1500	A_G	[mm ²]	2495840
λ	[-]	0.1867			

Tab. 131 - Posudek minimální plochy vrub. kloubu dle [129]

U vrubového kloubu je nutné navrhnout příčnou výztuž na příčné tahové síly. Jejich výpočet uvádím v Tab. 132. Oblasti působení těchto příčných sil jsou naznačeny na Obr. 339. Zejména příčná síla $Z_{1,d}$ ve směru mostu nabývá významné hodnoty a na její zachycení jsem navrhl třmínkovou výztuž Ø25/100 mm. Takto hustá výztuž je pouze ve vzdálenosti 0,7násobku tloušťky stěny pilíře, tedy 1,05 m. Velikost této síly je vypočítávána jednoduchým vzorcem (4.59) jako část svislé síly. Při detailním posouzení by bylo vhodné si vytvořit příhradovou analogii k danému problému a zjistit si tak podrobněji síly v uvažovaných vložkách. Ve své práci jsem se omezil na návrh pomocí vyhledaných vzorců.

PŘÍČNÉ TAHOVÉ SÍLY [Concrete Hinges, 3rd fib International Congress, Schacht, Marx, 2010]					
$N_{d,max}$	[MN]	74.92	$\varnothing_{sw,2}$	[mm]	16
$Z_{1,d}$	[MN]	22.48	n_2	[-]	4
$Z_{2,d}$	[MN]	1.68	s_2	[mm]	100
$Z_{3,d}$	[MN]	0.13	d	[mm]	1500
f_{ywd}	[MPa]	434.8	z_2	[mm]	1050
$A_{sw,1,rqd}$	[mm ²]	51696.59	$A_{sw,2,1řada}$	[mm ²]	804.2477193
$A_{sw,2,rqd}$	[mm ²]	3873.60	$A_{sw,2,z2}$	[mm ²]	8444.601053
$A_{sw,3,rqd}$	[mm ²]	299.10	$\varnothing_{sw,3}$	[mm]	12
$\varnothing_{sw,1}$	[mm]	25	n_3	[-]	2
n_1	[-]	12	s_3	[mm]	200
s_1	[mm]	100	d	[mm]	1500
d	[mm]	1500	z_3	[mm]	1050
z_1	[mm]	1050	$A_{sw,3,1řada}$	[mm ²]	226.1946711
$A_{sw,1,1řada}$	[mm ²]	5890.486225	$A_{sw,3,z2}$	[mm ²]	1187.522023
$A_{sw,1,z1}$	[mm ²]	61850.10537			

Tab. 132 - Posudek příčných tahových sil dle [129]

Vrubové klouby je možné vyztužovat i pouze svislou výztuží, v některých případech přesněji kotevními trny. V tomto případě je výztuž nepříznivě namáhána na stříh. [132]

Dle TP 75 je snahou navrhovat klouby pérové neboli Mesnagerovy. U nich přes spáru prochází obnažená betonářská výztuž. Právě z této vlastnosti může pramenit hlavní negativum těchto kloubů, což je koroze této výztuže. Výztuž je zde rovněž tvořena šikmými vložkami, které musí být řádně zakotveny. Do betonu je v místě kotvení vnášené velké lokální napětí. Také dochází k namáhání příčným tahem. Kvůli tomu jsou šikmé pruty ovinuty příčnou výztuží. Svým chováním se však více blíží kloubům než klouby vrubové. Obalením výztuže betonem dochází ke zvýšení tuhosti cca 5 - 10x. [131]

V mnou použitých publikacích jsou opakovaně zmiňovány typizovaná řešení ve Směrných typizačních podkladech 1-115-V-5 a Typizační směrnice TSm - V - 706. Bohužel jsem se k žádné podobné směrnici nedostal.

4.12.4 Pilíře s ložisky

Ve své práci jsem se pro její omezený rozsah zaměřil pouze na rámově působící pilíře a pilíře s vrubovými klouby v jejich hlavě. V mém návrhu však figurují také dva pilíře (P2, P9) s ložisky. Jejich řešení by vykazovalo jisté rozdílnosti od mnou řešených pilířů. Není obecně možné bez předchozího porovnání tvrdit, který pilíř by mohl být problematictější, jestli rámový/s vrubovým kloubem nebo ložiskový pilíř.

Bylo by nutné uvažovat jiné vzpěrné délky než u rámových pilířů. V mém případě hodnoty určené pro konzoly se vzpěrnostním součinitelem $\beta = 2,0$. Změnil by se tak moment druhého řádu. Zároveň je nutné u pilířů s ložisky započítat třením v ložiscích. Toto zatížení může hrát velmi významnou roli. Pilíře by zas nebyly namáhány rovnoměrnými změnami teploty, což je dá se říct nejvýznamnější vodorovné zatížení u rámových pilířů. I přes veškeré tyto rozdílnosti, a tedy i fakt, že by bylo vhodné tyto pilíře rovněž posoudit a ověřit jejich dimenze s vyztužením, se jim pro rozsah práce nevěnuji.

4.12.5 Konstrukční zásady

Jak již bylo zmíněno, je nutné dodržet konstrukční zásady pro navrženou podélnou výztuž stěn pilířů. Ve své práci se soustředím na zajištění podélných prutů proti vybočení pomocí vhodně navržené příčné výztuže.

V normě ČSN EN 1992-1-1 ed.2 [98] čl. 9.5.3 (článek zabývající se sloupy) je uvedeno kritérium pro maximální osovou vzdálenost $s_{cl,max}$, dle kterého nesmí překročit nejmenší ze tří následujících hodnot:

- 20násobek nejmenšího průměru podélných prutů
- menšího z rozměrů sloupu
- 400 mm.

V národní příloze je současně uvedeno, že maximální osová vzdálenost nesmí překročit nejmenší ze tří následujících hodnot:

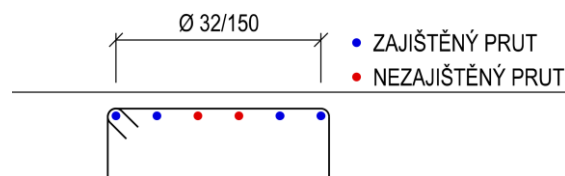
- 15násobek nejmenšího průměru podélných prutů
- menšího z rozměrů sloupu
- 300 mm.

V mém případě by maximální osová vzdálenost příčné výztuže měla být menší nebo rovna hodnotě $s_{cl,max} = 300 \text{ mm}$. Tato vzdálenost se má však ještě redukovat hodnotou 0,6 a $s_{cl,max}$ tedy vychází na 180 mm. Ve své práci navrhuji osovou vzdálenost příčné výztuže 150 mm.

Ve zmiňované normě je uvedena ještě tabulka NA.1 - Zajištění polohy výztuže v konstrukčních prvcích. Ta se zabývá spíše zajištěním polohy výztuže z hlediska provádění a betonáže než vybočení v případě tlačené výztuže. Každopádně v jeho doporučení pro stěny je definována maximální vzdálenost, po kterou nemusí být podélný prut zajištěn, jako hodnota 500 mm. Z toho by vyplývalo, že podélné pruty musí být příčnou výztuží zajištěny minimálně jednou ze tří vrstev příčné výztuže.

V ČSN EN 1992-1-1 ed.2 je konkrétně uvedeno: „V tlačené oblasti nemá být žádný prut dál než 150 mm od zajištěného prutu.“ [98]

Při mnou navržené rozteči podélných prutů $\emptyset 32/150$, tedy uvažuji, že není nutné zajišťovat proti vybočení pruty uvnitř třmínku ve vzdálenosti 150 mm od jeho rohu. To demonstruji na Obr. 340 na příkladu třmínku s 6 pruty s roztečí právě 150 mm u jeho horní hrany.

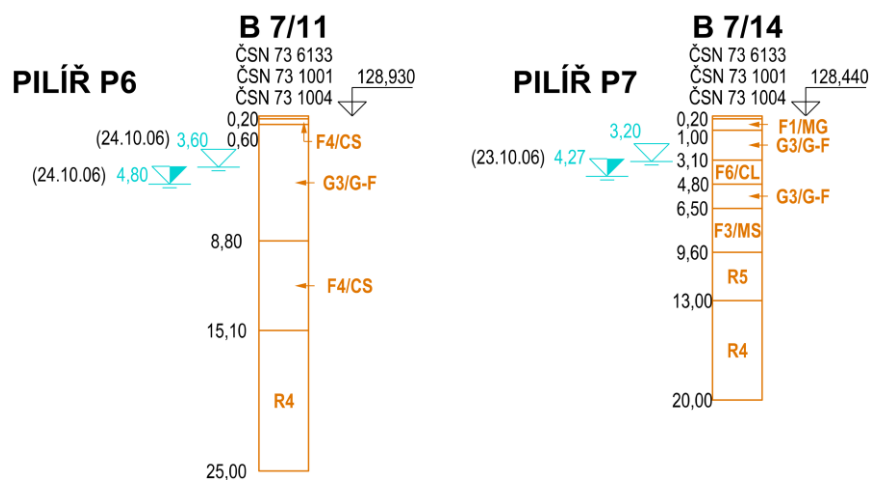


Obr. 340 - Schéma zajištěných prutů

Ve své práci raději uvažuji třmínky, v jejich vnitřní straně jsou 3 pruty po 150 mm. Krajní pruty jsou drženy přímo v rohu třmínku a střední je 150 mm na od zajištěného prutu na obě strany.

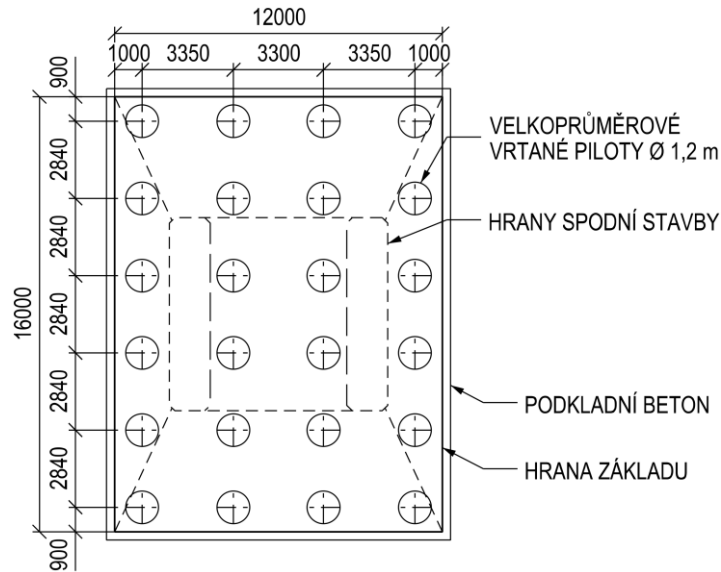
4.13 Založení

Ve své práci jsem provedl návrh pilotového založení pouze pro pilíře P6 a P7. To jsem provedl z důvodu omezeného rozsahu diplomové práce. Vybral jsem vždy nejzatíženější pilotu navrženého základu a tu posoudil. V obecném případě je nutné provést posudek pro skupinu pilot. Dle informace v [133], není nutné v případě centricky zatížené skupiny pilot vetknutých do hornin R3, R4, popřípadě i hrubozrnných zemin s $I_D \geq 0,7$ provádět posudek skupiny, ale je možné pouze provést posudek osaměle piloty ve stejném prostředí. Při návrhu založení jsem převážně čerpal z publikace Vrtané piloty [134]. Údaje o jednotlivých vrstvách podloží jsem čerpal z inženýrsko-geologického průzkumu z původní německé dokumentace. Vrstvy jsem příslušně zařadil, k čemuž jsem použil normu ČSN 73 1004 [135]. Uvažované geologické profily dokládám na Obr. 341. Pilotové založení jsem navrhl na omezené sednutí $s_{max} = 10 \text{ mm}$.



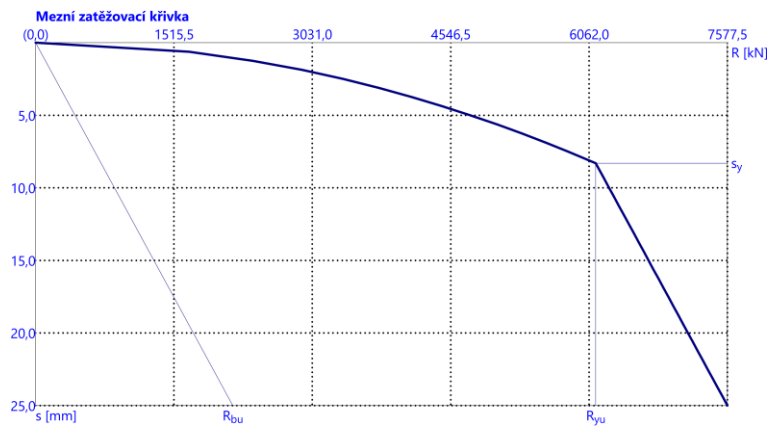
Obr. 341 - Uvažované geologické profily

K výpočtu zatížení piloty v její hlavě jsem použil analogického postupu s řešením šroubového spoje. Maximální osová síla na MSÚ v pilotě pod pilířem P6 je 6,78 MN a u pilíře P7 se jedná o hodnotu 7,9 MN. Pro výpočet sedání jsem použil síly z charakteristické kombinace MSP, kde jsem získal maximální osovou sílu na pilotu pod pilíře P6 rovnou 5,34 MN a pro P7 hodnotu 5,5 MN. Jejich vzájemný rozdíl je z velké části způsoben poměrně velkým ohybovým momentem u pilíře P7 v porovnání s momentem v patě pilíře P6. Jak jsem již poznamenal od daného momentu jsem pomocí teorie šroubového spoje počítal přídatné osové síly do nejvíce zatížené piloty. Počítal jsem vždy pouze se stavem maximální osové síly a k ní příslušné ostatní vnitřní síly. Posouzení jsem prováděl v softwaru GEO5 2022 v modulu Pilota.

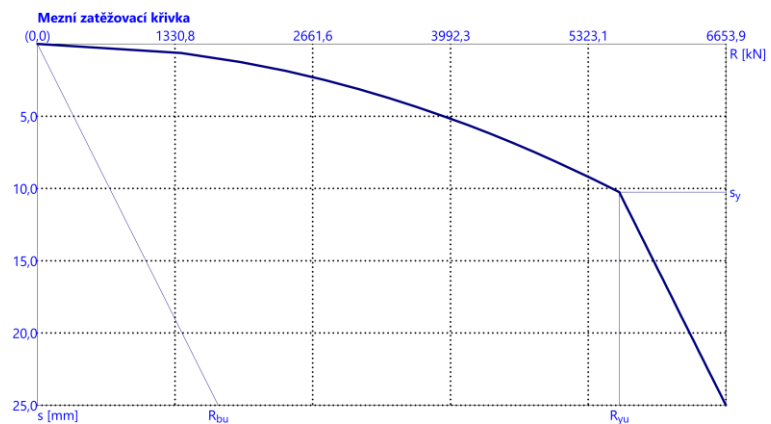


Obr. 342 - Půdorysné schéma řešeného základu

Navrhl jsem velkopřůměrové vrtané piloty délky 20 m.



Obr. 343 - Mezní zatěžovací křivka nejzatíženější pilota P7



Obr. 344 - Mezní zatěžovací křivka nejzatíženější pilota P6

Vypočtené sednutí piloty u P7 při charakteristické kombinaci zatížení je 6,7 mm. Sednutí nejzatíženější piloty u pilíře P6 při užitém zatížení je 9,2 mm. Na Obr. 343 a Obr. 344 uvádím mezní zatěžovací křivky nejzatíženějších pilot u obou pilířů, ze kterých byly odečteny uváděné hodnoty sedání.

Pomocí výpočetního programu byla posouzena i svislá únosnost pilot, která je rovna součtu únosnosti piloty na plášti a na patě. Tato hodnota pro P6 je 9,946 MN a pro P7 je 10,645 MN. Posouzení pilot pod oběma pilíři vyhovuje.

Bylo by vhodné zapracovat reálné tuhosti založení do globálního modelu ve výpočetním programu Midas pro zahrnutí jeho vlivu. V mém případě toto zjednodušeně zanedbávám a v globálním modelu mám zavedeny dokonale tuhé vetknutí.

4.14 Ložiska

Na navržené konstrukci uvažuji ložiska na obou opěrách a na pilířích P2 a P9. Na každé podpoře uvažuji jedno ložisko všesměrně posuvné a druhé pouze podélně posuvné.

4.14.1 Návrhové posuny ložisek

Při určování maximálních a minimálních posunů a reakcí do ložisek potažmo mostních závěrů jsem postupoval dle informací v TNI 73 6270 [136], ČSN EN 1337-1 [137] a informací v planých Eurokódech. V uvedené Technické normalizační informaci je řečeno, že: „...návrhové hodnoty posunů v ložiskách jsou založeny na charakteristických kombinacích v souladu s ČSN EN 1990, ale s doplněnými dílčími součiniteli zatížení.“

Ve výpočtech uvažuji se zatíženími větrem, dotvarováním a smršťováním a zejména s teplotními účinky.

Posuny od zatížení rovnoměrnou změnou teploty jsem vypočetl dle vzorce (4.63) pro výpočet zkrácení a vzorce (4.64) pro výpočet prodloužení konstrukce uvedeného ve Změně 5 normy ČSN EN 1990.

$$\Delta T_{d,con} = \gamma_T \cdot \Delta T_{N,con} - \Delta T_0 \quad (4.63)$$

$$\Delta T_{d,exp} = \gamma_T \cdot \Delta T_{N,exp} + \Delta T_0 \quad (4.64)$$

Hodnotu výchozího rozsahu teplot pro uvážení nejistot jsem určil z tabulky uvedené v národní příloze zmiňované Změny 5 jako $\Delta T_0 = 10 \text{ }^\circ\text{C}$. Pro výpočty MSÚ nabývá součinitel γ_T hodnot 1,5, pro výpočty MSP je tento součinitel roven 1,0. Výpočty MSP se zde rozumí výpočty délkových změn konstrukce.

Posuny od dotvarování mají být uvažovány se součinitelem 1,35, zatímco od účinků smršťování mají být započítány se součinitelem 1,6 a to jak v MSÚ, tak v MSP. [136]

U dotvarování a smršťování jsem odečetl z výsledků z výpočetního programu Midas hodnoty posunů v časech uvedení do provozu a na konci životnosti. Dále počítám s hodnotami rozdílu těchto posunů.

Z důvodu omezeného rozsahu předložené diplomové práce nepočítám s deformacemi od pružného přetvoření betonu zapříčiněného předpětím. Nezabývám se ani natočením konstrukce

v ložiskách. V reálném výpočtu by bylo nutné se zabývat i vodorovnými deformacemi od brzdných a rozjezdových sil.

Účinek		OP1		P2		P9		OP10	
		MSÚ	MSP	MSÚ	MSP	MSÚ	MSP	MSÚ	MSP
Smršťování ($\gamma_F=1.6$)	UP	-23.13	-23.13	-16.11	-16.11	-7.80	-7.80	-12.48	-12.48
	KŽ	-158.49	-158.49	-125.86	-125.86	-119.21	-119.21	-150.39	-150.39
	Δ	-135.36	-135.36	-109.75	-109.75	-111.42	-111.42	-137.91	-137.91
Dotvarování ($\gamma_F=1.35$)	UP	-27.82	-20.61	-16.02	-11.86	-9.22	-6.83	-17.98	-13.32
	KŽ	-83.92	-62.16	-58.00	-42.96	-53.19	-39.40	-75.70	-56.07
	Δ	-56.10	-41.56	-41.99	-31.10	-43.96	-32.57	-57.71	-42.75
Oteplení (+39.5°C)		234.80	170.96	200.67	146.11	224.80	163.68	257.37	187.39
Ochlazení (-46°C)		-277.00	-199.09	-236.74	-170.15	-265.20	-190.61	-303.62	-218.23
Větr		± 67.3	± 44.87	± 67.28	± 44.85	± 67.67	± 45.11	± 67.73	± 45.15

Tab. 133 - Vypočtené dílčí posuny (včetně součinitele zatížení) [mm]

Z vypočtených dílčích posunů jsem vytvořil kombinace MSÚ a MSP (charakteristickou). Jako hlavní proměnné zatížení jsem uvažoval jak zatížení rovnoměrnou změnou teploty, tak zatížení větrem. Ve všech případech vyšla hůře kombinace s hlavním proměnným zatížením teplotou.

Hl. prom. zat.	Kombinace	OP1		P2		P9		OP10	
		MSÚ	MSP	MSÚ	MSP	MSÚ	MSP	MSÚ	MSP
Teplota	Max. roztažení	275.18	197.88	241.04	173.02	265.40	190.75	298.00	214.48
	Max. zkrácení	-508.84	-402.93	-428.84	-337.91	-461.18	-361.66	-539.88	-425.98
Větr	Max. roztažení	255.14	181.63	227.82	161.74	247.51	176.06	273.62	195.06
	Max. zkrácení	-345.76	-291.32	-273.84	-232.12	-299.87	-251.36	-370.79	-310.09

Tab. 134 - Kombinace extrémních roztažení/zkrácení [mm]

Jako návrhové hodnoty posunů uvažuji hodnoty z kombinace MSP. V souladu s normou ČSN EN 1337-1 [137] jsou extrémní hodnoty posunů pro ložiska zvětšeny o ± 20 mm. Vypočtené hodnoty jsem zaokrouhlil na celých 10 mm.

	OP1	P2	P9	OP10
Max. roztažení	197.88	173.02	190.75	214.48
Max. zkrácení	-402.93	-337.91	-361.66	-425.98
Návrhový rozsah	± 330	± 280	± 300	± 350

Tab. 135 - Návrhové rozsahy ložisek [mm]

4.14.2 Návrhové síly do ložisek

Extrémní svislé návrhové síly do ložisek jsem získal pomocí vzorce (4.65), který skládá dohromady polovinu svislé reakce a příslušnou část kroutícího momentu, převedeného na dvojici sil na ramenu odpovídající osové vzdálenosti ložisek.

$$R_z = \frac{M_x}{r} \pm \frac{F_z}{2} \quad (4.65)$$

Reakce do ložisek	MSÚ			MSP		
	$R_{y,max}$ [MN]	$R_{z,min}$ [MN]	$R_{z,max}$ [MN]	$R_{y,max}$ [MN]	$R_{z,min}$ [MN]	$R_{z,max}$ [MN]
OP1	1.19	3.96	12.00	0.80	3.94	9.76
P2	2.22	11.56	26.62	1.49	10.89	21.34
P9	1.07	11.73	26.16	0.76	10.95	20.96
OP10	1.58	3.71	11.38	1.06	3.70	9.27

Tab. 136 - Tabulka návrhových sil do ložisek

Minimální normálová síla MSÚ procházející vrubovým kloubem na stojce P8A je tlakových 11,9 MN. S touto hodnotou by bylo nutné počítat při návrhu svislé předpínací výztuže procházející vrubovým kloubem pro zajištění dostatečného tlaku a tím i jeho funkčnosti.

4.15 Mostní závěry

Dle poznámky v Příloze A, článku A.15 TNI 73 6270 [136, s. 36] je možné aplikovat vypočtené návrhové posuny v ložiscích i pro návrh mostních závěrů. Této poznámky ve své práci využívám a návrhové posuny v mostních závěrech u obou opěr uvažuji shodné s návrhovými posuny u jim příslušných ložisek. Zanedbávám posun v mostním závěru způsobený podélným pootočením nosné konstrukce na ložiscích.

5 Závěr

Úvod práce se zabývá zmapováním okrajových podmínek a stávající realizované varianty. Byl kladen zřetel na studium mostů podobného charakteru jako je stávající návrh. V kapitole jsou zároveň uvedeny stavby s podobnými okrajovými podmínkami za účelem načerpání inspirace pro následné variantní řešení. Bylo předloženo několik možných variant přemostění zahrnující betonové i ocelové konstrukce stavěné nejrůznějšími technologiemi počínaje podélným výsunem, přes výsuvnou skruž až po letmou betonáž.

Nakonec byla vybrána předpjatá letmo betonovaná varianta. Byl navržen komorový příčný řez, na němž byl předběžně posouzen příčný směr. Pro něj byl vytvořen deskostěnový model v programu SCIA Engineer a prvky byly posouzeny na MSÚ i MSP. Ruční ověření byla provedena i pro návrh vahadlových kabelů a mezní stav EQU. Rámové pilíře mostu byly navrženy jako dvojice štíhlých stěn s výjimkou pilířů krajních.

Navržená soudržná předpínací výztuž je vedena uvnitř stěn a desek komory. K výpočtům byl použit software Midas Civil. Ten zohledňuje reologické procesy a skrze něj je možné provést časově závislou analýzu, jež je klíčová pro mnou zvolenou konstrukci s jejím způsobem výstavby. Postup výstavby byl důkladně promyšlen včetně důležitých mikrofází potřebných pro zhotovení dané lamely.

Na základě zmiňovaného předběžného návrhu vahadlových kabelů byl dopracován jejich detailní návrh. V průběhu zpracovávání práce byly poměrně detailně kontrolovány vzájemné kolizní situace mezi kabely. Ty byly navrženy celkem 3 hlavních skupin, které jsou tvořeny vahadlovými kabely vedenými v horní desce, dolními kladnými kabely vedenými v dolní desce a zvedanými kabely vedenými ve stěnách komorového průřezu. Návrh předpětí byl optimalizovaný v několika krocích a byl předložen i méně konzervativní návrh předpětí, než byl v práci použit.

Návrh předpětí je v práci rozdělen na letmo betonované části a části konstrukce betonované na pevné skruži, jež není možné na úkor první jmenované upozadovat. Celá nosná konstrukce byla posouzena na MSÚ i MSP v čase uvedení do provozu a na konci životnosti mostu. Napětí na konstrukci bylo ověřováno i v jednotlivých fázích výstavby konstrukce. Z posudků MSP lze zmínit posouzení omezení napětí nebo ověření smykových trhlin ve stěnách. Kontrolován byl i průhyb konstrukce a návrhem předpínací výztuže bylo zaručeno omezení vzniku trhlin.

U mezním stavu byl posouzen příčný i podélný směr. Příčný směr byl posouzen obdobně jako v předběžné fázi s doplněním posudku únavy a smyku. Vyztužení rámových rohů komory bylo ověřeno v softwaru Idea Statica Detail. V podélném směru byl proveden posudek ohybu s normálovou silou. Dále bylo ověřeno zamezení křehkého lomu. Zanedbán nebyl ani smyk s kroucením, přičemž byl brán ohled i na jejich vzájemnou interakci. Bylo zjištěno, že ověření únavy v podélném směru vyhovuje.

V práci dochází k přirozenému vývoji návrhu konstrukce, a tak například předběžně navržené kotvení vahadel pro mezní stav EQU na pilířích P2 a P9 nebylo využito, z důvodu změny způsobu výstavby krajních částí mostu. Krajní rámové pilíře P3 a P8 se jevily příliš tuze v podélném směru. Po prozkoumání možností bylo přistoupeno k upuštění od návrhu vzájemného spojení stěn pilíře v patě plným obdélníkovým průřezem a zároveň byly navrženy vrubové klouby v hlavě pilířů.

V pokročilejší fázi práce je věnován prostor spodní stavbě mostu tvořené rámovými pilíři a pilíři s vrubovými klouby v hlavě. Pilíře P2 a P9 s ložisky nebyly v práci pro její omezený rozsah detailně řešeny. U pilířů byla podrobně rozebrána problematika vzpěrných délek. To bylo provedeno pro různé stavební fáze pilířů. Pro stádium, kdy stěny pilíře působí jako osamělé konzoly bylo navrženo montážní ztužení. Byl proveden výpočet momentu 2. řádu pomocí jmenovité křivosti i tuhosti. Výsledné momenty byly vzájemně porovnávány i s hodnotami z výpočetních softwarů Idea Statica a FINE. Následně byly pilíře posouzeny na MSÚ, což zahrnovalo interakci normálové síly a ohybového momentu, kroucení a smyk stěn pilíře včetně jejich interakce. Byl posouzen i mezní stav EQU. Posudky byly provedeny v softwaru Idea Statica a ve většině případů ověřeny ručními výpočty. Ty ve své práci využívám často pro lepší pochopení problému. Výpočetní software byl použit hlavně z důvodu namáhání pilířů ve více směrech. Proběhlo i posouzení MSP pilířů sestávající z omezení napětí a šířky trhlin. Tyto posudky byly provedeny pouze pomocí softwaru.

U pilíře P8 byl proveden návrh vrubového kloubu, kterému v práci předchází rešeršní část získaná z dostupné literatury. Tu považuji za možná ještě důležitější než samotný návrh kloubu, z důvodu jejího přínosu. V práci jsou uvedeny i návrhové síly a posuny pro ložiska a mostní závěry. Detailní návrh založení mostu není předmětem práce.

Jsem si vědom celé řady zjednodušení, jež byla v práci provedena a celé řady zanedbaných posudků a ověření, které by bylo ještě doplnit. Původní cíl práce byl detailněji se seznámit s technologií letmé betonáže. Dovolím si tvrdit, že jsem si osvojil její základní principy, zároveň bych jedním dechem dodal, že i přesto je stále velké množství skutečností, kterým by bylo potřeba se při návrhu dané konstrukce věnovat.

V průběhu zpracování práce jsem řešil problémy, které jsem původně neočekával. Na druhou stranu jsem se díky těmto komplikacím podrobněji seznámil s danými problematikami a prohloubil si znalosti, což vidím jako pozitivum. K těmto problémům řadím především vrubové klouby či návrh příčné výztuže pro zajištění tlačených prutů stěn pilířů. Celkově hodnotím práci na konstrukci jako velmi přínosnou.

6 Bibliografie

- [1] Výřez z mapové aplikace. In: *Mapy.cz* [online]. Praha, 2021 [cit. 2021-03-15]. Dostupné z: <https://mapy.cz>
- [2] EILZER, Wolfgang, Gerhard WANGE, Siegfried KOBSCHE a Rolf JUNG. Die neue Elbebrücke Pirna. *Stahlbau* [online]. Berlin: Ernst&Sohn, 1999, **68**(7), 552-562 [cit. 2021-08-01]. ISSN 00389145. Dostupné z: doi:10.1002/stab.199901860
- [3] Bundesstraße 172. In: *Wikipedia: the free encyclopedia* [online]. San Francisco (CA): Wikimedia Foundation, 2001 [cit. 2021-03-15]. Dostupné z: https://de.wikipedia.org/wiki/Bundesstra%C3%9Fe_172
- [4] *Talbrücke Gottleuba: Dokumentation des Realisierungswettbewerb*. 1. Berlin: DEGES, 2006, 42 s.
- [5] FOGLAR, Marek. Most přes údolí Gottleuby (Gottleubatalbrücke) v Pirně se představuje. *SILNICE ŽELEZNICE* [online]. KONSTRUKCE Media, 2019, (52019) [cit. 2021-08-01]. ISSN 1803-8441. Dostupné z: <https://silnice-zeleznice.cz/silnicni-infrastruktura/most-pres-udoli-gottleuby-gottleubatalbrucke-v-pirne-se-predstavuje-151>
- [6] MOSHEIMER, Helmut. Neubau der Brücke über die Ötztaler Ache: Semiintegrale Verbundkonstruktion für den Schienenverkehr. *Brückenbau: Construction & Engineering* [online]. Verlagsgruppe Wiederspahn, 2014, **6**(32014), 25-29, 64 s. [cit. 2021-07-09]. ISSN 1867-643X. Dostupné z: https://issuu.com/verlagsgruppewiederspahn/docs/brueckenbau_2014_03
- [7] MOSHEIMER, Helmut, Kurt MARGREITER a Daniel CRANACH. Neubau der ÖBB-Brücke über die Ötztaler Ache, Österreich. *Stahlbau* [online]. 2013, **82**(5), 347-350 [cit. 2021-07-09]. ISSN 00389145. Dostupné z: doi:10.1002/stab.201310049
- [8] ÖTZTALER ACHBRÜCKE. In: *Ostertag ARCHITECTS ZT GmbH* [online]. Vienna, 2012 [cit. 2021-07-09]. Dostupné z: <http://www.ostertagarchitects.com/de/projekte/bruecken/oetztaler-achbruecke.html>
- [9] STRÁSKÝ, Jiří, Robert BROŽ, Jan VÍTEK a Alexandr TVRZ. SPODNÍ STAVBA MOSTU PŘES RYBNÝ POTOK. *Beton: Technologie, konstrukce, sanace*. Praha: Česká betonářská společnost, 2005, (42005), 8-13. ISSN 1213-3116.
- [10] CHEN, Wai-Fah a Lian DUAN. *Handbook of international bridge engineering* [online]. Boca Raton: CRC Press, 2014, 1383 s. [cit. 2021-03-18]. ISBN 978-1-4398-1030-9.

- [11] Most přes Rybný potok – Česká republika: Technologie výsuvu a dodatečné předpínání pro téměř 20 000t těžkou nosnou konstrukci. *VSL SYSTÉMY /CZ/, s.r.o.* [online]. Praha [cit. 2021-03-16]. Dostupné z: <http://www.vsl.cz/reference/#vysuv-mostnich-konstrukci>
- [12] HANUŠ, František, Milan ŠÍSTEK, Jan MUKAŘOVSKÝ, Peter HURBÁNEK, Petr NOVOTNÝ, Jiří ZAHRADA a Petr ZBRANĚK. MOST 213 NA DÁLNICI D1 HUBOVÁ – IVACHNOVÁ V KM 8,214–8,969. *Beton: Technologie, konstrukce, sanace*. Praha: Česká betonářská společnost, 2016, (42016), 30-32. ISSN 1213-3116.
- [13] SMÍŠEK, Pavel. Dodatečné předpětí a vysouvací zařízení pro most 213-00 na D1 Hubová – Ivachnová. In: *ASB-portal* [online]. Praha: Jaga Media, s. r. o., 2016 [cit. 2021-03-29]. Dostupné z: <https://www.asb-portal.cz/stavebnictvi/inzenyrske-stavby/mosty/dodatecne-predpeti-a-vysouvaci-zarizeni-pro-most-213-00-na-d1-hubova-ivachnova>
- [14] Most budovaný technológiou vysúvania nosnej: konštrukcie na stavbe D1 Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka. *Inžinierske stavby* [online]. Bratislava: JAGA GROUP, 2016 [cit. 2021-07-10]. Dostupné z: <https://www.asb.sk/stavebnictvo/inzinierske-stavby/mosty/most-budovany-technologiou-vysuvania-nosnej-konstrukcie-na-stavbe-d1-hricovske-podhradie-lietavska-lucka>
- [15] SMÍŠEK, Pavel a Petr ŠEVČÍK. VÝSUN MOSTNÍCH OBJEKTŮ NA TRAMVAJOVÉ TRATI HLUBOČEPTY-BARRANDOV V PRAZE. *Beton: Technologie, konstrukce, sanace*. Praha: Česká betonářská společnost, 2003, (42003), 26-27. ISSN 1213-3116.
- [16] HRDOUŠEK, Vladislav. *Betonové mosty 2*. Vyd. 1. Praha: Česká technika - nakladatelství ČVUT, 2005. ISBN 80-01-03321-X.
- [17] STRAKA, Jiří, Pavel SMÍŠEK, Jiří ZAHRADA, Milan ŠÍSTEK, Petr ŠEVČÍK a Petr ZBRANĚK. Mostní estakády na tramvajové trati Hlubočepy - Barrandov v Praze. In: *Sborník příspěvků: Betonářské dny 2002*. 1. vyd. Praha: Česká betonářská společnost ČSSI, 2002, s. 54-59, 430 s. ISBN 80-238-9644-X.
- [18] VÍTEK, Jan. *Mosty v České republice*. 1. vydání. Praha: ČKAIT, 2019, 288 s. ISBN 978-80-88265-19-1.
- [19] TT Hlubočepy - Barrandov – ČESKÁ REPUBLIKA: Dodatečné předpínání a postupný výsuv 2 mostů v mezních podmínkách technologie. *VSL SYSTÉMY /CZ/, s.r.o.* [online]. Praha, s. 1-2 [cit. 2021-03-16]. Dostupné z: <http://www.vsl.cz/reference/#vysuv-mostnich-konstrukci>
- [20] VÍTEK, Jan. *Historie předpjatého betonu*. 1. vyd. Praha: ČKAIT, 2016, 320 s. Betonové stavitelství. ISBN 978-80-87438-84-8.
- [21] MOST PŘES VLTAVU, DAVLE. In: *SMP CZ* [online]. Praha: SMP CZ [cit. 2021-03-29]. Dostupné z: <https://www.smp.cz/most-pres-vltavu-davle-1564>

- [22] AguedaRiver Bridge - Portugal: VSL package including incremental launching, post-tensioning and bearings. *VSL SYSTÉMY /CZ/, s.r.o.* [online]. Praha [cit. 2021-03-16]. Dostupné z: <http://www.vsl.cz/reference/#vysuv-mostnich-konstrukci>
- [23] IC2 – Bridge over river Águeda. In: *LCW CONSULT* [online]. Lisabon [cit. 2021-03-16]. Dostupné z: <http://www.lcwconsult.com/en/portfolio/ponte-sobre-o-rio-agueda/gallery/pontes-e-viadutos/>
- [24] Aich Valley Bridge. *Structurae: International Database and Gallery of Structures* [online]. [cit. 2021-03-16]. Dostupné z: <https://structurae.net/en/structures/aich-valley-bridge>
- [25] GOTSCH, Karl. Aich Valley Bridge. In: *Structurae: International Database and Gallery of Structures* [online]. 2002 [cit. 2021-03-16]. Dostupné z: <https://structurae.net/en/media/2564-aich-valley-bridge>
- [26] MONDORF, P. E. *Concrete bridges*. New York: Taylor & Francis, 2006, 968 s. ISBN 04-153-9362-0.
- [27] ÁLVARO, Fernández. Prestessed Bridge over the Caroni River. *Informes de la Construcción*. 1964, **17**. ISSN 0020-0883.
- [28] Donaubrücke Wörth. In: *Wikipedia: the free encyclopedia* [online]. San Francisco (CA): Wikimedia Foundation, 2001 [cit. 2021-03-20]. Dostupné z: https://de.wikipedia.org/wiki/Donaubr%C3%BCcke_W%C3%B6rth
- [29] HAGEDORN, Michael, Uwe HEILAND a Thomas KLÄHNE. Die Hochmoselbrücke: Herstellung, Montage und Planung des Stahlüberbaus. *Stahlbau* [online]. Berlin: Ernst&Sohn, 2015, **84**(2), 85-103 [cit. 2021-07-10]. ISSN 00389145. Dostupné z: doi:10.1002/stab.201510246
- [30] SCHMIDT-HURTIENNE, Björn a Olaf KRUMBEIN. Gründung und Unterbauten der Hochmoselbrücke: Planung und Ausführung. *Bautechnik* [online]. Berlin: Ernst&Sohn, 2019, **96**(1), 21-30 [cit. 2021-07-10]. ISSN 0932-8351. Dostupné z: doi:10.1002/bate.201900078
- [31] NAUMANN, Joachim. Strelasundquerung und Hochmoselübergang: Erste Großprojekte als Betreibermodell. In: *13. Dresdner Brückenbausymposium* [online]. Dresden, 2003, s. 45-58 [cit. 2021-07-12]. Dostupné z: http://tu-dresden.de/die_tu_dresden/fakultaeten/fakultaet_bauingenieurwesen/imb/veranstaltungen/dbbs/13_DBBS/02_download/13bbs_02.pdf
- [32] A new incremental launch for the Hochmoselbrücke: High Mosel Bridge. In: *Eiffage* [online]. Vélizy-Villacoublay [cit. 2021-07-10]. Dostupné z: https://www.eiffage.com/en/home/media/actualites/area-news-block__inner/liste-dactualites-eiffagecom/3791.html

- [33] Hochmoselbrücke im Zuge der B50n bei Zeltingen-Rachtig. In: *KLÄHNE BUNG* [online]. Berlin [cit. 2021-07-10]. Dostupné z: <https://kl-ing.de/projekte/projekt/detail/hochmoselbruecke-im-zuge-der-b50n-bei-zeltingen-rachtig/>
- [34] LANDESBETRIEB MOBILITÄT TRIER. Hochmoselbrücke ST 01. In: *B50 Hochmoselübergang* [online]. Koblenz [cit. 2021-07-10]. Dostupné z: <http://www.hochmoseluebergang.rlp.de/index.php?id=10>
- [35] MARTIN, Jacques a Marc GUILLOUD. A51 HIGHWAY – A COMPLICATED SLIM VIADUCT OVER THE 1000 M WIDE FANJARET VALLEY AT MONESTIER-DE-CLERMONT - FRANCE. In: *Fib 2006: Naples Congress* [online]. Naples: fib, 2006, s. 1-34 [cit. 2021-07-09]. Dostupné z: <https://www.afgc.asso.fr/app/uploads/2009/12/14-Viaduc-de-Monestier.pdf>
- [36] SCHEUCH, Gerhard. Die Talbrücke von Monestier-de-Clermont im Zuge der französischen Gebirgsautobahn A 51. *Bautechnik* [online]. 2007, **84**(11), 816-818 [cit. 2021-07-09]. ISSN 09328351. Dostupné z: doi:10.1002/bate.200790249
- [37] QUIVY, Dominique a Michel LONDEZ. *FOUNDATIONS OF MONESTIER VIADUCT: A51 : MONESTIER DE CLERMONT VIADUCT* [online]. In: . Paris: CFMS [cit. 2021-07-09]. Dostupné z: <https://www.cfms-sols.org/sites/default/files/manifestations/111202/Quivy.pdf>
- [38] *The European Convention for Constructional Steelwork: History and Achievements 1995 - 2015* [online]. Brusel: ECCS – European Convention for Constructional Steelwork, 2015 [cit. 2021-07-09]. ISBN 978-92-9147-130-0. Dostupné z: https://www.tucsa.org/images/haber/606/606_2_3_15012016141359.pdf
- [39] JANBERG, Nicolas. Monestier Viaduct. In: *Structurae: International Database and Gallery of Structures* [online]. Berlin, 2017 [cit. 2021-07-09]. Dostupné z: <https://structurae.net/en/media/275667-monestier-viaduct>
- [40] LANGER, Stephan. Talbrücke Ganslandsiepen - Fertigung und Montage einer semi-integralen Talbrücke. *Stahlbau* [online]. 2013, **82**(10), 720-725 [cit. 2021-07-09]. ISSN 00389145. Dostupné z: doi:10.1002/stab.201310096
- [41] JANBERG, Nicolas. Ganslandsiepen Viaduct. In: *Structurae: International Database and Gallery of Structures* [online]. [cit. 2021-07-09]. Dostupné z: <https://structurae.net/en/media/274373-ganslandsiepen-viaduct>
- [42] TALBRÜCKE GANSLANDSIEPEN: Semi-integrale Talbrücke in Verbundbauweise. In: *Donges SteelTec* [online]. Darmstadt: Donges SteelTec GmbH [cit. 2021-07-09]. Dostupné z: <https://donges-steeltec.de/referenzen/talbruecke-ganslandsiepen/#toggle-id-8>
- [43] KRAUS, Matthias, Hans NIEBUHR a Michael NEUMANN. Ersatzneubau der Lennetalbrücke: Querverschub eines Verbundüberbaus in neuer Dimension. *Stahlbau* [online]. Berlin:

- Ernst&Sohn, 2017, **86**(11), 986-997 [cit. 2021-07-12]. ISSN 00389145. Dostupné z: doi:10.1002/stab.201710541
- [44] WEHNERT-BRIGDAR, Alexandra, Peter SPRINKE a Thomas HÖFLER. Querschnittsgestaltung von Stahlverbundbrücken. *Stahlbau* [online]. 2017, **86**(11), 998-1004 [cit. 2021-07-12]. ISSN 00389145. Dostupné z: doi:10.1002/stab.201710542
- [45] BÄRWINKEL, Klaus. Neubau Lennetalbrücke. In: *Wikipedia: the free encyclopedia* [online]. [cit. 2021-07-12]. Dostupné z: https://commons.wikimedia.org/wiki/File:2021_Nebau_Lennetalbr%C3%BCcke_7.jpg
- [46] NOVÁK, Richard, Marek MAGYAR a Igor HALAŠA. NÁVRH A VYUŽITÍ BETONU PRO MESTSKOU ESTAKÁDU V POVÁŽSKÉ BYSTRICI. *Beton*. Praha: Česká betonářská společnost, 2010, (42010), 44-49.
- [47] Most 206, dálnice D1, Povážská Bystrica, Slovensko. In: *Stráský, Hustý a partneři s.r.o. (SHP)* [online]. Brno [cit. 2021-03-16]. Dostupné z: <http://www.shp.eu/strasky-husty-a-partneri/projekty/mosty/silnicni-mosty/mestske-mosty/most-206-dalnice-d1-povazska-bystrica-slovensko/>
- [48] ŠAFÁŘ, Roman. *Betonové mosty 2: přednášky*. 1. vyd. V Praze: České vysoké učení technické, 2014. ISBN 978-80-01-05543-4.
- [49] STRÁSKÝ, Jiří. *Betonové mosty*. 1. vyd. Praha: ŠEL, 2001. Technická knihnice autorizovaného inženýra a technika. ISBN 80-86426-05-x.
- [50] HEWSON, Nigel R. *Prestressed Concrete Bridges: Design and construction*. 2nd ed. London: Institution of Civil Engineers, 2012, 412 s. ISBN 978-0-7277-4113-4.
- [51] JANDA, Lubor, Zdeněk KLEISNER a Jozef ZVARA. *Betonové mosty*. Vyd. 1. Praha: Nakladatelství techn. lit, 1988, .
- [52] HRDOUŠEK, Vladislav a Helena VČELOVÁ. Letmé betonování mostů. *Lafarge Cement JOURNAL*. Čížkovice: Lafarge Cement, a. s., 2018, **15**(12018), 16-19, 29 s.
- [53] Letmá betonáž: nákres. In: *VSL SYSTÉMY /CZ/, s.r.o.* [online]. Praha [cit. 2021-09-25]. Dostupné z: <http://www.vsl.cz/letma-betonaz/>
- [54] VRÁBLÍK, Lukáš, Jakub HEŘMAN a Petr HARAZIM. I/27 VELEMYSLEVES: MOST PŘES ÚDOLÍ CHOMUTOVKY. *Beton: Technologie, konstrukce, sanace*. Praha: Česká betonářská společnost, 2016, (42016), 8-13. ISSN 1213-3116.
- [55] HANUŠ, František, Milan ŠÍSTEK, Vladimír ENGLER a Peter HURBÁNEK. MOSTNÍ OBJEKTY NA STAVBÁCH SILNIČNÍHO OKRUHU KOLEM PRAHY – 512, 513 A 514.

- Beton: Technologie, konstrukce, sanace*. Praha: Česká betonářská společnost, 2010, (42010), 26-30. ISSN 1213-3116.
- [56] NOVÁK, Pavel. DODATEČNÉ PŘEDPÍNÁNÍ MOSTŮ SO 204 A SO 209.2 NA SOKP 514. *Beton: Technologie, konstrukce, sanace*. Praha: Česká betonářská společnost, 2009, (42009), 56-57. ISSN 1213-3116.
- [57] KOTAS, Patrik, Petr ŠAFRÁNEK a František HANUŠ. SILNIČNÍ OKRUH KOLEM PRAHY, STAVBA 514. *Beton: Technologie, konstrukce, sanace*. Praha: Česká betonářská společnost, 2009, (42009), 3-9. ISSN 1213-3116.
- [58] KOTAS, Patrik, Petr ŠAFRÁNEK, František HANUŠ a Milan ŠÍSTEK. Soubor pěti mostů přes údolí Berounky. *Stavitel*. Praha, 2009, **17**(112009), 14-15. ISSN 1210-4825.
- [59] LENNER, Roman, František HANUŠ, Milan ŠÍSTEK, Vladimír ENGLER a Robert ACHS. Letmo betonovaný most přes údolí Berounky. In: *Mosty 2009: 14. mezinárodní symposium, sborník příspěvků*. Brno: Sekurkon, 2009, s. 476-479. ISBN 978-80-86604-43-5.
- [60] HOLÝ, Milan a Lukáš VRÁBLÍK. NUMERICKÉ MODELOVÁNÍ PREDIKCE VÝVOJE PRŮHYBU LETMO BETONOVANÉHO MOSTU PŘES LABE V MĚLNÍKU. *Beton: Technologie, konstrukce, sanace*. Praha: Česká betonářská společnost, 2015, (42015), 48-51. ISSN 1213-3116.
- [61] MATOUŠ, Zdeněk, Lukáš VRÁBLÍK, Martin ŠTRONER a Rudolf URBAN. MĚŘENÍ A VYHODNOCENÍ DLOUHODOBÝCH DEFORMACÍ LETMO BETONOVANÉHO MOSTU PŘES LABE V LITOMĚŘICÍCH. *Beton: Technologie, konstrukce, sanace*. Praha: Česká betonářská společnost, 2012, (42012), 74-79. ISSN 1213-3116.
- [62] CIHLÁŘ, Radim. Nový most přes Labe v Litoměřicích. *Inžinierske stavby* [online]. Bratislava: JAGA GROUP, 2008 [cit. 2021-08-01]. Dostupné z: <https://www.asb-portal.cz/stavebnictvi/inzenyrske-stavby/mosty/novy-most-pres-labe-v-litomericich>
- [63] MOŠNA, Václav. *Krásné mosty České republiky*. 1. české vyd. Praha: Slovart, 2012, 239 s. ISBN 978-80-7391-617-6.
- [64] KVASNIČKA, Václav, Pavel NĚMEC a Marcel MIMRA. Letmá betonáž: Most přes Vltavu na SOKP 513 a most přes Labe u Litoměřic. In: *Mosty 2009: 14. mezinárodní symposium, sborník příspěvků*. Brno: Sekurkon, 2009, s. 439-443. ISBN 978-80-86604-43-5.
- [65] CIHLÁŘ, Radim, Milan SVOBODA a Petr ŠTĚDRONSKÝ. Nový most přes Labe v Litoměřicích. In: *Mosty 2009: 14. mezinárodní symposium, sborník příspěvků*. Brno: Sekurkon, 2009, s. 444-448. ISBN 978-80-86604-43-5.
- [66] ROHN, Bohumil. Stavba dálnice D3: stavby 307A, B, C – úsek Planá nad Lužnicí – Soběslav. *SILNICE ŽELEZNICE* [online]. KONSTRUKCE Media, 2013, (42013) [cit. 2022-01-01]. ISSN

- 1803-8441. Dostupné z: <http://old.silnice-zeleznice.cz/clanek/stavba-dalnice-d3-stavby-307a-b-c-usek-plana-nad-luznici-sobeslav/>
- [67] HANSLÍK, Tomáš, Petr JANČÍK, Milan ŠÍSTEK, Martin KULHAVÝ, Petr ŠTĚDRONSKÝ, Jan RŮŽIČKA a Tomáš HNOJSKÝ. Návrh a realizace mostu přes rybník Koberný na dálnici D3 Tábor – Veselí nad Lužnicí. In: *Sborník příspěvků: 18. Betonářské dny*. 1. vyd. Praha: Česká betonářská společnost, 2011, s. 325-330. ISBN 978-80-87158-30-2.
- [68] JURÍK, Michal, Martin FORMÁNEK, Pavel SVOBODA a Jiří STRÁSKÝ. MOSTY VALY A RIEKA NA SLOVENSKÉ DÁLNICI D3. *Beton: Technologie, konstrukce, sanace*. Praha: Česká betonářská společnost, 2017, (42017), 4-11, 88 s.
- [69] FORMÁNEK, Martin, Michal JURÍK, Pavel SVOBODA, Jiří STRÁSKÝ, Ondřej BATOŠEK a Jan TRENZ. Letmo betonované mosty „Valy“ a „Rieka“ na dálnici D3. In: *Mosty 2016: 21. mezinárodní symposium, sborník příspěvků*. Brno: Sekurkon, 2016, s. 162-167. ISBN 978-80-86604-68-8.
- [70] Letmo betonované mosty „Valy“ a „Rieka“ na dálnici D3. In: *SILNICE ŽELEZNICE* [online]. Ostrava: KONSTRUKCE Media [cit. 2021-03-18]. Dostupné z: <http://old.silnice-zeleznice.cz/clanek/letmo-betonovane-mosty-valy-a-rieka-na-dalnici-d3/>
- [71] FORMÁNEK, Martin, Michal JURÍK, Pavel SVOBODA a Jiří STRÁSKÝ. Letmo betonované mosty Valy a Rieka na dálnici D3. In: *ASB-portal* [online]. Praha: Jaga Media, s. r. o. [cit. 2021-03-18]. Dostupné z: <https://www.asb-portal.cz/stavebnictvi/inzenyrsk-stavby/mosty/letmo-betonovane-mosty-valy-a-rieka-na-dalnici-d3/attachment/69803-5b4351419bbfc>
- [72] NUSCH, Annett a Norbert NIEDER. Die neue Lahntalbrücke Limburg im Zuge der BAB 3: Wettbewerb und Entwurf. *Beton- und Stahlbetonbau*. Berlin: Ernst&Sohn, 2016, **111**(11), 759-775. ISSN 0005-9900.
- [73] SONNABEND, Stephan, Stefan FRANZ, Christina STEIBRÜCK a Martin KERSCHENSTEINER. Die Verformungsberechnung der Lahntalbrücke Limburg. *Beton- und Stahlbetonbau*. Berlin: Ernst&Sohn, 2016, **111**(2), 77-89. ISSN 0005-9900.
- [74] Lahntalbrücke Limburg. In: *Wikipedia: the free encyclopedia* [online]. San Francisco (CA): Wikimedia Foundation, 2001 [cit. 2021-03-18]. Dostupné z: https://de.wikipedia.org/wiki/Lahntalbr%C3%BCcke_Limburg
- [75] KANAKARIS-WIRTL, Inge. Limburg Viaduct. In: *Structurae: International Database and Gallery of Structures* [online]. Berlin, 2014 [cit. 2021-03-18]. Dostupné z: <https://structurae.net/en/structures/limburg-viaduct-2017/media>
- [76] Egnatia Odos (modern road). In: *Wikipedia: the free encyclopedia* [online]. San Francisco (CA): Wikimedia Foundation, 2001 [cit. 2021-03-18]. Dostupné z: [https://en.wikipedia.org/wiki/Egnatia_Odos_\(modern_road\)](https://en.wikipedia.org/wiki/Egnatia_Odos_(modern_road))

- [77] TZAVEAS, Theodoros a Evgenia GAVAISE. SEISMIC DESIGN CHALLENGES OF MAJOR BRIDGES IN EGNATIA MOTORWAY. In: KAPPOS, A.J. HELLENIC SOCIETY FOR EARTHQUAKE ENGINEERING. *Aseismic Design and Construction in Egnatia Odos: The highway connecting Epirus through Macedonia to Thrace and the eastern border of Greece*. Thessaloniki, 2010, s. 230-244, 249 s. ISBN 978-960-99529-0-3.
- [78] KANAKARIS-WIRTL, Inge. Arachthos Bridge. In: *Structurae: International Database and Gallery of Structures* [online]. Berlin [cit. 2021-03-18]. Dostupné z: <https://structurae.net/en/media/203086-arachthos-bridge>
- [79] HARPER, Kevin. Avoiding landslides. CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. *Aspire: THE CONCRETE BRIDGE MAGAZINE* [online]. 2008, (2008), 26-29 [cit. 2021-03-18]. ISSN 1935-2093.
- [80] Confusion Hill South Fork Eel River Bridge: Northern Mendocino County, California. In: *American Segmental Bridge Institute* [online]. Austin [cit. 2021-03-18]. Dostupné z: <https://www.asbi-assoc.org/projectGallery/project.cfm?articleID=45D8CA9A-BE73-2FD6-C0B5051127ACEAB8&categoryIDs=&searchString=>
- [81] Confusion Hill Bridges (a.k.a. South Fork Eel River Bridges), California: SEGMENTS, FALL 2008, VOL. 52. In: *American Segmental Bridge Institute* [online]. Austin [cit. 2021-03-18]. Dostupné z: <https://www.asbi-assoc.org/projectGallery/project.cfm?articleID=3CF280C1-F1F6-B13E-81383CFD18E0F2EF&categoryIDs=?categoryIDs=&searchString=&parentProject=45D8CA9A-BE73-2FD6-C0B5051127ACEAB8>
- [82] Cover Picture: Structural Concrete 3/2016. *Structural Concrete* [online]. fib, 2016, **17**(3) [cit. 2021-03-18]. ISSN 14644177. Dostupné z: doi:10.1002/suco.201670031
- [83] In Balance with DYWIDAG Post-Tensioning Systems: The Rio Ceira Bridge. In: *DYWIDAG* [online]. [cit. 2021-03-18]. Dostupné z: <https://www.dywidag-systems.com/projects/2014-info-22/in-balance-with-dywidag-post-tensioning-systems-the-rio-ceira-bridge/>
- [84] LUCCHETTA, Fabio. *Numerical Modelling and Model Updating Based on Experimental Modal Parameters of Ceira Viaduct*. 2019. PhD Thesis. Politecnico di Torino.
- [85] PACHECO, Pedro, Hugo COELHO, Pedro BORGES a António GUERRA. Technical Challenges of Large Movable Scaffolding Systems. *Structural Engineering International* [online]. 2018, **21**(4), 450-455 [cit. 2021-03-18]. ISSN 1016-8664. Dostupné z: doi:10.2749/101686611X13131377725640
- [86] CABRIEL RIVER. In: *BERD / ONE BRIDGE, ONE SOLUTION* [online]. Matosinhos (Portugal) [cit. 2021-03-20]. Dostupné z: <https://www.berd.eu/en/projectos/rio-cabriel/>

- [87] MATO, Francisco, Miguel CORNEJO, Jokin GONZÁLEZ, Pablo PÉREZ a Helder FIGUEIREDO. Viaduct over the River Deba on the 'Basque-Y' high-speed rail line. *Hormigón y acero*. Madrid, 2016, **67**(280), 287–308. ISSN 0439-5689. Dostupné z: doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2015.12.004>
- [88] KAYAS YERKOY S1. In: *BERD / ONE BRIDGE, ONE SOLUTION* [online]. Matosinhos (Portugal) [cit. 2021-08-02]. Dostupné z: <https://www.berd.eu/en/projectos/kayas-yerkoy-s1/>
- [89] ČSN 73 6242: *Navrhování a provádění vozovek na mostech pozemních komunikací*. Praha: Úřad pro technickou normalizace, metrologii a státní zkušebnictví, 2010, 56 s.
- [90] REIS, António a José PEDRO. *Bridge design: Concepts and Analysis*. First edition. Hoboken, NJ: John Wiley & Sons, Ltd, 2019, 531 s. ISBN 978-0-470-84363-5.
- [91] HOLICKÝ, Milan a Jana MARKOVÁ. *Zásady navrhování stavebních konstrukcí: Příručka k ČSN EN 1990*. 1. vyd. Praha: Pro Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě (ČKAIT) vydalo Informační centrum ČKAIT, 2007, 150 s. Technická knihovna autorizovaného inženýra a technika. ISBN 978-80-87093-27-6.
- [92] ČSN EN 1990 ed. 2 (73 0002): *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Praha: Úřad pro technickou normalizace, metrologii a státní zkušebnictví, 2021, 100 s.
- [93] 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 knihovna (ČKAIT). ISBN 978-80-87093-90-0.
- [94] 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.
- [95] HANZLOVÁ, Hana a Jiří ŠMEJKAL. *Betonové a zděné konstrukce 1: Základy navrhování betonových konstrukcí*. 2. přepracované vyd. V Praze: České vysoké učení technické, 2018, 256 s. ISBN 978-80-01-05323-2.
- [96] *Předpínací systém Freyssinet: Systém od tvůrce předpjatého betonu* [online]. In: . FREYSSINET CS, a.s. [cit. 2021-10-20]. Dostupné z: http://www.freyssinet.cz/gallery/predpinaci_system_freyssinet.pdf
- [97] PROCHÁZKA, Jaroslav, Jiří ŠMEJKAL, Jan VÍTEK a Jitka VAŠKOVÁ. *Navrhování betonových konstrukcí: příručka k ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-1-2*. 1. vyd. Praha: Pro Ministerstvo pro místní rozvoj a Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě (ČKAIT) vydalo Informační centrum ČKAIT, 2010, 338 s. Technická knihovna (ČKAIT). ISBN 978-80-87438-03-9.

- [98] ČSN EN 1992-1-1 ed.2 (73 1201): *Navrhování betonových konstrukcí Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2019, 208 s.
- [99] Omezení nadměrných průhybů komorových mostů optimalizací vedení předpínacích kabelů. In: VRÁBLÍK, Lukáš a Vladimír KRÍSTEK. *Udržitelná výstavba*. Praha, 2005.
- [100] *TKP 18: Betonové konstrukce a mosty* [online]. Praha: Ministerstvo dopravy, 2016, 190 s. Dostupné také z: http://www.pjpk.cz/data/USR_001_2_6_TKP/TKP_18.pdf
- [101] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí: část 1-1: Obecná zatížení*. Praha: ČNI, 2004, , 44 s.
- [102] ČSN EN 1991-2 ed.2 Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí: část 2: Zatížení mostů dopravou*. Praha: ČNI, 2018, 158 s.
- [103] 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 knihovna (ČKAIT). ISBN 978-80-87093-89-4.
- [104] ČSN EN 1991-1-4 ed.2 Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí: část 1-4: Obecná zatížení. Zatížení větrem*. Praha: ČNI, 2020, , 124 s.
- [105] KRÁL, Jaromír. *Navrhování konstrukcí na zatížení větrem: Příručka k ČSN EN 1991-1-4*. 1. vyd. Praha: Pro Ministerstvo pro místní rozvoj a Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě vydalo Informační centrum ČKAIT, 2010, 112 s. Technická knihovna (ČKAIT). ISBN 978-80-87438-05-3.
- [106] ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí: část 1-5: Obecná zatížení. Zatížení teplotou*. Praha: ČNI, 2005, , 44 s.
- [107] ČSN EN 1991-1-6 Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí: část 1-6: Obecná zatížení. Zatížení během provádění*. Praha: ČNI, 2006, , 36 s.
- [108] ROSIGNOLI, Marco. *Bridge Construction Equipment*. London: ICE, 2013, 471 s. ISBN 978-0-7277-5808-8.
- [109] ZICH, Miloš a Jaroslav NAVRÁTIL. Vliv diferenčního smršťování a dotvarování na deformace letmo betonovaného mostu přes Vltavu u Vepřeku. *Beton: Technologie, konstrukce, sanace*. Praha: Česká betonářská společnost, 2011, (22011), 62-68, 88 s. ISSN 1213-3116.
- [110] NAVRÁTIL, Jaroslav. *Předpjaté betonové konstrukce*. Vyd. 2. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2008, 186 s. ISBN 978-80-7204-561-7.

- [111] *TP 144: Doporučení pro navrhování, posuzování a sledování betonových mostů PK* [online]. Praha: Ministerstvo dopravy, 2010, 48 s. Dostupné také z: http://www.pjpk.cz/data/USR_001_2_8_TP/TP_144.pdf
- [112] VRÁBLÍK, Lukáš. *Přednáška: Betonové konstrukce 4K: Výpočetní analýza letmo betonované konstrukce* [přednáška]. In: . Praha: ČVUT, 37 s. [cit. 2021-10-30].
- [113] NAVRÁTIL, Jaroslav. Použití modulu pro analýzu postupně budovaných mostů. In: *Statika mostů 2001*. Brno: SCIA CZ, 2001.
- [114] [MIDAS] SIMULATION OF SUCCESS. *Balanced Cantilever Bridge Design Guide: Camber Control* [online]. In: . [cit. 2021-10-30]. Dostupné z: <https://www.youtube.com/watch?v=G5Kkp-Ofzo>
- [115] ČSN EN 1992-2 (736208): *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady*. Praha: Úřad pro technickou normalizace, metrologii a státní zkušebnictví, 2007, 90 s.
- [116] SOUČEK, Petr, Josef RICHTER a Robert ACHS. Letmo betonovaný most přes údolí Hačky na silnici I/7 u Chomutova. *Beton: Technologie, konstrukce, sanace*. Praha: Česká betonářská společnost, 2007, (42007), 6-12. ISSN 1213-3116.
- [117] KONEČNÝ, Libor, František MAŠEK a Jiří STRÁSKÝ. Zavěšený most přes Odru. *Stavebnictví: Časopis stavebních inženýrů, techniků a podnikatelů*. Brno: EXPO DATA spol. s r.o., 2008, **2008**(102008), 8-13. ISSN 1802-2030.
- [118] KŘÍSTEK, Vladimír a Jan VÍTEK. Předpětí stavebních stavů komorových mostů pro minimalizaci nárůstu dlouhodobých průhybů. In: *Sborník příspěvků: Betonářské dny 2001*. 1. vyd. Pardubice: Česká betonářská společnost ČSSI, 2001, s. 142-146, 430 s. ISBN 80-238-7595-7.
- [119] ČSN 73 6214: *Navrhování betonových mostních konstrukcí*. Praha: Úřad pro technickou normalizace, metrologii a státní zkušebnictví, 2014, 16 s.
- [120] DRAHORÁD, Michal a Lukáš BOHÁČEK. *Návrh a posouzení nosné konstrukce mostu z prefabrikovaných předem předpjatých nosníků sprážených s žb. monolitickou deskou mostovky* [online]. In: . Praha: Rozvojové projekty MŠMT, 2016, s. 88, 29 s. [cit. 2021-11-26].
- [121] *IDEA StatiCa Detail 20: Theoretical background* [online]. 2020 [cit. 2021-12-07]. Dostupné z: <https://www.ideastatica.com/cz/podpora/theoretical-background-for-idea-statica-detail>
- [122] NAVRÁTIL, Jaroslav, Petr ŠEVČÍK, Libor MICHALČÍK, Petr FOLTÝN a Jaromír KABELÁČ. A solution for walls and details of concrete structures. In: *24. Betonářské dny*. Litomyšl: Česká betonářská společnost ČSSI, 2017. ISBN 978-80-906759-0-2.

- [123] KOHOUTKOVÁ, Alena, Jaroslav PROCHÁZKA a Jiří ŠMEJKAL. *Modelování a vyztužování betonových prvků: lokální modely železobetonových konstrukcí*. 1. vyd. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2013, 175 s. ISBN 978-80-01-05340-9.
- [124] VRÁBLÍK, Lukáš a Jan VESECKÝ. *Přednáška: Betonové konstrukce 4K: Účinky kroutícího momentu a posouvající síly* [přednáška]. In: . Praha: ČVUT, 2021, 37 s. [cit. 2021-10-30].
- [125] IDEA RC. *Dimenzování železobetonových průřezů podle EN 1992-1-1 a EN 1992-2: studijní text pro odborný seminář* [online]. Brno, 2010 [cit. 2021-12-05].
- [126] HRDOUŠEK, Vladislav. *Navrhování betonových mostů podle norem ČSN EN 1992 (Eurokódu 2): sbírka příkladů a komentářů ke školení EC2-BM*. 1. vyd. Praha: ČBS Servis, 2010, 182 s. ISBN 978-80-87158-27-2.
- [127] SOUČEK, Petr, Petr DRBOHLAV, Josef RICHTER a Pavel MAŘÍK. *Letmo betonovaný most přes údolí Hačky na silnici I/7*. In: *13. Betonářské dny*. 1. vyd. Hradec Králové: Česká betonářská společnost, 2006, s. 63-69. ISBN 80-903807-2-7.
- [128] STRÁSKÝ, Jiří a Radim NEČAS. *Betonové mosty II - Modul M03: Vybrané problémy navrhování mostů*. 1. Brno: VUT v Brně, 2007, 83 s.
- [129] SCHACHT, Gregor a Steffen MARX. *Concrete Hinges: Historical development and contemporary use*. In: *3rd fib International Congress - 2010: Volume 3*. 1. vyd. Washington, 2010, s. 2822-2843. ISBN 978-1-61782-821-8.
- [130] *TP 75: Uložení nosných konstrukcí mostů pozemních komunikací* [online]. Praha: Ministerstvo dopravy, 2005, 54 s. Dostupné také z: http://www.pjpk.cz/data/USR_001_2_8_TP/TP_75.pdf
- [131] KLIMEŠ, Jiří a Karel ZŮDA. *Betonové mosty I: Mosty z prostého a železového betonu*. Praha: SNTL - Nakladatelství technické literatury, 1968, 540 s.
- [132] SEČKÁŘ, Milan. *Betonové mosty I*. 1. vyd. Brno: VUTIUM, 1998, 110 s. ISBN 80-214-1306-9.
- [133] MASOPUST, Jan. *Navrhování základových a pažicích konstrukcí: příručka k ČSN EN 1997*. 1. vyd. Praha: Pro Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě vydalo Informační centrum ČKAIT, 2012. ISBN 978-80-87438-31-2.
- [134] MASOPUST, Jan. *Vrtané piloty*. 1. vyd. [Praha]: Čeněk a Ježek, 1994, 263 s. ISBN 80-238-2755-3.
- [135] *ČSN 73 1004: Navrhování základových konstrukcí - Stanovení požadavků pro výpočetní metody*. Praha: Úřad pro technickou normalizace, metrologii a státní zkušebnictví, 2020, 67 s.
- [136] *TNI 73 6270: Mostní ložiska*. Praha: Úřad pro technickou normalizace, metrologii a státní zkušebnictví, 2014, 36 s.

[137] ČSN EN 1337-1: *Stavební ložiska*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2002, 36 s.

7 Seznam tabulek

Tab. 1 - Doporučované hodnoty štíhlostí	57
Tab. 2 - Štíhlosti jednotlivých rozebíraných staveb	57
Tab. 3 - Předběžný výpočet pro posudek EQU běžné vahadlo	61
Tab. 4 - Předběžný výpočet svislé přitěžující síly EQU běžné vahadlo	61
Tab. 5 - Předběžný návrh výztuže na stav EQU	62
Tab. 6 - Tlakové napětí v 1 stěně pilíře	62
Tab. 7 - Výpočet pomocí jmenovité křivosti a tuhosti	63
Tab. 8 - Předběžný výpočet pro posudek EQU běžné vahadlo - případ č.2	65
Tab. 9 - Předběžný výpočet svislé přitěžující síly EQU běžné vahadlo - případ č.2	65
Tab. 10 - Předběžný návrh výztuže na stav EQU	65
Tab. 11 - Předběžný výpočet pro posudek EQU vahadlo P9 - případě 1	66
Tab. 12 - Posudek předpínacích tyčí	67
Tab. 13 - Posudek předpínacích kabelů	67
Tab. 14 - Předběžný výpočet pro posudek EQU vahadlo P9 - případě 2	68
Tab. 15 - Posudek MSÚ příčného směru v poli	73
Tab. 16 - Posudek MSÚ příčného směru před stěnou pilíře	73
Tab. 17 - Posudek MSP příčného směru v poli	73
Tab. 18 - Posudek MSP příčného směru přes stěnou pilíře	74
Tab. 19 - Předběžný návrh vahadlových kabelů	77
Tab. 20 - Zjednodušená výpočet jádra průřezu	79
Tab. 21 - Materiálové charakteristiky betonu C 35/45	81
Tab. 22 - Hodnoty pevnosti betonu C 35/45 v čase $t = 3$ dny	81
Tab. 23 - Materiálové charakteristiky betonu C 30/37	82
Tab. 24 - Materiálové charakteristiky předpínací výztuže	83
Tab. 25 - Výpočet krycí vrstvy předpínací výztuže NK	83
Tab. 26 - Materiálové charakteristiky betonářské výztuže	84
Tab. 27 - Výpočet krycí vrstvy betonářské výztuže	85
Tab. 28 - Tíhy jednotlivých lamel	85
Tab. 29 - Hodnoty ostatního stálého zatížení	86
Tab. 30 - Model zatížení LM1	86
Tab. 31 - Model zatížení LM3	87
Tab. 32 - Shrnutí zatížení větrem	90
Tab. 33 - Nerovnoměrná složka teplotního zatížení	91
Tab. 34 - Součinitele pro kombinace MSP pro fáze výstavby	95
Tab. 35 - Vypočtené spolupůsobící šířky horní desky	96

Tab. 36 - Vypočtené spolupůsobící šířky dolní desky	96
Tab. 37 - Hodnoty získané z výpočtu dle TP-144.....	97
Tab. 38 - Číslování prvků Midas.....	98
Tab. 39 - Porovnání výslednic od vlastní tíhy na různých modelech	101
Tab. 40 - Ruční ověření účinků předpětí.....	112
Tab. 41 - Výčet pevnostních charakteristik pro různé časové úseky - C35/45	142
Tab. 42 - Průhyby jednotlivých polí konstrukce.....	147
Tab. 43 - Posudky pro různé kombinace vnitřních sil.....	148
Tab. 44 - Průběh smykových napětí a následné posouzení hlavních napětí - před stěnou pilíře P4 - UP	148
Tab. 45 - Průběh smykových napětí a následné posouzení hlavních napětí - nad podporou (příčnic P4) - UP	148
Tab. 46 - Průběh smykových napětí a následné posouzení hlavních napětí - nad podporou (příčnic P2) - UP	149
Tab. 47 - Průběh smykových napětí a následné posouzení hlavních napětí - v poli P5-P6 - UP.....	149
Tab. 48 - Průběh smykových napětí a následné posouzení hlavních napětí - v poli OP1- P2 - UP.....	149
Tab. 49 - Průběh smykových napětí a následné posouzení hlavních napětí - před stěnou pilíře P4 - KŽ	150
Tab. 50 - Průběh smykových napětí a následné posouzení hlavních napětí - nad podporou (příčnic P4) - KŽ	150
Tab. 51 - Průběh smykových napětí a následné posouzení hlavních napětí - nad podporou (příčnic P2) - KŽ	150
Tab. 52 - Průběh smykových napětí a následné posouzení hlavních napětí - v poli P5-P6 - KŽ	151
Tab. 53 - Průběh smykových napětí a následné posouzení hlavních napětí - v poli OP1-P2 - KŽ.....	151
Tab. 54 - Posudek MSÚ příčného směru v poli	153
Tab. 55 - Posudek MSÚ příčného směru před stěnou pilíře	154
Tab. 56 - Posudek MSP příčného směru v poli.....	154
Tab. 57 - Posudek MSP příčného směru před stěnou pilíře	154
Tab. 58 - Posudek dolní desky komory v oblasti kolem podpor.....	155
Tab. 59 - Posudek dolní desky komory v oblasti v poli.....	155
Tab. 60 - Posudek řezů nevyžadující návrh smykové výztuže - řez před stěnou pilíře	157
Tab. 61 - Posudek řezů nevyžadující návrh smykové výztuže - řez v poli	157
Tab. 62 - Posudek dle rovnice (4.32) - řez před stěnou pilíře	157
Tab. 63 - Posudek dle rovnice (4.32) - řez v poli.....	157
Tab. 64 - Posudek tlačené diagonály - řez před stěnou pilíře	158
Tab. 65 - Posudek tlačené diagonály - řez v poli	158
Tab. 66 - Posudek řezů nevyžadující návrh smykové výztuže a dle rovnice (4.37)	158
Tab. 67 - Posudek tlačené diagonály dolní desky a stěn.....	159
Tab. 68 - Výpočet momentu únosnosti v průřezu nad podporou P4 - UP (před stěnou pilíře).....	164
Tab. 69 - Výpočet momentu únosnosti v průřezu nad podporou P4 - UP (nadpodporový příčnic)	164
Tab. 70 - Výpočet momentu únosnosti v průřezu nad podporou P8 - UP (před stěnou pilíře).....	165
Tab. 71 - Výpočet momentu únosnosti v průřezu nad podporou P2 - UP (nadpodporový příčnic)	165

Tab. 72 - Výpočet momentu únosnosti v průřezu v poli OP1-P2 - UP.....	166
Tab. 73 - Výpočet momentu únosnosti v průřezu v poli P2-P3 (čelo lamely 3-7A) - UP	166
Tab. 74 - Výpočet momentu únosnosti v průřezu v poli P5-P6 - UP.....	166
Tab. 75 - Výpočet momentu únosnosti v průřezu nad podporou P4 - KŽ (před stěnou pilíře).....	167
Tab. 76 - Výpočet momentu únosnosti v průřezu nad podporou P4 - KŽ (nadpodporový příčník)	167
Tab. 77 - Výpočet momentu únosnosti v průřezu nad podporou P8 - KŽ (před stěnou pilíře).....	167
Tab. 78 - Výpočet momentu únosnosti v průřezu nad podporou P2 - KŽ (v příčníku)	168
Tab. 79 - Výpočet momentu únosnosti v průřezu v poli OP1-P2 - KŽ.....	168
Tab. 80 - Výpočet momentu únosnosti v průřezu v poli P2-P3 (čelo lamely 3-7A) - KŽ	168
Tab. 81 - Výpočet momentu únosnosti v průřezu v poli P5-P6 - KŽ.....	168
Tab. 82 - Návrh betonářské výztuže pro zamezení křehkého lomu - před stěnou pilíře P4.....	169
Tab. 83 - Návrh betonářské výztuže pro zamezení křehkého lomu - nad pilířem P4	170
Tab. 84 - Návrh betonářské výztuže pro zamezení křehkého lomu - nad pilířem P2	170
Tab. 85 - Návrh betonářské výztuže pro zamezení křehkého lomu - v poli P5-P6.....	170
Tab. 86 - Určení redukované plochy předpínací výztuže.....	171
Tab. 87 - Posudek řezu nad pilířem P4 s redukovanou plochou předpínací výztuže (v příčníku).....	171
Tab. 88 - Posudek řezu před stěnou pilíře P4 s redukovanou plochou předpínací výztuže	171
Tab. 89 - Posudek řezu v poli P5 - P6 s redukovanou plochou předpínací výztuže	172
Tab. 90 - Posudek smykové únosnosti průřezu na mezi vzniku trhlin bez smykové výztuže	172
Tab. 91 - Posouzení smykové únosnosti průřezu.....	173
Tab. 92 - Výpočet momentu únosnosti se současně působící silou ΔF_{td} v průřezu nad podporou P4 - KŽ (před stěnou pilíře).....	173
Tab. 93 - Výpočet momentu únosnosti se současně působící silou ΔF_{td} v průřezu nad podporou P4 - KŽ (nadpodporový příčník).....	174
Tab. 94 - Výpočet momentu únosnosti se současně působící silou ΔF_{td} v průřezu nad podporou P8 - KŽ (před stěnou pilíře).....	174
Tab. 95 - Výpočet momentu únosnosti se současně působící silou ΔF_{td} v průřezu nad podporou P2 - KŽ (v příčníku).....	174
Tab. 96 - Výpočet momentu únosnosti se současně působící silou ΔF_{td} v poli OP1-P2 - KŽ	175
Tab. 97 - Výpočet momentu únosnosti se současně působící silou ΔF_{td} v poli P2-P3 - KŽ (čelo lamely 3-7A)	175
Tab. 98 - Výpočet momentu únosnosti se současně působící silou ΔF_{td} v poli P5-P6 - KŽ	175
Tab. 99 - Výpočet účinné tloušťky.....	176
Tab. 100 - Výpočet únosnosti tlakové diagonály od kroucení.....	177
Tab. 101 - Posudek tlakové diagonály od interakce kroucení a smyku	177
Tab. 102 - Posudek možnosti konstrukčního vyztužení od interakce kroucení a smyku.....	178
Tab. 103 - Návrh podélné výztuže na kroucení	178
Tab. 104 - Návrh příčné výztuže na kroucení ve stěnách	179
Tab. 105 - Návrh příčné výztuže na kroucení v horní a dolní desce.....	180
Tab. 106 - Ověření únavy tlaceného betonu - horní vlákna	181
Tab. 107 - Ověření únavy tlaceného betonu - dolní vlákna	181
Tab. 108 - Ověření únavy betonářské výztuže - horní vlákna.....	181

Tab. 109 - Ověření únavy betonářské výztuže - dolní vlákna.....	182
Tab. 110 - Posudek únavy v příčné směru před pilířem.....	182
Tab. 111 - Posudek únavy v příčném směru v poli.....	183
Tab. 112 - Srovnání vzpěrných délek a štíhlostí podle různých postupů.....	186
Tab. 113 - Ruční výpočet momentu 2. řádu za použití obou metod	189
Tab. 114 - Porovnání vypočtených momentů 2. řádů několika způsoby	189
Tab. 115 - Porovnání vypočtených momentů 2. řádů pro různá vyztužení.....	190
Tab. 116 - Ověření únosnosti průřezu bez smykové výztuže	194
Tab. 117 - Výpočet tlakové diagonály	194
Tab. 118 - Posudek únosnosti smykové výztuže	194
Tab. 119 - Posudek kroutícího momentu	196
Tab. 120 - Posudek interakce kroucení a smyku pilíř P7B	196
Tab. 121 - Porovnání účinků 2. řádu.....	197
Tab. 122 - Výpočet štíhlosti s a bez ztužidel	198
Tab. 123 - Ověření únosnosti průřezu bez smykové výztuže	200
Tab. 124 - Posouzení kroucení za mezního stavu EQU.....	201
Tab. 125 - Výstup ze softwaru Idea Statica - kroucení - EQU.....	201
Tab. 126 - Posudek průřezu na namáhání smykem - P8B	203
Tab. 127 - Posudek průřezu na kroucení a jeho interakci se smykem - P8A (extrémní kroutící mom.)	203
Tab. 128 - Posudek průřezu na kroucení a jeho interakci se smykem - P8B (extrémní posouvající síla $V_{Ed,y}$).....	204
Tab. 129 - Posudek šikmé výztuže dle [132] a místně zatížené plochy dle [98]	208
Tab. 130 - Výpočet napětí v šikmé výztuži dle [131] a posudek minimální plochy vrub. kloubu [51]	209
Tab. 131 - Posudek minimální plochy vrub. kloubu dle [129]	209
Tab. 132 - Posudek příčných tahových sil dle [129].....	210
Tab. 133 - Vypočtené dílčí posuny (včetně součinitele zatížení) [mm].....	215
Tab. 134 - Kombinace extrémních roztažení/zkrácení [mm].....	215
Tab. 135 - Návrhové rozsahy ložisek [mm].....	215
Tab. 136 - Tabulka návrhových sil do ložisek	216

8 Seznam obrázků

Obr. 1 - Výřez z mapy v okolí mostu [1]	14
Obr. 2 - Pohled do údolí Gottleuby (foto autor).....	14
Obr. 3 - Pohled ulicí na pevnost Sonnenstein v centru Pirny (foto autor)	15
Obr. 4 - Starý most přes Labe (foto autor).....	15
Obr. 5 - Sachsenbrücke (foto autor).....	16
Obr. 6 - Naznačení polohy spolkové silnice B172 [3]	17
Obr. 7 - Pohled na výsuvný nos (foto autor).....	18
Obr. 8 - Pohled z pilíře 80 ve směru výsunu (foto autor).....	18
Obr. 9 - Pohled na hotový most [8].....	19
Obr. 10 - Pohled na most při výsunu [11].....	20
Obr. 11 - Pohled na hotový most (foto autor)	20
Obr. 12 - Pohled na staveniště [13].....	21
Obr. 13 - Pohled na výsuvný nos [14].....	22
Obr. 14 - Pohled ve směru výsuvu mostů [19].....	23
Obr. 15 - Pohled na hotový most (foto autor)	23
Obr. 16 - Pohled na most před sanací [21].....	24
Obr. 17 - Pohled na most po sanaci (foto autor)	24
Obr. 18 - Pohled na most přes řeku Águeda [23].....	25
Obr. 19 - Pohled na most [25].....	26
Obr. 20 - Pohled na výsun mostu [27]	27
Obr. 21 - Pohled na most [28].....	28
Obr. 22 - Pohled na vysouvaný most [32].....	29
Obr. 23 - Pohled na nevztyčený pomocný pylon [33].....	29
Obr. 24 - Pohled na hotovou konstrukci [34].....	30
Obr. 25 - Pohled na Monestier viaduct [39].....	31
Obr. 26 - Pohled na konstrukci [41].....	32
Obr. 27 - Pohled na vysouvanou konstrukci [42].....	32
Obr. 28 - Pohled na oba mosty před příčným posunem [45]	33
Obr. 29 - Pohled na průběh výstavby mostu [47]	34
Obr. 30 - Pohled na hotový most [47].....	34
Obr. 31 - Pohled na rozestavěné vahadlo u mostu přes Mži v Plzni (foto autor).....	35
Obr. 32 - Schéma provádění letmé betonáže [53].....	36
Obr. 33 - Pohled na most od opěry (foto autor)	37
Obr. 34 - Pohled na severní část estakády (foto autor)	38
Obr. 35 - Pohled na most přes Labe v Mělníku (foto autor)	39
Obr. 36 - Pohled na most gen. Chábery (foto autor).....	40
Obr. 37 - Pohled na most přes rybník Koberný (foto autor)	41
Obr. 38 - Pohled na stavbu nosné konstrukce mostu Valy [70].....	42
Obr. 39 - Pohled na most Valy [71]	42
Obr. 40 - Obloukový most 1937-1945 [72]	43
Obr. 41 - Výstavba mostu 1965 - provizorní pylon [72].....	43

Obr. 42 - Pohled na hotovou konstrukci (v pozadí železniční ICE most) [74]	44
Obr. 43 - Pohled na rozestavěný most (vlevo starý most) [75]	44
Obr. 44 - Pohled na vahadlový způsob výstavby [76]	45
Obr. 45 - Viskózní tlumiče [77, s. 240]	45
Obr. 46 - Pohled na hotovou konstrukci [78]	46
Obr. 47 - Pohled na hotový most [80]	47
Obr. 48 - Jižní most ve výstavbě [81]	47
Obr. 49 - Pohled na výstavbu [83]	48
Obr. 50 - Pohled na hotový most [86]	48
Obr. 51 - Výsuvná skruž BERD MSS M70-S [86]	49
Obr. 52 - Pohled na výsuvnou skruž [87]	49
Obr. 53 - Pohled na hotovou konstrukci [87]	50
Obr. 54 - Schéma varianty betonové komory	51
Obr. 55 - Příčný řez varianty betonové komory nad podporou	51
Obr. 56 - Schéma varianty ocelové komory 1	52
Obr. 57 - Příčný řez varianty ocelové komory 1	52
Obr. 58 - Schéma varianty ocelové komory 2	52
Obr. 59 - Schéma varianty ocelové komory 3	53
Obr. 60 - Schéma varianty letmé betonáže 2	53
Obr. 61 - Příčný řez varianty letmé betonáže 1	54
Obr. 62 - Schéma varianty letmé betonáže 1	54
Obr. 63 - Schéma varianty extradosed 1	55
Obr. 64 - Příčný řez nad podporou varianty extradosed 1	55
Obr. 65 - Schéma varianty extradosed 2	55
Obr. 66 - Příčný řez nad podporou varianty extradosed 3	56
Obr. 67 - Rozdělení hmotnosti lamel - návrh 1	59
Obr. 68 - Rozdělení hmotnosti lamel - návrh 2	59
Obr. 69 - Rozdělení hmotnosti lamel - návrh 3	59
Obr. 70 - Schéma posouzení EQU na rámovém pilíři	60
Obr. 71 - 3D interakční diagram	64
Obr. 72 - Schéma posouzení EQU na rámovém pilíři - případ č.2	64
Obr. 73 - Schéma posouzení EQU na ložiskovém pilíři - případ č.1	66
Obr. 74 - Navržené předpínací tyče	66
Obr. 75 - Schéma posouzení EQU na ložiskovém pilíři - případ č.2	68
Obr. 76 - Podle na deskostěnový model	68
Obr. 77 - Pohled na deskostěnový model	69
Obr. 78 - Schéma deskostěnových prvků (vlevo v poli, vpravo nad pilířem)	69
Obr. 79 - Deformace na konstrukci od vlastní tíhy	70
Obr. 80 - Normálová napětí od vlastní tíhy - pohled na horní část konstrukce	70
Obr. 81 - Normálová napětí od vlastní tíhy - pohled na spodní část konstrukce	70
Obr. 82 - Průběh normálového napětí od vl. tíhy v podélném řezu cca 20 cm za vyložení konzoly ..	70
Obr. 83 - Průběh ohybového momentu na příčném řezu v poli [kNm/m]	71

Obr. 84 - Průběh ohybového momentu na příčném řezu v mezi stěny pilíře [kNm/m]	71
Obr. 85 - Schéma posuzovaných řezů příčného řezu	71
Obr. 86 - Podélný průběh příčného ohybového momentu v řezu konzolou přibližně 15 cm od teoretického vetknutí od ostatního stálého zatížení.....	72
Obr. 87 - Zjednodušený postup výstavby	74
Obr. 88 - Průběh uvažovaného náběhu	75
Obr. 89 - Graf průběhu napětí ve vetknutí po výšce	78
Obr. 90 - Konzolové kabely letmo betonované konstrukce: a) uspořádání kabelů, b) průběh momentů od vlastní tíhy a od předpětí, c) průběh posouvajících sil od vlastní tíhy a od předpětí [49, s. 69]	79
Obr. 91 - Předběžná koncepce rozmístění předpínacích kabelů [49, s. 92]	79
Obr. 92 - Koncepce vedení a kotvení kabelů v příčném řezu	80
Obr. 93 - Křivka nárůstu pevnosti v čase betonu C 35/45	82
Obr. 94 - Pracovní diagram použitých betonů	82
Obr. 95 - Pracovní diagram předpínací výztuže.....	83
Obr. 96 - Pracovní diagram betonářské výztuže	84
Obr. 97 - Směry zatížení větrem na mostě [104, s. 70].....	89
Obr. 98 - Součinitel síly pro mosty $c_{fx,0}$	89
Obr. 99 - Součinitel síly pro mosty $c_{f,z}$	90
Obr. 100 - Uvažovaný průběh teploty po výšce průřezu nad podporou.....	91
Obr. 101 - Uvažovaný průběh teploty po výšce průřezu v poli	92
Obr. 102 - Princip superpozice přetvoření jednoose namáhaného elementu [110].....	93
Obr. 103 - Mikrofáze výstavby jednotlivých lamel	94
Obr. 104 - Schéma označení ext. a int. částí	96
Obr. 105 - Schéma číslování nodů a elementů ve výpočetním modelu	98
Obr. 106 - Časová osa Midas X realita	99
Obr. 107 - Způsob modelování spodní části pilířů.....	99
Obr. 108 - Ukázka průhybů při betonáži do správné nivelety	100
Obr. 109 - Ukázka průhybů při betonáži do tečny	100
Obr. 110 - Získané hodnoty průhybu při betonáži do správné nivelety	100
Obr. 111 - Získané hodnoty průhybu při betonáži do tečny.....	100
Obr. 112 - Pohled na oba porovnávané modely	101
Obr. 113 - Ohybové momenty od vl. tíhy na modelu s nulovým podélným sklonem	102
Obr. 114 - Ohybové momenty od vl. tíhy na modelu s reálným podélným sklonem	102
Obr. 115 - Graf síly v kabelu V6-6 po jeho předepnutí	103
Obr. 116 - Průběh napětí na pilíři od rovnoměrného oteplení [MPa]	103
Obr. 117 - Průběh ohyb. momentů na pilíři od rovnoměrného oteplení [kNm].....	104
Obr. 118 - Průběh napětí na pilíři od rovnoměrného oteplení po změně spodní části [MPa]	104
Obr. 119 - Průběh ohyb. momentů na pilíři od rovnoměrného oteplení po změně spodní části [kNm]	104
Obr. 120 - Skica změny charakteru deformací.....	105
Obr. 121 - Průběh napětí na pilíři od rovnoměrného oteplení po vložení vrub. kloubu [MPa]	105

Obr. 122 - Průběh ohyb. momentů na pilíři od rovnoměrného oteplení po vložení vrub. kloubu [kNm]	105
Obr. 123 - Aktualizovaný postup výstavby.....	106
Obr. 124 - Podélný řez vedením vahadlových kabelů	107
Obr. 125 - Příčný řez A-A před příčnickem.....	107
Obr. 126 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na horních vláknech vahadla V6 [MPa]	107
Obr. 127 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na dolních vláknech vahadla V6 [MPa]	107
Obr. 128 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na horních vláknech vahadla V6 [MPa]	107
Obr. 129 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na dolních vláknech vahadla V6 [MPa]	107
Obr. 130 - Schéma úvahy změny poloměru.....	108
Obr. 131 - Příčné řezy zobrazující vedení vahadlových kabelů.....	109
Obr. 132 - Schéma vedení vahadlových kabelů v této fázi návrhu.....	110
Obr. 133 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na horních vláknech vahadla V6 [MPa]	111
Obr. 134 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na dolních vláknech vahadla V6 [MPa]	111
Obr. 135 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na horních vláknech vahadla V6 [MPa]	111
Obr. 136 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na dolních vláknech vahadla V6 [MPa]	111
Obr. 137 - Schéma polohy ověření	111
Obr. 138 - Napětí na dolních vláknech pouze od předpětí [MPa].....	112
Obr. 139 - Napětí na horních vláknech pouze od předpětí [MPa]	112
Obr. 140 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na horních vláknech vahadla V6 [MPa]	112
Obr. 141 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na dolních vláknech vahadla V6 [MPa]	112
Obr. 142 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na horních vláknech vahadla V6 [MPa]	112
Obr. 143 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na dolních vláknech vahadla V6 [MPa]	113
Obr. 144 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na horních vláknech vahadla V6 - kvazi [MPa]	113
Obr. 145 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na dolních vláknech vahadla V6 - kvazi [MPa]	113
Obr. 146 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na horních vláknech vahadla V6 - kvazi [MPa]	113
Obr. 147 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na dolních vláknech vahadla V6 - kvazi [MPa]	113
Obr. 148 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na horních vláknech vahadla V6 - častá [MPa]	113
Obr. 149 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na dolních vláknech vahadla V6 - častá [MPa]	113
Obr. 150 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na horních vláknech vahadla V6 - častá [MPa]	114
Obr. 151 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na dolních vláknech vahadla V6 - častá [MPa]	114
Obr. 152 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na horních vláknech vahadla V6 - char. [MPa]	114

Obr. 153 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na dolních vláknech vahadla V6 - char. [MPa]	114
Obr. 154 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na horních vláknech vahadla V6 - char. [MPa]	114
Obr. 155 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na dolních vláknech vahadla V6 - char. [MPa]	114
Obr. 156 - Průběh napětí na horních vláknech pole mezi P5 a P6 při UP [MPa]	115
Obr. 157 - Průběh napětí na dolních vláknech pole mezi P5 a P6 při UP [MPa]	115
Obr. 158 - Průběh napětí na horních vláknech pole mezi P5 a P6 při KŽ [MPa]	115
Obr. 159 - Průběh napětí na dolních vláknech pole mezi P5 a P6 při KŽ [MPa]	115
Obr. 160- Schéma vedení vahadlových kabelů ve fázi návrhu 4	117
Obr. 161 - Schematický půdorys a podélný řez vedením předpětí v zárodku	119
Obr. 162 - Schematické řezy vedení předpětí v zárodku	120
Obr. 163 - Schéma navržených kladných kabelů	120
Obr. 164 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na horních vl. - kvazi. po spojení a předepnutí [MPa]	120
Obr. 165 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vl. - kvazi. po spojení a předepnutí [MPa]	121
Obr. 166 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na horních vl. - kvazi. po spojení a předepnutí [MPa]	121
Obr. 167 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na dolních vl. - kvazi. po spojení a předepnutí [MPa]	121
Obr. 168 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na dolních vl. - kvazi. po spojení a předepnutí ZV kabelů [MPa]	121
Obr. 169 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na horních vl. - častá po spojení a předepnutí [MPa]	121
Obr. 170 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vl. - častá po spojení a předepnutí [MPa]	121
Obr. 171 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na horních vl. - častá po spojení a předepnutí [MPa]	122
Obr. 172 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na dolních vl. - častá po spojení a předepnutí [MPa]	122
Obr. 173 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na horních vl. - char. po spojení a předepnutí [MPa]	122
Obr. 174 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vl. - char. po spojení a předepnutí [MPa]	122
Obr. 175 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na horních vl. - char. po spojení a předepnutí [MPa]	122
Obr. 176 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na dolních vl. - char. po spojení a předepnutí [MPa]	122
Obr. 177 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na horních vláknech - kvazi. UP [MPa]	122
Obr. 178 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na dolních vláknech - kvazi. UP [MPa]	122

Obr. 179 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na horních vláknech - kvazi. UP [MPa]	122
Obr. 180 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na dolních vláknech - kvazi. UP [MPa]	123
Obr. 181 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na horních vláknech - častá UP [MPa]	123
Obr. 182 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na dolních vláknech - častá UP [MPa]	123
Obr. 183 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na horních vláknech - častá UP [MPa]	123
Obr. 184 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na dolních vláknech - častá UP [MPa]	123
Obr. 185 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na horních vláknech - char. UP [MPa]	123
Obr. 186 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na dolních vláknech - char. UP [MPa]	123
Obr. 187 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na horních vláknech - char. UP [MPa]	123
Obr. 188 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na dolních vláknech - char. UP [MPa]	123
Obr. 189 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na horních vláknech - kvazi. KŽ [MPa]	124
Obr. 190 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na dolních vláknech - kvazi. KŽ [MPa]	124
Obr. 191 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na horních vláknech - kvazi. KŽ [MPa]	124
Obr. 192 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na dolních vláknech - kvazi. KŽ [MPa]	124
Obr. 193 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na horních vláknech - častá KŽ [MPa]	124
Obr. 194 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na dolních vláknech - častá KŽ [MPa]	124
Obr. 195 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na horních vláknech - častá KŽ [MPa]	124
Obr. 196 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na dolních vláknech - častá KŽ [MPa]	124
Obr. 197 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na horních vláknech - char. KŽ [MPa]	125
Obr. 198 - Průběh obálky extrémních tahových napětí na dolních vláknech - char. KŽ [MPa]	125
Obr. 199 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na horních vláknech - char. KŽ [MPa]	125
Obr. 200 - Průběh obálky extrémních tlakových napětí na dolních vláknech - char. KŽ [MPa]	125
Obr. 201 - Ohyb. moment staticky určité složky předpětí kabelů ZV56 [kNm]	125
Obr. 202 - Ohyb. moment staticky neurčité složky předpětí kabelů ZV56 [kNm]	126
Obr. 203 - Normálová síla staticky určité složky předpětí kabelů ZV56 [kN]	126
Obr. 204 - Normálová síla staticky neurčité složky předpětí kabelů ZV56 [kN]	126
Obr. 205 - Průběhy složek ohybových momentů od předpětí na dvojici vahadel V5 a V6 od zvedaných kabelů	127
Obr. 206 - Procentuální rozdělení staticky určité a neurčité složky předpětí na dvojici vahadel V5 a V6 od zvedaných kabelů	127
Obr. 207 - Dění na konstrukci při zhotovování uzavírací lamely bez roztlačováním	128
Obr. 208 - Dění na konstrukci při zhotovování uzavírací lamely s roztlačováním	129
Obr. 209 - Schéma ohybových momentů od vl. tíhy v průběhu životnosti	129
Obr. 210 - Průběh ohybových momentů na vahadle V6 po jeho dokončení [kNm]	130
Obr. 211 - Průběh ohybových momentů na vahadle V6 před spojením s vahadlem V5 [kNm]	130
Obr. 212 - Svislé deformace vahadla V6 po jeho dokončení [mm]	130
Obr. 213 - Svislé deformace vahadla V6 před spojením s vahadlem V5 [mm]	130
Obr. 214 - Průběh ohybových momentů od vázaného dotvarování [kNm]	131
Obr. 215 - Deformace od dotvarování [mm]	131
Obr. 216 - Koncepce navržených kabelů v krajních polích	131
Obr. 217 - Schematický půdorys a podélný řez vedením předpětí v zárodku na P3	132
Obr. 218 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na horních vláknech - kvazi - KŽ [MPa]	132

Obr. 219 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vláknech - kvazi - KŽ [MPa].....	133
Obr. 220 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na horních vláknech - char. - KŽ [MPa]	133
Obr. 221 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vláknech - char. - KŽ [MPa]	133
Obr. 222 - Schéma vedení předpínací výztuže v podélném řezu a v půdorysu	133
Obr. 223 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na horních vláknech - kvazi - KŽ [MPa]	134
Obr. 224 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vláknech - kvazi - KŽ [MPa].....	134
Obr. 225 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na horních vláknech - char. - KŽ [MPa]	134
Obr. 226 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vláknech - char. - KŽ [MPa]	134
Obr. 227 - Schéma vedení předpětí v krajních polích OP1-P3	135
Obr. 228 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na horních vláknech - kvazi - UP [MPa].....	136
Obr. 229 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vláknech - kvazi - UP [MPa].....	136
Obr. 230 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na horních vláknech - kvazi - UP [MPa]	136
Obr. 231 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na dolních vláknech - kvazi - UP [MPa].....	136
Obr. 232 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na horních vláknech - častá - UP [MPa]	136
Obr. 233 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vláknech - častá - UP [MPa]	136
Obr. 234 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na horních vláknech - častá - UP [MPa]	136
Obr. 235 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na dolních vláknech - častá - UP [MPa]	136
Obr. 236 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na horních vláknech - char. - UP [MPa]	136
Obr. 237 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vláknech - char. - UP [MPa].....	137
Obr. 238 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na horních vláknech - char. - UP [MPa]	137
Obr. 239 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na dolních vláknech - char. - UP [MPa]	137
Obr. 240 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na horních vláknech - kvazi - KŽ [MPa]	137
Obr. 241 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vláknech - kvazi - KŽ [MPa].....	137
Obr. 242 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na horních vláknech - kvazi - KŽ [MPa]	137
Obr. 243 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na dolních vláknech - kvazi - KŽ [MPa]	137
Obr. 244 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na horních vláknech - častá - KŽ [MPa]	137
Obr. 245 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vláknech - častá - KŽ [MPa]	137
Obr. 246 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na horních vláknech - častá - KŽ [MPa].....	138
Obr. 247 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na dolních vláknech - častá - KŽ [MPa].....	138
Obr. 248 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na horních vláknech - char. - KŽ [MPa]	138
Obr. 249 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vláknech - char. - KŽ [MPa]	138
Obr. 250 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na horních vláknech - char. - KŽ [MPa].....	138
Obr. 251 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na dolních vláknech - char. - KŽ [MPa]	138
Obr. 252 - Průběh obálky extr. tlak. napětí na dolních vláknech - kvazi. - po předep. všech kabelů [MPa]	139
Obr. 253 - Grafické znázornění reprezentativních hodnot proměnného zatížení [94, s. 14]	139
Obr. 254 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vláknech - char. - KŽ [MPa]	140
Obr. 255 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vláknech - kvazi. - KŽ [MPa].....	140
Obr. 256 - Ohybové momenty po spojení vahadel V3 a V4 [kNm]	140
Obr. 257 - Ohybové momenty při UP [kNm]	140
Obr. 258 - Ohybové momenty na KŽ [kNm].....	140
Obr. 259 - Ohybové momenty od vl. tíhy a ost. stálého bez uvážení fázi výstavby [kNm].....	141

Obr. 260 - Ohybové momenty vahadla v průběhu jeho výstavby v časech po předepnutí příslušných vahadlových kabelů [MNm]	141
Obr. 261 - Příčinková čára napětí na dolních vláknech ve středu rozpětí.....	141
Obr. 262 - Příčinková čára minimálního ohybového momentu nad pilířem P6.....	141
Obr. 263 - Obálka max. tahů na horních vláknech od vl. tíhy, dotvar. + smršť. a předpětí na letmo bet. částech [MPa].....	142
Obr. 264 - Obálka max. tahů na dolních vláknech od vl. tíhy, dotvar. + smršť. a předpětí na letmo bet. částech [MPa].....	142
Obr. 265 - Průběhy napětí na horních vláknech vahadla v průběhu jeho výstavby v časech po předepnutí příslušných vahadlových kabelů [MPa]	143
Obr. 266 - Průběhy napětí na dolních vláknech vahadla v průběhu jeho výstavby v časech po předepnutí příslušných vahadlových kabelů [MPa]	143
Obr. 267 - Průběh napětí na horních vláknech od vl. tíhy, dotvar. + smršť. a předpětí na části OP1-P3 po předepnutí 1. skupiny kabelů ve 3 dnech [MPa].....	143
Obr. 268 - Průběh napětí na horních vláknech od vl. tíhy, dotvar. + smršť. a předpětí na části OP1-P3 po předepnutí 2. skupiny kabelů v 7 dnech [MPa].....	143
Obr. 269 - Průběh napětí na horních vláknech od vl. tíhy, dotvar. + smršť. a předpětí na části P8-OP10 po předepnutí 1. skupiny kabelů ve 3 dnech [MPa].....	143
Obr. 270 - Průběh napětí na horních vláknech od vl. tíhy, dotvar. + smršť. a předpětí na části P8-OP10 po předepnutí 2. skupiny kabelů v 7 dnech [MPa].....	143
Obr. 271 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na horních vláknech - kvazi - UP [MPa].....	144
Obr. 272 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vláknech - kvazi - UP [MPa].....	144
Obr. 273 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na horních vláknech - kvazi - UP [MPa]	144
Obr. 274 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na dolních vláknech - kvazi - UP [MPa].....	144
Obr. 275 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na horních vláknech - častá - UP [MPa]	144
Obr. 276 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vláknech - častá - UP [MPa]	144
Obr. 277 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na horních vláknech - častá - UP [MPa]	144
Obr. 278 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na dolních vláknech - častá - UP [MPa]	144
Obr. 279 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na horních vláknech - char. - UP [MPa]	145
Obr. 280 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vláknech - char. - UP [MPa].....	145
Obr. 281 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na horních vláknech - char. - UP [MPa]	145
Obr. 282 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na dolních vláknech - char. - UP [MPa]	145
Obr. 283 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na horních vláknech - kvazi. - KŽ [MPa]	145
Obr. 284 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vláknech - kvazi. - KŽ [MPa].....	145
Obr. 285 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na horních vláknech - kvazi. - KŽ [MPa]	145
Obr. 286 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na dolních vláknech - kvazi. - KŽ [MPa]	145
Obr. 287 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na horních vláknech - častá - KŽ [MPa]	145
Obr. 288 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vláknech - častá - KŽ [MPa]	146
Obr. 289 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na horních vláknech - častá - KŽ [MPa].....	146
Obr. 290 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na dolních vláknech - častá - KŽ [MPa]	146
Obr. 291 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na horních vláknech - char. - KŽ [MPa]	146
Obr. 292 - Průběh obálky extrémních tah. napětí na dolních vláknech - char. - KŽ [MPa]	146

Obr. 293 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na horních vláknech - char. - KŽ [MPa]	146
Obr. 294 - Průběh obálky extrémních tlak. napětí na dolních vláknech - char. - KŽ [MPa]	146
Obr. 295 - Průhyb od zatěžovacího modelu LM1 [mm]	146
Obr. 296 - Průběh příčných ohybových momentů v poli [kNm/m]	152
Obr. 297 - Průběh příčných ohybových momentů před pilířem [kNm/m].....	153
Obr. 298 - Průběh posouvajících sil v poli [kN/m]	156
Obr. 299 - Průběh posouvajících sil nad podporou [kN/m]	156
Obr. 300 - Doporučený model příhradové analogie [123] a zobrazení topologické optimalizace - rámový roh nad podporou	160
Obr. 301 - Tok napětí - rámový roh v poli	160
Obr. 302 - Hlavní napětí v betonu - rámový roh v poli.....	161
Obr. 303 - Tok napětí - rámový roh nad podporou	161
Obr. 304 - Hlavní napětí v betonu - rámový roh nad podporou.....	162
Obr. 305 - Schématické znázornění posuzovaných řezů.....	162
Obr. 306 - Princip výpočtu mezní ohybové únosnosti průřezu pro M+N.....	163
Obr. 307 - Grafické znázornění zadání geometrie průřezu v poli pro výpočet proužkovou metodou .	163
Obr. 308 - Průběh minimálního ohybového momentu od obálky kombinace 6.10a a 6.10b - UP.....	164
Obr. 309 - Průběh maximálního ohybového momentu od obálky kombinace 6.10a a 6.10b - UP.....	165
Obr. 310 - Průběh minimálního ohybového momentu od obálky kombinace 6.10a a 6.10b - KŽ	167
Obr. 311 - Naznačení uvažované plochy A a plochy A_k	176
Obr. 312 - Obálka krouťícího momentu na nosné konstrukci [kNm].....	176
Obr. 313 - Skica průběhu smykového napětí na příčném řezu komorového průřezu od vlivu kroucení	179
Obr. 314 - Znázornění převodu krouťícího momentu na posouvající sílu.....	179
Obr. 315 - Příklady různých tvarů vybočení a odpovídajících účinných délek [126].....	184
Obr. 316 - Tvar vybočení při zatížení $\alpha_{cr} = 0,355 \cdot 10^3$ (vlevo) a $\alpha_{cr} = 0,752 \cdot 10^3$ (vpravo)	185
Obr. 317 - Podélný 1. tvar vybočení tlačené stěny pilíře P7A	186
Obr. 318 - Grafické porovnání vzpěrných součinitelů β	187
Obr. 319 - Hodnoty uvažovaných a vypočtených vzpěrnostních součinitelů	187
Obr. 320 - Schéma navržených ztužidel	188
Obr. 321 - Ruční ověření interakčního diagramu N- M_y (řez v $M_z = 0$)	191
Obr. 322 - Interakční diagramy v patě pilíře P7B.....	192
Obr. 323 - Interakční diagramy ze softwaru FINE.....	193
Obr. 324 - Průběh napětí a přetvoření v průřezu.....	193
Obr. 325 - Nesoulad řešení volného kroucení [124]	195
Obr. 326 - Vytvořený náhradní tenkostěnný průřez pro výpočet únosnosti v kroucení.....	195
Obr. 327 - 2D MKP analýzy průřezu.....	195
Obr. 328 - Průběh napětí a přetvoření v průřezu - charakteristická kombinace zatížení	197
Obr. 329 - Průběh napětí a přetvoření v průřezu - kvazistálá kombinace zatížení.....	197
Obr. 330 - Tvar vybočení se ztužidly.....	198
Obr. 331 - Deformace konstrukce (XYZ) při mezním stavu EQU [mm]	199
Obr. 332 - Interakční diagramy v patě pilíře P7B - EQU	199

Obr. 333 - Průběh napětí a přetvoření v průřezu.....	200
Obr. 334 - Interakční diagramy v patě pilíře P8B.....	202
Obr. 335 - Průběh napětí a přetvoření v průřezu P8A.....	202
Obr. 336 - Průběh napětí a přetvoření v průřezu - kvazistálá kombinace zatížení - P8A	204
Obr. 337 - Průběh napětí a přetvoření v průřezu - kvazistálá kombinace zatížení - P8A	205
Obr. 338 - Schematické vyztužení vrubového kloubu šikmými vložkami	205
Obr. 339 - Půdorys vrubového kloubu na stěně pilíře P8	208
Obr. 340 - Schéma zajištěných prutů	211
Obr. 341 - Uvažované geologické profily	212
Obr. 342 - Půdorysné schéma řešeného základu.....	213
Obr. 343 - Mezní zatěžovací křivka nejzatíženější pilota P7	213
Obr. 344 - Mezní zatěžovací křivka nejzatíženější pilota P6.....	213

9 Použitý software

Scia Engineer 20.0.4012

Midas Civil v3.2 (build: 09/04/2020)

FIN EC 2021, FINE EC 2022

GEO5 2022

IDEA Statica 20.1.2515.1

Microsoft Excel

Microsoft Word

MicroStation V8i

AutoCAD 2018

10 Seznam použitých zkratk

NK – nosná konstrukce

UP - uvedení do provozu

KŽ - konec životnosti

RDS – realizační dokumentace stavby

ZS - zatěžovací stav

MSÚ - mezní stav únosnosti

MSP - mezní stav použitelnosti

TDA - Time Discretization Analysis nebo také Time Dependent Analysis