

# ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



## DIPLOMOVÁ PRÁCE

Most přes údolí řeky Bystřice na silnici I/13

Bridge over river Bystrice valley, Road I/13

Vypracoval: Bc. Martin Neradílek

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

V Praze 2022



## ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Neradílek Jméno: Martin Osobní číslo: 468409  
Zadávací 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 Bystřice na silnici I/13  
Název diplomové práce anglicky: Bridge over river Bystrice valley, Road I/13  
Pokyny pro vypracování:  
V rámci diplomové práce zpracujte:  
1) Optimalizaci stávajícího návrhu mostu přes údolí řeky Bystřice na silnici I/13  
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 posuvným skružím Metrostav Infrastructure  
  
Jméno vedoucího diplomové práce: doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.  
Datum zadání diplomové práce: 13.09.2021 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 nutně 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“.*

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)



# Prohlášení

Prohlašuji, že jsem tuto diplomovou práci vypracoval samostatně pod odborným vedením pana doc. Ing. Marka Foglara, Ph.D. Veškeré použité literární prameny a informace uvádím v seznamu použité literatury.

V Praze dne 1.1. 2022

.....

Bc. Martin Neradílek



## **Poděkování**

Na tomto místě bych chtěl poděkovat vedoucímu mé diplomové práce, panu doc. Ing. Marku Foglarovi, Ph.D., za cenné rady a čas vynaložený ke konzultacím. Dále bych chtěl poděkovat své rodině a přítelkyni za podporu během zpracovávání této práce.

Mé poděkování patří také panu Ing. Davidu Stempákovi, MBA za poskytnutí podkladů k výsuvným skružím firmy Metrostav Infrastructure a.s. a pánům Ing. Petru Ševčíkovi a Ing. Pavlu Vaňkovi z firmy VSL Systémy CZ, s.r.o. za ekonomické zhodnocení návrhů předpínacího systému.

## **Abstrakt**

Diplomová práce se zabývá optimalizací stávajícího návrhu mostu přes údolí řeky Bystřice na směrově rozdělené silnici I/13. Po přiblížení zájmového území stavby je provedena rešerše pomocí referenčních staveb se zaměřením na jejich technologii výstavby. Následuje variantní řešení, které pomocí přehledných výkresů představuje celkem 11 různých variant přemostění. Jako nejvhodnější je vybrána dvojice rovnoběžných komorových mostů o 9 polích, které jsou budovány technologií výsuvné skruže. Tato varianta je upravena pro potřeby konkrétní spodní výsuvné skruže ŽM16 firmy Metrostav Infrastructure, a.s. Komentovaný statický výpočet se s ohledem na navržený postup výstavby věnuje návrhu a posouzení hlavní nosné konstrukce, spodní stavby a založení mostu. Výsledná varianta je popsána pomocí výkresové dokumentace.

## **Klíčová slova**

Předpjatý betonový most, komorový trémový most, technologie výstavby, spodní výsuvná skruž, předpínací systém, štíhlý pilíř, hlubinné založení



## **Abstract**

Diploma thesis deals with optimization of current design of bridge over river Bystrice valley on four-lane road I/13. After the introduction of construction area, the research is carried out based on the reference bridges with focus on their construction method. Then there is a variant design which introduces 11 different solutions of the bridge by basic drawings. Design of two parallel box girder bridges built by the movable scaffolding system is selected as the most suitable. This variant is adapted for needs of specific underslung movable scaffolding system ŽM16 owned by the company Metrostav Infrastructure. Static calculation deals with design and assessment of the main structure, substructure and foundation of the bridge considering the selected construction method. Final variant is described by drawing documentation.

## **Key words**

Prestressed concrete bridge, box girder bridge, construction method, underslung movable scaffolding system, prestressing system, slender pier, deep foundation

## Obsah

1	Úvod.....	15
2	Zájmové území.....	16
2.1	Lokalita stavby.....	16
2.2	Směrové a výškové vedení.....	21
2.3	Překonávané překážky .....	21
2.3.1	Silnice I/8.....	21
2.3.2	Potok Bystřice.....	22
2.3.3	Železniční trať ČD.....	22
2.3.4	Silnice III/25337 .....	22
2.3.5	Inženýrské sítě .....	22
2.4	Geotechnické podmínky .....	23
3	Rešerše .....	24
3.1	Mosty s kratším rozpětím polí .....	24
3.1.1	Mosty jednorámové .....	24
3.1.2	Mosty z prefabrikovaných nosníků .....	28
3.1.3	Dvoutrámové mosty .....	29
3.2	Mosty s delším rozpětím polí.....	32
3.2.1	Komorové mosty budované na výsuvné skruži.....	33
3.2.2	Segmentové mosty.....	41
3.2.3	Vysouvané mosty .....	45
3.2.4	Letmo betonované mosty.....	46
4	Variantní řešení přemostění .....	50
4.1	Stávající řešení mostu .....	50
4.2	Parametrická studie spojitých nosníků.....	52
4.2.1	Vliv délky krajního pole .....	52
4.2.2	Vliv vloženého pole rozdílné délky.....	55
4.2.3	Shrnutí studie .....	56

4.3	Navržené varianty .....	56
4.3.1	Varianty s rozpětím polí do 50 metrů.....	56
4.3.2	Varianty s rozpětím polí 50-70 metrů.....	60
4.3.3	Varianty s rozpětím polí od 70 metrů.....	64
4.4	Výběr výsledné varianty .....	70
5	Rozpracování výsledné varianty .....	73
5.1	Charakteristika mostu .....	73
5.1.1	Nosná konstrukce .....	73
5.1.2	Spodní stavba.....	74
5.1.3	Založení mostu .....	75
5.1.4	Mostní svršek a vybavení .....	75
5.1.5	Odvodnění mostu.....	76
5.2	Postup výstavby .....	77
5.2.1	Globální fáze výstavby .....	78
5.2.2	Popis betonážního taktu nosné konstrukce .....	91
5.2.3	Analýza výsuvné skruže ŽM16 .....	98
6	Statický výpočet nosné konstrukce v podélném směru.....	107
6.1	Popis výpočetního modelu a fází výstavby.....	107
6.1.1	Model bez postupné výstavby příčného řezu .....	107
6.1.2	Model s fázovaným příčným řezem .....	110
6.2	Materiálové charakteristiky.....	113
6.2.1	Beton.....	113
6.2.2	Betonářská výztuž.....	114
6.2.3	Předpínací výztuž .....	114
6.3	Průřezové charakteristiky.....	116
6.3.1	Použité průřezy .....	116
6.3.2	Smykové ochabnutí .....	118
6.4	Zatížení.....	120

6.4.1	Stálá zatížení.....	120
6.4.2	Proměnná zatížení.....	124
6.5	Průběhy vnitřních sil.....	132
6.5.1	Stálá zatížení.....	132
6.5.2	Proměnná zatížení.....	135
6.6	Kombinace zatížení.....	141
6.6.1	Obecná metodika.....	141
6.6.2	Výpis zatěžovacích stavů.....	142
6.6.3	Výpis kombinací.....	144
6.7	Návrh uspořádání předpětí.....	145
6.7.1	Předběžný návrh předpětí.....	145
6.7.2	Požadavky MSP.....	147
6.7.3	Požadavky předpínacího systému.....	148
6.7.4	Reologické účinky a ztráty předpětí.....	149
6.7.5	Navržené varianty předpětí.....	150
6.7.6	Multikriteriální hodnocení variant.....	167
6.8	Posouzení nosné konstrukce - MSP.....	170
6.8.1	Reologické účinky – diferenční smršťování.....	170
6.8.2	Analýza vlivu interakce s výsuvnou skruží.....	173
6.8.3	Posouzení normálových napětí během výstavby.....	175
6.8.4	Posouzení normálových napětí v provozních stádiích.....	181
6.8.5	Posouzení napětí v předpínací výztuži.....	185
6.9	Posouzení nosné konstrukce – MSÚ.....	187
6.9.1	Ohyb s normálovou silou.....	187
6.9.2	Ověření křehkého lomu.....	194
6.9.3	Smyk a kroucení.....	197
7	Statický výpočet nosné konstrukce v příčném směru.....	202
7.1	Popis výpočetního modelu.....	202

7.2	Vnitřní síly .....	203
7.3	Návrh a posouzení – typické průřezy .....	206
7.3.1	Posouzení smyku .....	206
7.3.2	Posouzení momentu únosnosti .....	207
7.3.3	Posouzení MSP .....	208
7.4	Návrh a posouzení – oblast příčnicku .....	209
7.4.1	Posouzení momentu únosnosti .....	210
7.4.2	Posouzení smyku .....	210
7.4.3	Posouzení MSP .....	211
7.5	Shrnutí navržené výztuže .....	212
8	Statický výpočet spodní stavby .....	213
8.1	Popis výpočetního modelu .....	213
8.2	Reakce na ložiska a dilatační posuny .....	214
8.3	Stanovení vnitřních sil .....	215
8.4	Analýza účinků II. řádu .....	216
8.4.1	Stanovení štíhlosti pilíře .....	216
8.4.2	Metoda jmenovité křivosti .....	217
8.4.3	Metoda jmenovité tuhosti .....	218
8.5	Posouzení s vlivem II. řádu .....	219
8.5.1	Interakční diagram .....	219
8.5.2	Posouzení smykové únosnosti .....	220
8.5.3	Posouzení MSP .....	221
9	Statický výpočet založení mostu .....	222
9.1	Popis geotechnických podmínek .....	222
9.1.1	Svah k bílinské opěře .....	222
9.1.2	Část údolní nivy .....	223
9.1.3	Svah k ústecké opěře .....	223
9.2	Založení pilíře P7 .....	224

9.2.1	Chování samostatné piloty.....	224
9.2.2	Roznos zatížení ve skupině plovoucích pilot .....	227
9.2.3	Výpočet sedání fiktivního plošného základu.....	229
9.2.4	Výpočet skupiny pilot analytickou metodou v programu GEO5 .....	230
9.2.5	Výpočet skupiny pilot pružinovou metodou programu GEO5.....	232
9.3	Návrh řešení problému nadměrného sedání.....	234
9.3.1	Doplňkový inženýrsko-geologický průzkum .....	235
9.3.2	Statická zatěžovací zkouška piloty .....	235
9.3.3	Konsolidační násypy v místě dotčených pilířů.....	237
9.3.4	Monitoring sedání a rektifikace ložisek.....	239
9.3.5	Zlepšení vlastností zemin metodami speciálního zakládání.....	240
10	Optimalizace uspořádání pevných ložisek.....	241
10.1	Popis výpočetního modelu.....	242
10.2	Stanovení vnitřních sil .....	242
10.3	Posouzení pilíře P6 s uvažovaným vetknutím .....	244
10.4	Posouzení pilíře P6 s uvažovaným pružným uložením .....	245
11	Ekonomické vyhodnocení návrhů předpětí.....	247
12	Závěr .....	250
13	Seznam obrázků .....	252
14	Seznam tabulek .....	262
15	Seznam použité literatury.....	265
16	Seznam příloh.....	269

# 1 Úvod

Diplomová práce se zabývá alternativním návrhem mostu přes údolí potoka Bystřice na směrově rozdělené komunikaci I/13 – Kladrubská spojka. Výška mostu nad terénem dosahuje v nejhlubší části údolí až 34 m a přemostění komplikuje velký počet překážek, které jsou představeny v zájmovém území stavby.

V rámci diplomového semináře byla zpracována řešerše zabývající se referenčními stavbami s důrazem na jejich dispoziční uspořádání a technologii výstavby.

Se získanými znalostmi z teoretické části byl proveden variantní návrh přemostění, ve kterém je pomocí přehledných výkresů představeno 11 uvažovaných variant. Jedná se ve všech případech o varianty z předpjatého betonu, které se liší použitým průřezem, technologií výstavby a rozpětím jednotlivých polí.

Pro další část práce je jako výsledná varianta vybrána dvojice rovnoběžných komorových mostů o 9 polích s rozpětím nejdelšího pole 53 m. Tato varianta bude upravena a podrobněji rozpracována dle požadavků zvolené technologie, kterou je výstavba po polích pomocí spodní výsuvné skruže ŽM16 firmy Metrostav Infrastructure, a.s.

Hlavním cílem práce je v největší možné míře využít poskytnuté podklady k výsuvné skruži a zabývat se podrobným návrhem a posouzením postupu výstavby nosné konstrukce, pro který bude velice důležitý vhodný návrh uspořádání předpínací výztuže. Pozornost bude věnována také postupné betonáži a předpínání průřezu, které je pro tento typ konstrukcí typické.

Komentovaný statický výpočet bude kromě posouzení nosné konstrukce v podélném směru obsahovat další 3 důležité části. Jedná se o komorový průřez, který se skládá ze subtilních stěn a desek. Proto bude nutné ověřit jeho rozměry a navrhnout betonářskou výztuž pro příčný směr pomocí deskostěnového modelu.

Důležitou částí komentovaného statického výpočtu bude posouzení vysokých pilířů s ohledem na jejich štíhlost a možné účinky II. řádu. Pro návrh bude zásadní problematika založení mostu ve velmi nepříznivých geotechnických podmínkách, které bude věnována poslední část komentovaného statického výpočtu.

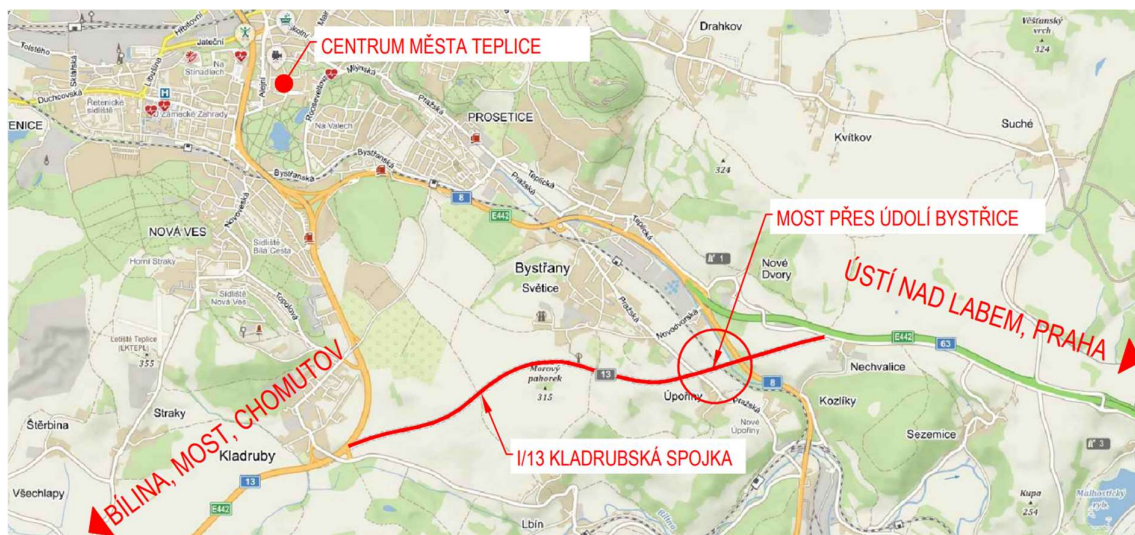
Výsledná varianta bude podrobněji popsána pomocí výkresové dokumentace, která bude tvořit přílohu diplomové práce.

## 2 Zájmové území

### 2.1 Lokalita stavby

Plánovaný most se nachází v blízkém okolí města Teplice v Ústeckém kraji na silnici I/13 - Kladrubská spojka. Silnice I/13 je důležitým spojením severních Čech, které vede od Liberce až ke Karlovým Varům přes Děčín, Ústí nad Labem, Teplice, Most a Chomutov. Přivaděč na dálnici D8 s označením I/63 se na stávající silnici I/13 připojuje v těsné blízkosti centra Teplic a velké intenzity transitní nákladní dopravy pokračující směrem na Chomutov narušují životní prostředí v zastavěných oblastech.

Hlavním cílem Kladrubské spojky je tuto transitní dopravu odklonit a propojit komunikaci I/13 s I/63 dále od zastavěné oblasti mezi obcemi Kladruby a Nechvalice. Tímto propojením bude Kladrubskou spojkou, přivaděčem I/63 a dálnicí D8 až k obci Knínice nahrazena stávající část silnice I/13 mezi Teplicemi a Ústím nad Labem.



Obrázek 1: Vztah stavby k širšímu okolí a městu Teplice [1]

Staničení stavby začíná u napojení na stávající komunikaci I/13 směrem na Bílinu mimoúrovňovou křižovatkou Kladruby. Na konci úseku je Kladrubská spojka napojena na komunikaci I/63 pomocí mimoúrovňové křižovatky Nechvalice. Kromě řešeného mostu přes údolí Bystřice se na úseku nachází 3 mosty na hlavní trase a 5 nadjezdů.

Řešený most se nachází ve staničení přibližně 3,480 – 3,930 km. Nejbližše mostu se nachází obce Úpořiny a Světice, žádná z nich však nedosahuje k poloze mostu a je tedy veden pouze v extravilánu. Mezi silnicí III/25337 a železniční tratí je zemědělská půda. Směrem od železniční trati k potoku Bystřice a dále k silnici I/8 je volná vegetace a listnaté stromy, které jsou však v místě trasy vykácené kvůli stávajícímu nadzemnímu elektrickému vedení.

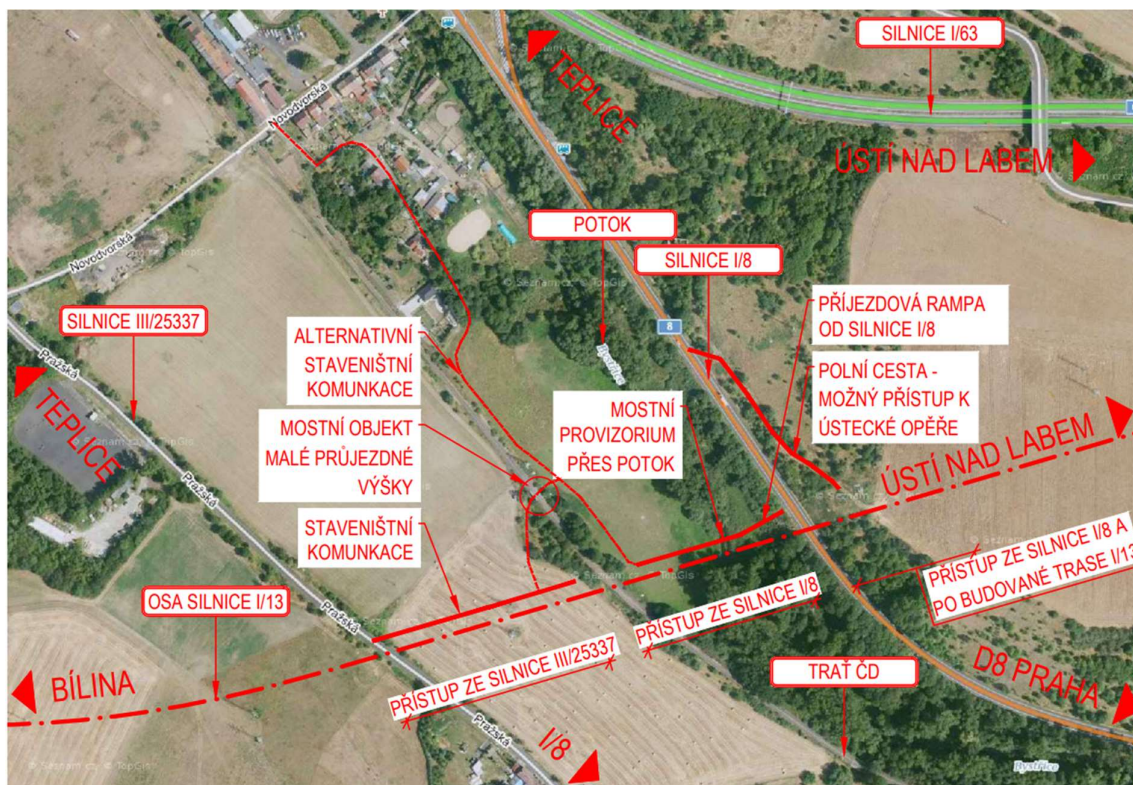


Po prohlídce oblasti a s pomocí mapových podkladů jsou navrženy stavební komunikace s ohledem na přístupnost terénu pod mostem. Přístup k části od železniční trati k bílinské opěře je bezproblémový a vyžaduje pouze dočasný zábor rovnoběžný s mostem.

U všech variant je nutná alespoň dvojice podpěr v oblasti mezi železniční tratí a silnicí I/8, do které je obtížný přístup. Mostní objekt pod železniční tratí má příliš malou podjezdnou výšku pro přívoz potřebných stavebních strojů a vybavení. Možný je přístup ze silnice I/8, kde je však problém se sklonem svahu až 25%, kvůli kterému by bylo nutné zřídit příjezdovou rampu vyžadující značné množství zemních prací. Nezbytnou součástí stavebních komunikací v této oblasti je zřízení mostního provizoria pro překonání potoka Bystřice.

Jako alternativní řešení rampy ze silnice I/8 je navrženo využití stávající komunikace u sjezdu z Novodvorské ulice a její protažení po louce rovnoběžně s železniční tratí až pod mostní konstrukci. Tato varianta by však měla značné komplikace se zábořem pozemků, protože v místě bývalé polní cesty je na soukromém pozemku nově vybudován ranč pro koně.

Nad silnicí I/8 směrem na Ústí nad Labem se předpokládá další umístění pilířů. Ty by měly být v dostupné vzdálenosti a výšce od silnice I/8, ze které by k nim byl při výstavbě přístup. Pro lepší dostupnost by mohla být použita stávající polní cesta vedoucí svahem od silnice I/13 směrem k poloze ústecké opěry.



Obrázek 2: Schématické znázornění přístupů na staveniště [1]



Obrázek 3: Pohled na silnici I/8 a svah k ústecké opěře



Obrázek 4: Polní cesta vedoucí svahem směrem k ústecké opěře



Obrázek 5: Pohled do údolí ze silnice I/8 v místě plánované trasy



Obrázek 6: Železniční most s malou podjezdnou výškou



Obrázek 7: Pohled na strmý svah tělesa železniční trati



Obrázek 8: Pohled z louky ke svahu k ústecké opěře



Obrázek 9: Pohled do údolí v místě trasy ze silnice III/25337



Obrázek 10: Silnice III/25337 ve velmi dobrém stavu



Obrázek 11: Pohled ze silnice III/25337 na svah u plánované Bilinské opěry

## 2.2 Směrové a výškové vedení

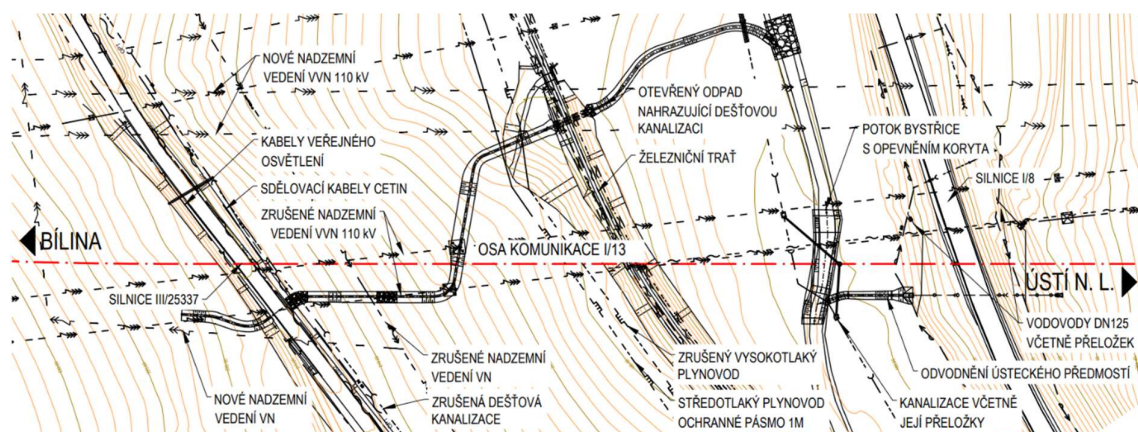
V oblasti mostu je niveleta vedena výškově v údolnicovém oblouku a směrově v přímé, kromě části krajního pole, do kterého zasahuje přechodnice. Odchyłka přechodnice od prodloužené přímé trasy je v ose uložení dle jednotlivých variant přibližně 3 milimetry. Vliv na chování konstrukce je minimální. Bylo by však vhodnější začátek přechodnice odsunout až za konec mostu, což však nebylo umožněno s ohledem na předchozí stupně dokumentace.

Výškový oblouk je také jistou komplikací pro návrh a realizaci mostu, ale jeho umístění do výškového řešení je oprávněné a výrazně zmenšuje délku mostu i výšku nad terémem. Podélný sklon je proměnný od 5,85% do 0,25%. Nejnižší místo výškového oblouku se nachází až za koncem řešeného mostu, což je příznivé s ohledem na řešení odvodnění.

Směrově rozdělená komunikace je navržena v kategorii S24,5/110 s rozšířeným středním dělicím pásem o 1,0 m a přes most převádí 2 jízdní pásy s volnou šířkou 11,25 m. Na mostě je v celé délce střechovitý sklon 2,5% a klopení začíná až v dostatečné vzdálenosti za mostem.

## 2.3 Překonávané překážky

Most překonává až 34 m hluboké údolí potoka Bystřice. Jednotlivé překážky jsou popsány v následujících podkapitolách.



Obrázek 12: Přehled překonávaných překážek

### 2.3.1 Silnice I/8

Silnice I/8 spojuje Teplice s dálnicí D8, na kterou se napojuje poblíž Lovosic. Z Teplic dále pokračuje na sever směrem ke státním hranicím s Německem. Rychlejší alternativou k silnici I/8 při cestě z Teplic do Lovosic a je směrově rozdělená komunikace I/63, která se na dálnici D8 napojuje již v Řehlovicích.

Silnice je vedena ve strmé části údolí a její přeložení není v žádném případě možné. Tato silnice má však vzhledem ke Kladrubské spojce úhel křížení 70,26° a netvoří s ohledem na uspořádání mostu komplikace. Volná výška nad komunikací I/8 je více než 20 m.

### 2.3.2 Potok Bystřice

Koryto potoka v okolí mostu bude v rámci vodohospodářských stavebních objektů opevněno lomovým kamenem do betonového lože. Do potoka je zaústěn otevřený odpad v opevněném příkopu, který navazuje na příkopy zemního tělesa hlavní trasy za bílinskou opěrou. Otevřený příkop je tvořen také dvojicí trubních propustků, první z nich je veden pod silnicí III/25337 a druhý pod železniční tratí. Odvodnění ústeckého předmostí je svedeno do potoka nejprve potrubím pod silnicí I/8 a následně otevřeným zpevněným příkopem.

### 2.3.3 Železniční trať ČD

Železniční trať odděluje strmými svahy zemního tělesa hluboké údolí od jeho pozvolnější části směrem k Bílinské opěře. Úhel křížení s Kladrubsou spojkou je  $58,75^\circ$ . Trať spojuje Teplice a obec Radejčín poblíž Lovosic. S ohledem na osobní dopravu má pouze lokální význam, protože spojení Lovosic a Teplíc je řešeno rychlejším spojením přes Ústí nad Labem.

### 2.3.4 Silnice III/25337

Silnice III. třídy má lokální význam a připojuje k Teplicím obce Světice a Úpořiny. Kromě toho je na ni vedena jediná značená cyklistická trasa v okolí Teplíc. Vzhledem k mostu se nachází v místě, kde je volná výška pod nosnou konstrukcí v rozmezí 5 – 6,5 metrů dle stavební výšky navržené varianty. Úhel křížení je v tomto případě pouze  $52,32^\circ$ , čímž vzniká poměrně široká překážka. Ta je překonávána krajním polem mostu, které by mělo mít ze statického hlediska menší rozpětí než pole mezilehlá. U některých variant bude nutné navrhnout přeložku této komunikace.

### 2.3.5 Inženýrské sítě

#### 2.3.5.1 Nadzemní elektrické vedení

Most je v kolizi s nadzemním vedením VNN 110 kV mezi Chotějovicemi a Ústím nad Labem vedoucím téměř rovnoběžně s trasou a také s nadzemním vedením VN, které trasu křížuje v části údolí u bílinské opěry. Tato kolize obou nadzemních vedení je způsobena samotným vedením trasy Kladrubské spojkou a jejich přeložky budou provedeny nezávisle na návrhu mostu.

#### 2.3.5.2 Plynovody

V těsné blízkosti železniční trati směrem k bílinské opěře se nachází dvojice plynových potrubí. Vysokotlaké potrubí bude zrušeno a středotlaké potrubí je dle projektové dokumentace pro stavební povolení z roku 2020 přeloženo. Pokud by mělo být stávající potrubí zachováno, je nutné zachovat také ochranné pásmo v šířce 1 metr od zaměřené polohy.

### 2.3.5.3 Sdělovací kabely

Sdělovací kabely sítě CETIN, a.s. se nachází podél komunikace III/25337. Na druhé straně silnice jsou vedeny kabely veřejného osvětlení. Přeložka těchto kabelů je nutná pro zhotovení trubního propustku pod silnicí III/25337.

### 2.3.5.4 Vodovody a kanalizace

Dešťová kanalizace vedoucí podél silnice III/25337 bude zrušena a nově bude převedena do otevřeného odpadu a zaústěna do potoka Bystřice. Další kanalizace vedoucí v blízkém okolí potoka Bystřice bude v rámci výstavby Kladrubské spojky upravena a přeložena do vhodné polohy s ohledem na spodní stavbu mostu. V aktuálním stupni projektové dokumentace jsou přeloženy také vodovody DN125 vedoucí ve svazích kolem silnice I/8.

## 2.4 Geotechnické podmínky

Geotechnické podmínky budou podrobněji popsány v kapitole 9, která se zabývá založením mostu. Údaje jsou převzaty z poskytnutého inženýrsko-geologického průzkumu [2], který byl proveden na jaře roku 2020 firmou AZ-konzult, s.r.o. Geotechnické sondy jsou zobrazeny v podélných řezech v příložené výkresové dokumentaci.

Geologické poměry v místě jednotlivých podpěr jsou výrazně proměnné a celkově je lze charakterizovat jako velice složité. V části svahu směrem k bílinské opěře se v podloží nachází velice pevné čedičové sutě, o které lze opřít vrtané piloty. Tyto sutě však mají značně proměnnou mocnost a hloubku, ve které se nachází. Proto by pro výslednou variantu bylo nutné provést doplňkový inženýrsko-geologický průzkum v přesné poloze podpěr.

Pro návrh mostu je nejvíce problematická údolní niva potoka Bystřice, ve které jsou v podloží slínovce mocnosti až 160 m. Ty jsou dle [2] zvětralé a jsou zařazeny do kategorie F8 CH. Mají velice nevhodné smykové a deformační parametry, což by mohlo způsobovat komplikace s nadměrným sedáním plovoucích pilot. Předkvartérní podloží je dále tvořeno tufy a bentonity. V části u bílinské opěry se nachází také úhelné a plastické jíly mosteckého souvrství. Ve všech částech, do kterých nezasahují čedičové sutě je nutný návrh dlouhých plovoucích pilot.

Pokryvné útvary obsahují sprašové hlíny, deluviální a fluviální sedimenty. V údolní nivě jsou také písčité a štěrkovité sedimenty kategorie S4 a G3. Mocnost kvartérního pokryvu je na svahu k bílinské opěře 0,4-4,8 m. Na východní straně směrem k ústecké opěře je svah téměř bez pokryvu. V údolní nivě je mocnost pokryvných útvarů 4-5 m.

Podzemní voda byla naražena v hl. 10,7-24,5 m na svazích a 2,1-5,0 m v údolí. Ustálená hladina byla změřena v hl. 9,0-19,2 m na svazích a 0,8-0,9 m v údolí. [2]

### 3 Rešerše

Teoretická část práce se zabývá možnostmi konstrukčního řešení vícepolových mostů s ohledem na rozpětí jednotlivých polí, použité příčné řezy a technologii výstavby. Při řešení tohoto typu mostů se nabízí velké množství možných variant, které však musí korespondovat s danými podmínkami mostu. Mosty nelze jednoznačně rozdělit podle celkové délky, výrazně více vypovídající je rozdělení dle rozpětí jednotlivých polí, které vychází z výšky údolí, charakteru překážek, technologie výstavby a mnoha dalších okrajových podmínek.

#### 3.1 Mosty s kratším rozpětím polí

Do této skupiny jsou zařazeny mosty s rozpětím typického pole do 45 m, což je horní hranice, při které je výhodné použít dvoutrámový průřez. Mezi společné znaky této skupiny patří nepříliš velká výška nivelety nad terénem. Tomu odpovídá technologie výstavby, která je při přístupném terénu pod mostem a vhodných geotechnických podmínkách často volena pomocí přestavné skruže nebo montáží podélných prefabrikátů pomocí jeřábu z terénu.

Pokud je podloží málo únosné nebo se jedná o hodnotnou krajinu, která nesmí být výstavbou narušena, je i pro tato rozpětí polí a jednostrámový či dvoutrámový průřez často využívána výsuvná skruž s výstavbou po polích s převislou konzolou délky přibližně 1/5 následujícího pole, což odpovídá místu s přibližně nulovým ohybovým momentem od stálých zatížení. Předpětí je u mostů stavěných po jednotlivých polích navrhováno pomocí spojitých kabelů přecházejících vždy přes 2 pole. V každé pracovní spáře je kotvena a spojována polovina těchto kabelů a druhá polovina prochází průběžně a je kotvena až ve spáře následující.

##### 3.1.1 Mosty jednostrámové

Časté využití tohoto průřezu je kromě mostů menšího rozsahu také u městských a dálničních mostů o mnoha polích. Průřez je velice jednoduchý na provádění s jednoduchým tvarem bednění, čehož může být využito například pro potřeby připojení odbočných ramp k hlavní části mostu. Masivní trám je vhodný také pro kotvení předpínací výztuže.

U referenčních staveb je tento průřez používán na rozpětí typického pole přibližně do 35 m, s výškovými náběhy i přes 40 m. Proto je používán u vícepolových mostů s menší výškou nad terénem, kde díky své malé stavební výšce i rozpětí výborně zapadá do okolního prostředí.

Nevýhodou průřezu je jeho nevhodný poměr plochy a momentu setrvačnosti, což by u většího rozpětí znamenalo velkou spotřebu materiálu – betonu i předpínací výztuže. Proto se u větších rozpětí průřezy vylehčují. Z hlediska příčného směru je jeho použití vhodnější u užších mostů. Při větší šířce mostu roste vyložení konzol, které v extrémních případech vyžaduje



příčné předpětí mostovky. Proto je z hlediska příčného namáhání u širších mostů vhodnější například průřez dvourámový.

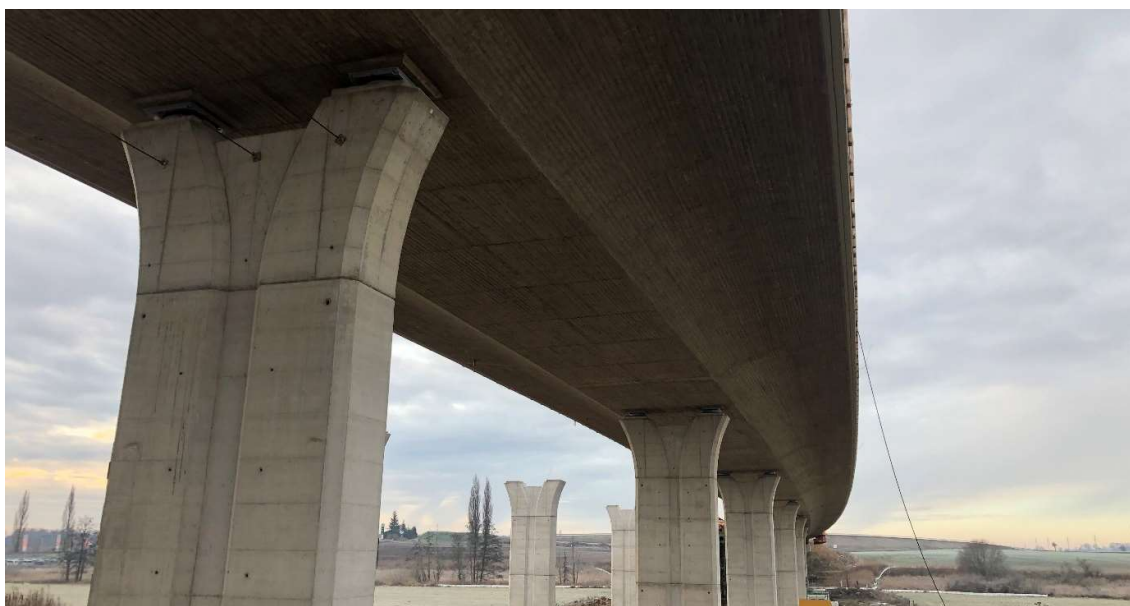
### 3.1.1.1 Most Trotina na úseku D11 Hradec Králové – Smiřice

Most celkové délky přes 300 m je navržen jako podélně předpjatý spojitý nosník o 13 polích s jednorámovým průřezem. Výstavba probíhá s použitím přestavné skruže složené z věží PIŽMO a vysokých ocelových I nosníků. Postup spočívá v postupné výstavbě věží založených na terénu a přesouvání nosníků. Bednění následně do dalšího taktu přejíždí po těchto nosnících, čímž se uspoří na pracnosti a zrychlí se výstavba.



Obrázek 13: Pevná skruž mostu v Trotině

Rozpětí typického pole je 32 m. Tato varianta se pro tuto délku mostu a jeho výšku nad terénem maximálně 17 m zdá být vhodná. Z fotografií je patrné dobré začlenění konstrukce do krajiny díky malé konstrukční výšce a zaobleným náběhům vyložených konzol.



Obrázek 14: Detail jednorámového příčného řezu

### 3.1.1.2 Mosty Knínice a Mordova rokle na dálnici D8

Mezi Ústím nad Labem a státními hranicemi s Německem se nachází dvojice obdobných jednostránkových mostů s výškovými náběhy. Sklon trámu kopírují i esteticky zdařilé hlavice pilířů. Výška průřezu se mění z 1,4 m v poli na 2,6 m nad podporou. Mosty mají výrazně vyložené konzoly a v příčném směru je mostovka předpjatá. Delší z mostů u obce Knínice má celkovou délku 1106 m. Mosty mají shodně rozpětí typického pole 42 m a rozpětí krajních polí 31,5 m. [3]



Obrázek 15: Fotografie mostu přes Mordovu rokle

Mosty byly budovány postupně po polích na spodní výsuvné skruži firmy Skanska, a.s. U tohoto typu skruže je zajímavé upevnění piliřových vzpěr, které jsou podpírány ocelovými sloupy stojícími na základové patce. Tyto sloupy jsou zároveň opatřeny výtahem. Jedná se o spodní výsuvnou skruž a z přiloženého obrázku je patrné doplnění o jeřáby z terénu, které je u tohoto typu nutné s ohledem na přísun materiálu nosné konstrukce.



Obrázek 16: Most Knínice během výstavby spodní výsuvnou skruží [3]

### 3.1.1.3 Most na západním obchvatu Plzně

Soumostí se skládá ze 3 dilatačních celků a celková délka mostu je přes 1,2 km. Přes řeku Mži je navržen letmo betonovaný komorový most o 3 polích s maximálním rozpětím 85 m. U této konstrukce je zajímavé řešení tvaru průřezu, který tvoří částečně šikmá stěna kopírující tvaru napojeného jednostránového průřezu a změna výšky průřezu komory je dále tvořena stěnou svislou, což usnadňuje práce se změnou bednění jednotlivých lamel.



Obrázek 17: Fotografie vahadla letmé betonáže s napojením na jednostránový most

Zbylá část estakády je stavěna pomocí výsuvné skruže firmy Metrostav Infrastructure, a.s. a obsahuje plný jednostránový průřez. Skruž je v nejnižší části jen v malé výšce nad terénem. Zajímavý je detail pilířových podpor založených na základech mostu. U nosné konstrukce jsou patrné překlopené průběžné předpínací kabely, které svědčí o předpokládaném postupu předpínání a spojování vždy po polovinách v pracovní spáře.



Obrázek 18: Detail výsuvné skruže a pilířové podpory

### 3.1.2 Mosty z prefabrikovaných nosníků

Ve snaze urychlení doby výstavby jsou často navrhovány konstrukce tvořené prefabrikovanými nosníky se spřaženou monolitickou železobetonovou deskou. Nosníky jsou na stavbu přivezeny z výroby a jsou kladeny pomocí jeřábů z terénu nebo pomocí zavážecích nosníků v případě, že se jedná o nedostupný terén pod mostem. Nosníky jsou často propojeny podporovými příčnicí, které přenáší reakce z nosníků do menšího počtu ložisek na pilířích.

Je možné použít mnoho typů nosníků dle výrobců a požadovaného rozpětí polí. Předpětí může být zavedeno předem, dodatečně i jako kombinace předchozích. Kombinované předpětí bývá využíváno právě u spojitých konstrukcí o více polích.

Kabely spojitosti předpínané dodatečně působí v horních vláknech nad podporou, kde vykrývají záporné ohybové momenty od účinků zatížení a umožňují návrh spojitě konstrukce. Bez těchto spojitých kabelů je možné navrhovat pouze konstrukce jednopólové nebo konstrukce tvořené sestavou prostých nosníků. Maximální rozpětí polí, které je možné použít u tohoto typu konstrukcí, se pohybuje v rozmezí 35 až 40 m.

#### 3.1.2.1 Most v Hořicích

Na silnici I/33 u města Hořice bylo nutné nahradit starý most mostem novým. S ohledem na vedení objízdných tras v blízké obytné oblasti byl kladen důraz na rychlost výstavby a byla zvolena konstrukce složená z podélných předpjatých prefabrikovaných nosníků se spřaženou betonovou mostovkou. Most o celkové délce 450 m se nachází ve výšce nad terénem do 15 m. Rozpětí polí je limitováno výrobní a převozní délkou nosníků, která je v tomto případě 29,2 m. Montáž konstrukce probíhala pomocí kolových jeřábů z terénu.



Obrázek 19: Fotografie dokončeného mostu v Hořicích

### 3.1.2.2 Mosty na úseku D1 Hubová – Ivachnová

Tento budovaný dálniční úsek je velice bohatý na velké mostní konstrukce a rozmanité technologie výstavby. Několik delších mostů bylo navrženo jako spojitě konstrukce z prefabrikovaných nosníků. Pro jejich výstavbu byl použit zavázeční jeřáb, který umožnil montáž s minimální závislostí na terénu. Příčnický těchto mostů jsou částečně prefabrikované. Prefabrikovaná část tvoří podporu pro nosníky během výstavby a následně je společně se spráženou horní deskou dobetonována i monolitická část příčnicků. [4]



Obrázek 20: Pohled na prefabrikované příčnický a zavázeční jeřáb [4]

### 3.1.3 Dvoutrámové mosty

Dvoutrámový průřez je pravděpodobně nejčastěji používaný průřez u mostů z předpjatého betonu. Je vhodný pro rozpětí přibližně do 45 m a jedná se o poměrně jednoduše realizovatelný příčný řez, který je betonován v jedné fázi. To je výhoda například proti komorovým konstrukcím. Tento průřez je velice často spojen s výstavbou na výsuvné skruži a na českém trhu je větší množství firem, které disponují dolní výsuvnou skruží vhodnou pro dvoutrámový průřez. Horní výsuvné skruže jsou dostupné k pronájmu od firem Structuras a BERD. Při použití dolní výsuvné skruže je navržený průřez bez mezilehlých příčnicků. Pro umožnění výsuvu skruže z prostoru za mostem se navrhuje průjezdné opěry.

#### 3.1.3.1 Most přes Opatovický kanál

Na rychlostní komunikaci mezi městy Hradec Králové a Pardubice u obce Opatovice nad Labem byl postaven most celkové délky 238 m, který je tvořen spojitým nosníkem dvoutrámového průřezu. Most je navržen vzhledem k šikmosti překážek s různým rozpětím polí levého a pravého mostu. Různé uspořádání pravého a levého mostu vyžaduje také rozdělenou opěru.



Obrázek 21: Boční pohled na most přes Opatovický kanál

U tohoto mostu jsou použity netypické pilíře pro dvourámové mosty. Jejich tvar vzešel z nutnosti zachovat trvalé zábory z předchozího stupně projektové dokumentace, kde bylo uvažováno s průřezem jednorámovým a nebyl tedy dostatečný prostor pro umístění dvojice dříků. Toto řešení je však esteticky velice zdařilé.



Obrázek 22: Pohled na rozdělenou opěru

Tento most je významný pro svou výstavbu, ke které byla použita speciální horní oblouková výsuvná skruž firmy BERD. Skruže této firmy umožňují řízené nadvýšení pomocí předpínacích lan a příhradového oblouku. Pro tento most byla zvolena skruž MSS M45-S pro rozpětí pole do 45 m a v roce 2011 se u tohoto mostu jednalo o její první použití v České

republiky. Výstavba jednoho pole trvala 14 dní. Na následujícím obrázku je velice dobře viditelná oblouková skruž včetně cívek s natočenými předpínacími kabely, které procházejí průběžně pracovní spárou a jsou kotveny a spojovány až v následujícím taktu.



Obrázek 23: Pohled na výsuvnou skruž firmy Berd [5]

Horní výsuvná skruž má oproti skružím dolním velkou výhodu v nižších nárocích na výšku terénu pod mostem a zároveň lze se skruží projet z předpolí mostu bez nutnosti provádění průjezdných opěr. Kromě toho může samotná skruž sloužit pro dopravu materiálu a není proto nutné doplňovat staveniště o pomocné jeřáby z terénu. Naopak mezi nevýhody lze zařadit omezený pracovní prostor, který způsobují tyče nesoucí zavěšené bednění. Otvory od těchto tyčí je po odskržení nutné vyplnit vhodným materiálem. Dalším problémem je nutnost kotvení skruže k pilířům v přední části. Pro tyto potřeby je nutná dočasná podpora skruže patrná z následujícího obrázku. Tato podpora musí zároveň procházet skrz nosnou konstrukci, jejíž otvory je nutné dobetonovat po odskržení a přejezdu do následujícího taktu.



Obrázek 24: Detailní pohled na pracovní spáru a zavěšené bednění [5]

### 3.1.3.2 Most přes inundační území Labe v Opatovicích

V okolí Opatovic nad Labem je od roku 2019 zahájena výstavba druhé mostní estakády na dálnici D35 s celkovou délkou přes 1 km. Most se nachází v malé výšce nad terénem a v poslední části překonává řeku Labe. První dilatační celek přes inundační území tvoří dvoutrámová konstrukce s rozpětím polí 44 m a výškou průřezu 2,5 m. Tato část je stavěna pomocí výsuvné skruže firmy SMP CZ, a.s., která však není dostatečně únosná a pro rozpětí 44 m vyžaduje kromě podpor pilířových i mezilehlé podpory, které musely být vzhledem k nepříznivým geologickým podmínkám zakládány na ražených pilotách.

Druhý dilatační celek je tvořen letmo betonovanou třípolovou konstrukcí s rozpětím 45 + 80 + 45 m. Výška komorového průřezu se svislými stěnami je proměnná od 2,5 m v poli do 4,2 m nad podporou. Konstrukce je navržena jako spojitý nosník a je uložena na ložiskách. Během výstavby bylo nutné pro zajištění stability vahadel použít dočasné pilíře, které byly po zmonolitnění spáry mezi vahadly a dopnutí spojitých kabelů demolovány.



Obrázek 25: Výstavba vahadla mostu u Opatovic nad Labem [6]

## 3.2 Mosty s delším rozpětím polí

Do této podskupiny jsou zařazeny konstrukce, které jsou charakterizovány komorový průřezem konstantní výšky. Rozpětí polí je uvažováno přibližně od 45 m, kde je již použití dvoutrámové konstrukce konstantní výšky ze statického hlediska problematické. Kvůli nízké excentricitě horních vláken je problém s dimenzováním nadpodporových průřezů, které jsou u dvoutrámových průřezů rozhodující. Pro tato rozpětí je možné navrhnout dvoutrámový průřez s výškovými náběhy a případně i spodní deskou mezi trámy v podporové oblasti, čímž se výrazně zlepší únosnost průřezu. Tato varianta je však náročnější na bednění nosné konstrukce, což je v rozporu s hlavní výhodou dvoutrámových konstrukcí, kterou je jejich jednoduchá a rychlá výstavba.





Obrázek 26: Most přes Husí potok na dálnici D47 [7]

Další možností je přechod na průřezy komorové, které mají díky vylehčení velice dobrý poměr vlastní tíhy a momentu setrvačnosti a pro větší rozpětí je volba komorového průřezu jednoznačně nejvhodnější. Oproti dvoutrámové konstrukci je však složitější návrh a samotná výstavba příčného řezu. Pro komorové průřezy je využívána široká škála technologií výstavby, které jsou popsány v následujících podkapitolách. Možná je i výstavba na přestavné skruži, která je popsána u mostů kratšího rozpětí, pro které je více typická.

### 3.2.1 Komorové mosty budované na výsuvné skruži

#### 3.2.1.1 Most na D1 u obce Bitarová

Dálniční most je tvořen dvojicí samostatných rovnoběžných komorových nosníků o 11 polích s celkovou délkou 625 m. Typické rozpětí pole je 58,5 m a krajní pole jsou dlouhá 41,75 m. Výška komorového průřezu je navržena 3,0 m a šířka spodní desky je pouze 5,0 m. Tvar pilířů je navržen s ohledem na pilířové podpory jako I průřez s vylehčenou střední částí.



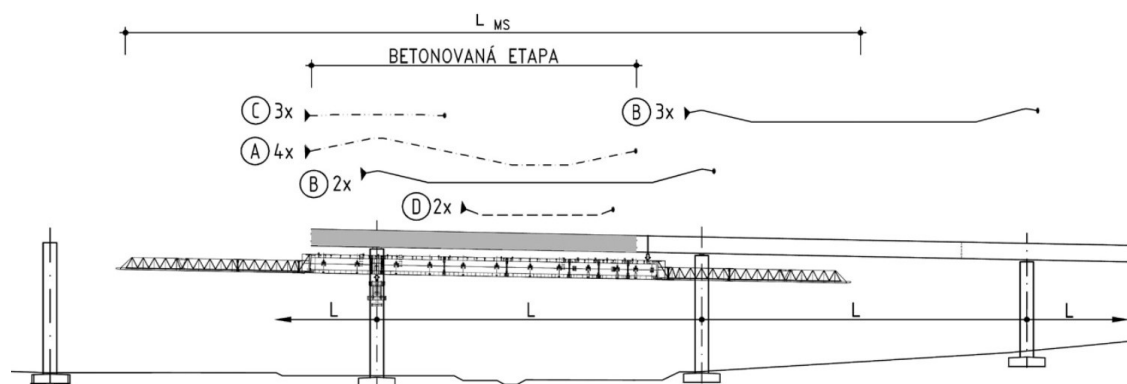
Obrázek 27: Pohled na most během výstavby na výsuvné skruži [8]

Zhotovitel se rozhodl budovat kompletní příčný řez a použil teleskopické bednění komory, které se posouvalo vnitřním prostorem. Nadpodporové příčníky by bránily jeho průjezdu do dalšího pole. Absencí diafragmat se výrazně snížila tuhost v příčném směru a projektant se proto rozhodl více uklonit stěny komory, čímž se deformace v příčném směru sníží. [8]



Obrázek 28: Detailní pohled na pracovní spáru a teleskopické bednění komory [8]

U tohoto mostu je zvolen netypický způsob vedení předpětí, které se skládá celkem ze 4 typů kabelů. Žádné kabely neprocházejí průběžně přes 2 pole. Jedna sada zvedaných kabelů je kotvena a spojována v každé pracovní spáře, zatímco druhá sada je překotvována do rozšířených nadpodporových stěn. Zvedané kabely jsou doplněny dolními příložkami v poli a horními příložkami nad podporami.



Obrázek 29: Postup výstavby a schéma sad předpínacích kabelů

### 3.2.1.2 Most u Dobkoviček na dálnici D8

Tento most byl stavěn jako první komorový průřez na výsuvné skruži ŽM16 firmou Metrostav Infrastructure a.s. Jedná se o dvojici shodných mostů o deseti polích s rozpětím 32 + 43 + 6x48 + 43 + 32 m a výška komorového průřezu je 2,7 m. Z pořízené fotografie je patrný důraz na estetické působení mostu, které je podpořeno průhlednou protihlukovou stěnou a pilíři, které mají zvýrazněnou pohledovou plochu pomocí vyzdřeného obkladu ve střední části. [9]



Obrázek 30: Fotografie mostu u Dobkoviček na dálnici D8

Skruž ŽM16 byla při výstavbě podporována věžemi PIŽMO, které byly opřeny o základy pilířů. Most je předepnut pomocí zvedaných kabelů přecházejících spojitě přes 2 pole. Z těchto kabelů je vždy polovina spojována v pracovní spáře a druhá polovina prochází průběžně do dalšího pole. Betonáž i předpínání je v každém taktu rozděleno na 2 části, nejprve spodní U průřez a poté horní deska.



Obrázek 31: Most při výstavbě na výsuvné skruži ŽM16 [9]

### 3.2.1.3 Most přes mimoúrovňovou křižovatku v Opatovicích

Most celkové délky přes 1 km je rozdělen na 3 dilatační celky a je spojen na každé straně s dvojicí bočních ramp. Složitá mostní konstrukce tvoří třetí výškovou úroveň křižovatky v Opatovicích nad Labem. Maximální rozpětí polí je 61 m a výška komorového průřezu je 3,2 m. Most byl zhotoven kombinací pevné a výsuvné skruže.

Na výstavbě se podílely firmy Skanska, a.s. a Metrostav Infrastructure, a.s. Každá použila svou vlastní výsuvnou skruž. Skruž firmy Skanska měla důmyslnější systém pilířových vzpěr,

zatímco skruž firmy Metrostav byla podporována věžemi PÍŽMO z terénu. Zajímavé je také ochranné zakrytí komunikace I/37 pod mostem. [10]



Obrázek 32: Fotografie hlavního mostu a přípojných bočních ramp



Obrázek 33: Výsuvná skruž firmy Metrostav Infrastructure, a.s. [10]



Obrázek 34: Výsuvná skruž firmy Skanska, a.s. [10]

### 3.2.1.4 Most SO214 na úseku D1 Hubová - Ivachnová

Most o 12 polích s maximálním rozpětím 57,2 metru byl zhotoven za pomoci výsuvné skruže firmy Metrostav Infrastructure a.s. Tato skruž byla inovována a byly přidány pilířové vzpěry, které nahradily dříve používané věže PIŽMO. Tyto vzpěry jsou pomocí jeřábu připevněny k pilířům a není nutné žádné zakládání na terénu, čímž je urychlen postup výstavby.



Obrázek 35: Pohled na skruž a pilířové vzpěry [11]

Dálniční estakáda se nachází směrově v přímé, přechodnici i levostranném oblouku a z obou stran do nivelety zasahují výškové oblouky. Tyto nepříznivé směrové podmínky však nezabránilly realizaci pomocí výsuvné skruže, kterou na základě tzv. „žlutého Fidicu“ upřednostnil zhotovitel s projekční firmou Link Projekt s.r.o. před předchozí variantou letmo betonované konstrukce s rozpětím až 80 metrů a výškovými náběhy. [12]



Obrázek 36: Detailní pohled na kotevní oblasti v pracovní spáře [13]

Komorový průřez byl budován po částech, nejprve byla zhotovena spodní deska a stěny a s časovým odstupem byla dobetonována horní deska. Předpínací kabely byly vzhledem k nutnosti dodržení maximálního počtu spojovaných kabelů v pracovní spáře rozděleny na 2 skupiny. První skupina byla spojována vždy na konci betonážního taktu, který byl přibližně v 1/5 rozpětí nadcházejícího pole.

Druhá skupina byla kotvena do rozšířených stěn v oblasti 3-6 m od podpory. Vzhledem k postupné betonáži a předpínání průřezu vznikala tahová napětí i v dobetonované horní desce mostovky, která proto byla předepnuta přímými kabely kotvenými vždy v pracovní spáře.



Obrázek 37: Kotvení předchozího betonážního taktu k výsuvné skruži [12]

Důležitým detailem celé technologie je kotevní závěs, který zajišťuje správnou geometrii konstrukce v pracovní spáře připnutím skruže k předchozímu betonážnímu taktu. Závěs je opatřen hydraulickými lisami a předpínacími tyčemi. Při aktivaci závěsu je skruž nazdvižena ze zadní pilířové opěry a reakce od její tíhy se přenáší do konzoly předešlého betonážního taktu.



Obrázek 38: Pohled na tvar opěry během výstavby [12]

Výstavba skruže započala na montážní plošině za opěrou. Na této plošině probíhala postupná montáž a vysouvání skruže skrz průjezdnou opěru do polohy 1. taktu. Na konci mostu došlo k příčnému přesunu výsuvné skruže na druhý most a dokončení posledního taktu proběhlo na pevné skruži. Po dokončení druhého mostu byla skruž postupně rozebrána na montážní plošině, ze které celý proces výstavby začal.

Opěry musí mít pro průjezd skruže dostatečnou výšku mezi horní úrovní základu a spodní hranou nosné konstrukce. Z obrázku jsou patrné také zabetonované ocelové profily sloužící pro ukotvení mostu před dosažením taktu s pevným ložiskem. [12]

### 3.2.1.5 Radotínská estakáda

Stavba se nachází na nově budovaném Silničním okruhu kolem Prahy. Nejdelší estakáda v České republice s celkovou délkou přes 2 km je složena z více dilatačních celků a je budována pomocí dvou technologií – výsuvné skruže a letmé betonáže.

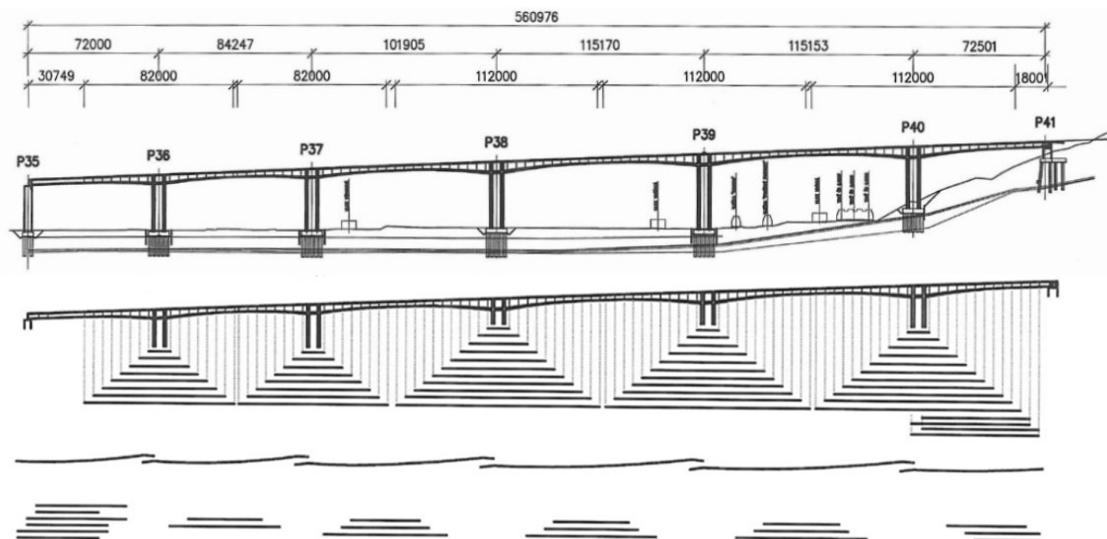
Pro výstavbu je použita horní výsuvná skruž firmy Structuras. Kabely dle předpokladu přechází spojitě přes 2 pole a průběžné kabely jsou překlápěny nad nosnou konstrukci v cívkách. Celková délka dilatačních celků stavěných touto technologií je 388 a 397 m a rozpětí typických polí se pohybuje od 46 do 49 m. [14]



Obrázek 39: Horní výsuvná skruž firmy Structuras [14]

Letmo betonovaná část estakády o délce 560 m se nachází v místech největší výšky mostu směrem k vjezdu do Lochkovského tunelu. Je složena z 6 polí, přičemž rozpětí maximálního pole je 115 m. Výška průřezu je proměnná od 3 m v poli do 6,5 m nad podporou. Konstrukce je navržena jako sdužený rám a spodní stavbu tvoří dvojice štíhlých stojek výšky 26,5-35,6 metrů. Délka zárodků je 12 m a jednotlivé lamely mají délku 5 m. Z následujícího obrázku je

patrné typické uspořádání předpětí u letmo betonovaných mostů, které se skládá z kabelů spojitosti, vahadlových kabelů a kladných kabelů u dolních vláken v poli.



Obrázek 40: Podélný řez a schéma předpínací výztuže [15]

### 3.2.1.6 Most přes údolí Hošťovského potoka

Téměř 1 km dlouhá estakáda je tvořena ze 14 polí. Rozpětí typického pole je 69 m a výška průřezu je proměnná od 4,2 m nad podporou do 2,6 m v poli. Jedná se o jednu nosnou konstrukci pro oba jízdní směry s postupně budovaným příčným řezem.



Obrázek 41: Most přes údolí Hošťovského potoka [16]

Při výstavbě slovenské dálnice D1 byla pro několik jednosvazných mostů s velmi vyloženými konzolami použita skruži portugalské firmy BERD s označením MSS M70-S, která umožňuje rozpětí polí až 70 m. Na výsuvné skruži byl budován samotný centrální komorový nosník, na který se se zpožděním o 1 až 2 pole upevňovaly prefabrikované vzpěry a dobetonovala se příčně předpjatá monolitická mostovka.





Obrázek 42: Pohled na výsuvnou skruž MSS M70-S [17]

### 3.2.2 Segmentové mosty

Tato kapitola je zaměřena na segmentové dálniční mosty postavené v České republice. Technologie zde byla poprvé použita v roce 1981 u mostu v Teplicích. Celkem bylo do roku 2016 postaveno na našem území více než 30 segmentových mostů. Technologie byla zprostředkována francouzskou firmou Freyssinet Internacional a realizací byla pověřena firma Stavby silnic a železnic (později Stavby mostů Praha). Výrobní segmentů, která je dodnes v provozu, se nachází v Brandýse nad Labem. Od zavedení prošla technologie postupným vývojem a při výstavbě mostu na silnici I/38 v Bělé pod Bezdězem v roce 1997 byla uvedena druhá inovovaná generace segmentů.

Tato technologie má přednosti v rychlé výstavbě, nezávislosti na terénu pod mostem a také minimalizuje mokré procesy během výstavby a tím je i méně závislá na počasí. Výhodou je také možnost použití při nepříznivých směrových a výškových poměrech jako jsou přechodnice, oblouky poměrně malých poloměrů i výškové oblouky. V České republice se tato technologie používá pro rozpětí polí do 60 metrů. Poslední realizovanou konstrukcí v České republice je most na dálnici D8 u Prackovic, který byl dokončen roku 2016. Velkou nevýhodou této technologie je cenová náročnost, která se v našich podmínkách nevyrovná monolitickým mostům. [18]

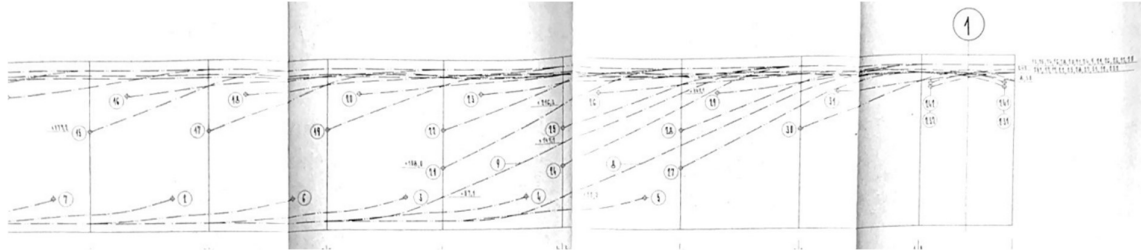
#### 3.2.2.1 Mosty I. generace segmentů

Segmenty první generace jsou popsány pomocí mostů na dálnici D8 u Ústí nad Labem u obcí Stadice, Koštov a Trmice. Informace byly získány ze studie a prohlídek zabývajících se rekonstrukcí těchto mostů, na které se autor podílel v rámci stáže ve firmě AFRY CZ, s.r.o. Charakteristiky se u ostatních mostů I. generace výrazně neliší.

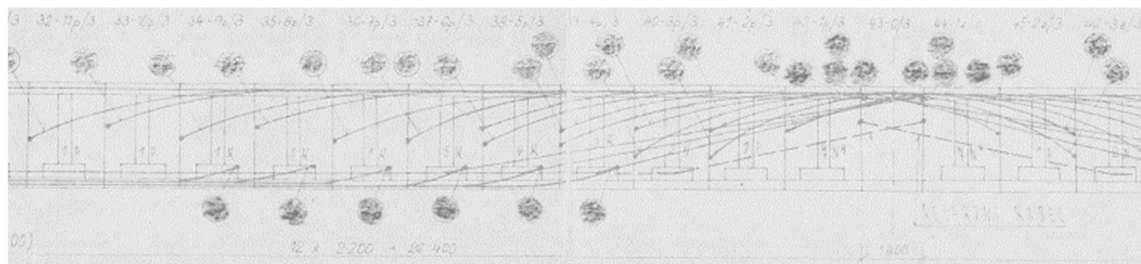
Pro mosty je typický tvar pilířů s otvory pro usazení rozšířených ocelových hlavic, na které jsou posazeny lisy pro rektifikaci vahadel během výstavby. Typický je také tvar komorového příčného řezu segmentu a jejich délky 2,2 m u segmentů v poli a 1,7 m u podporového příčnicku.



U mostu v Trmicích je část spodních kabelů nahrazena kabely zvedanými, které procházejí od spodních vláken v poli k horním vláknům a jsou kotveny za podporovým příčnickem. Všechny kabely jsou vedeny ve stěnách průřezu. U později dokončeného mostu I. generace u obce Klabava na dálnici D5 byly nalezeny také volné kabely spojitosti. [19]



Obrázek 45: Část schéma předpínacích kabelů mostu v Trmicích [19]



Obrázek 46: Část schéma předpínacích kabelů mostu Klabava na dálnici D5 [20]

### 3.2.2.2 Mosty II. generace segmentů

Mosty II. generace jsou doplněny o rozšířenou hlavici pilířů, čímž není nutné instalovat ocelové vzpěry pro výstavbu. Mírné změny byly provedeny i v samotném tvaru segmentů a u těchto mostů se kromě jediné výjimky nachází volné kabely spojitosti vedené přes deviátory uvnitř komorového průřezu.

#### 3.2.2.2.1 Most na silnici I/7 v Chomutově

Jedná se o dva třináctipolové segmentové mosty komorového průřezu o délce 681 m v ose komunikace. Délka polí je od 35 do 59,4 m. Tento most je zajímavý využitím technologie letmé montáže při poloměru pouhých 375 m.



Obrázek 47: Most na silnici I/7 během výstavby letmou montáží [18]

### 3.2.2.2.2 Most přes Úhlavu na dálnici D5 u Plzně

V blízkém okolí města Plzeň byly v letech 2003 až 2005 postaveny 2 segmentové mosty. První z nich se nachází na obchvatu dálnice D5 vedoucí ve výšce až 25 m přes údolí řeky Úhlavy. Most celkové délky 444,2 m tvoří 9 polí o rozpětí 35 + 4x50 + 54 + 58 + 46 + 35 m. Výška segmentů je 3 metry.



Obrázek 48: Most na obchvatu Plzně přes údolí řeky Úhlavy [21]

### 3.2.2.2.3 Most na dálnici D8 u Prackovic

Tento most je posledním dokončeným segmentovým mostem v České republice. Jedná se o dvě souběžné konstrukce. Pravý most má délku 553,70 m a levý 457,70 m. Typické rozpětí polí je 48 m. S ohledem na minimalizaci ceny pro konkurenceschopnost s monolitickými konstrukcemi je tento most navržen bez deviátorů a volných kabelů.

Zajímavostí u tohoto mostu je jeho nadměrné sedání, které však bylo včas registrováno a nosná konstrukce byla v místech ložisek nadvýšena do požadované polohy. Zároveň došlo k sanaci podloží pomocí dodatečně kotvících a stabilizačních prvků. [22]



Obrázek 49: Fotografie dálničních segmentových mostů u obce Prackovice

### 3.2.3 Vysouvané mosty

Pro mosty o mnoha polích je výhodná i technologie podélného vysouvání. Konstrukce je budována na předpolí mostu a je postupně po betonážních takttech vysouvána pomocí tažného zařízení do finální polohy. Při výsunu prochází konstrukce nepříznivými stádii a namáháním všech průřezů kladnými i zápornými momenty. Proto se navrhuje centrické předpětí, které je po dokončení doplněno o zvedané kabely spojitosti. Pro snížení namáhání je na začátek prvního betonážního taktu přidáván ocelový výsuvný nos.

Tato technologie je však limitována požadavky na směrové řešení nivelety mostu. Je vhodná pro směrově přímé či směrově oblouky s konstantní křivostí a pro výškově přímé vedení nivelety. Při nesplnění těchto požadavků je nutné přistoupit na komplikovanější řešení. Vzhledem k výškovému vedení nivelety na Kladrubské spojnici tuto technologii nelze považovat za vhodnou a v dalších částech této práce nebude uvažována.



Obrázek 50: Pohled na most v Prešově během výsunu [23]



Obrázek 51: Detail tažného výsuvného zařízení [23]

### 3.2.4 Letmo betonované mosty

Pro větší rozpětí přibližně od 70 metrů je u betonových konstrukcí nejvhodnější a nejvíce používaná technologie letmá betonáž. Od přibližně 80 metrů je výhodné použít výškové náběhy. Letmá betonáž bývá často kombinována s jinými technologiemi, což je patrné i z předchozích kapitol rešerše, kde byla popsána trojice letmo betonovaných mostů, které jsou dilatačně odděleny od zbylé části nosné konstrukce.

Technologie spočívá v symetrické vahadlové výstavbě a následném zmonolitněním spár mezi jednotlivými vahadly, čímž se zajistí spojitost konstrukce. Způsobu výstavby musí odpovídat uspořádání předpínací výztuže, které je rozděleno na konzolové kabely, kladné kabely v poli a kabely spojitosti, které mohou být navrženy se soudržností ve stěnách průřezu nebo jako volné bez soudržnosti vedené uvnitř komory skrz deviátory.

#### 3.2.4.1 Most přes Malkovský potok

Tato letmo betonovaná estakáda s typickým rozpětím pole 70 m se nachází na dálnici D1 poblíž města Prešov na Slovensku. Most je navržen jako dva rovnoběžné samostatné mosty, které tvoří komorový nosník konstantní výšky 3,5 m. S ohledem na tvar údolí mají mosty různý počet polí a celkovou délku, která je u levého 431 m a u pravého 486 m. Most dosahuje výšky více než 30 m nad terénem.



Obrázek 52: Most přes Malkovský potok během realizace vahadel [24]

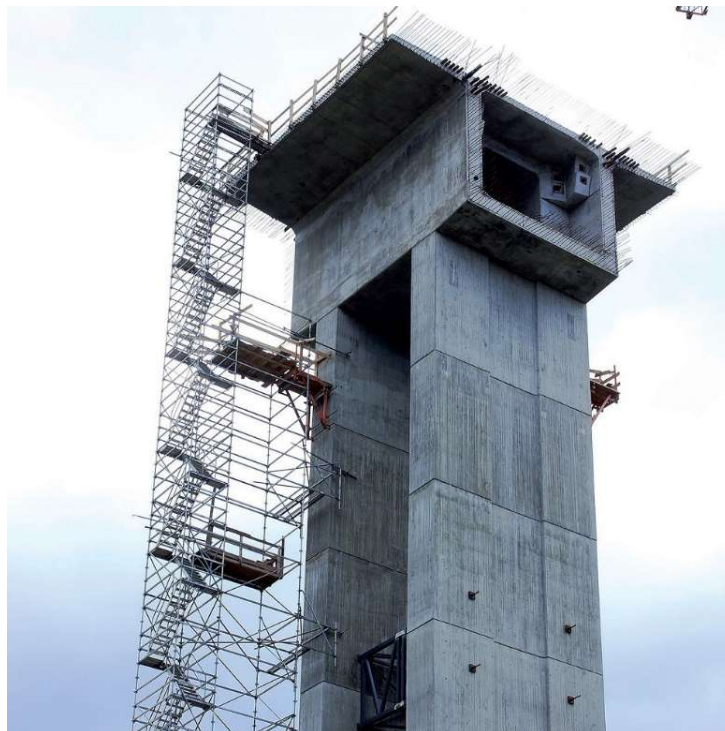
### 3.2.4.2 Most Markov

Most na slovenské dálnici D3 v úseku Svrčinovec – Skalité překonává údolí ve výšce nad terénem až 54 m. Celková délka mostu 405 m je tvořena z 6 polí o rozpětích  $41 + 59,2 + 2 \times 93,8 + 59,2 + 41$  metrů. Příčný řez tvoří komorový nosník se svislými stěnami a výškou uprostřed rozpětí 3 metry, která se pomocí parabolických náběhů zvyšuje až na 6 metrů u podpor. Šířka komory i rámových stojek je 7 metrů. [25]



Obrázek 53: Most přes Markovský potok [25]

Spodní stavba je tvořena dvojicí štíhlých rámových stojek na společném základu o rozměrech  $12,0 \times 12,0$  m a výškou 2,8 m. Osová vzdálenost stojek je 6 metrů a tloušťka jedné stěny je 1,2 m. Během výstavby byly stojky vzájemně ztuženy. Délka zárodku je 11 m.



Obrázek 54: Detailní pohled na zárodek vahadla [25]

### 3.2.4.3 Most Velemyšleves

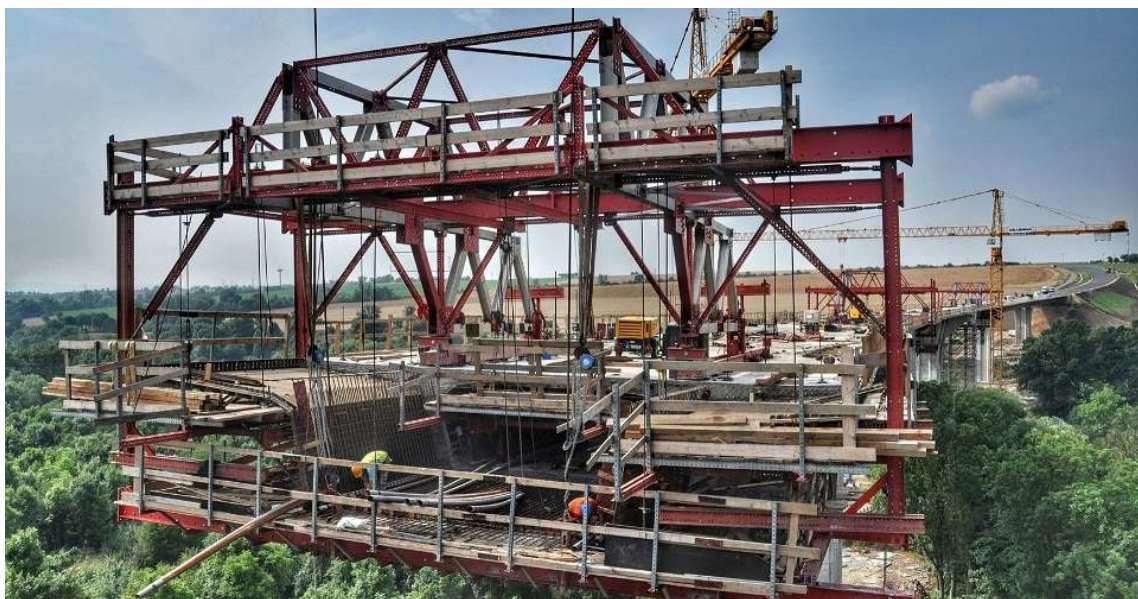
Most na silnici I/27 překonává údolí Chomutovky s výškou nad terénem až 37 m. Celková délka mostu je 538 m s rozpětím jednotlivých polí 45 + 65 + 90 + 120 + 90 + 65 + 45 m. Hlavní část mostu tvoří dvojice vahadel budovaných letmou betonáží. Dvojice rámových stojek byly během výstavby vahadel vzájemně ztuženy. Délka jednotlivých lamel byla od 3 do 5 m. Vahadla jsou navržena jako nesymetrická a pro snížení namáhání je před budováním nesymetrických lamel vytvořena dočasná podpora.

Zbývá část byla zhotovena ve 4 betonážních taktách na pevné skruži. Betonáž probíhala stejně jako u dříve popsaných mostů stavěných na výsuvné skruži po částech, kdy byla nejprve betonována spodní deska a stěny a až po částečném předpětí byla dobetonována horní deska.

Příčný řez má proměnnou výšku od 6 m u vahadlových podpor po 2,6 m uprostřed rozpětí a v krajních částech mostu. Výškový náběh probíhá v šikmých stěnách a pro zachování rovinnosti bednění je postupně s náběhem snižována šířka dolní desky průřezu. [26]



Obrázek 55: Most Velemyšleves během výstavby vahadel [26]



Obrázek 56: Detailní pohled na betonážní vozík [26]



#### 3.2.4.4 Extradosed most v Povážské Bystrici

Jedná se o konstrukce, které se vzhledově podobají mostům zavěšeným, ale jejich chování má blíže mostům trémovým. Přes nízký pylon jsou vedeny kabely vnějšího předpětí, které díky tomu mají větší excentricitu a předpětí je proto účinnější. Oproti mostům zavěšeným mají významně tužší samotný trém, který je však subtilnější než při užití samotného trémového mostu.

Tohoto principu bylo vhodně využito u městské estakády v Povážské Bystrici. Vedení dálnice skrz město vyžadovalo minimální zásahy do prostředí pod mostem, proto bylo vhodné využít jednu konstrukci pro oba jízdní směry na rozpětí 122 m a tím minimalizovat potřebné trvalé zábory pro spodní stavbu. Kabely extradosed a nízké pylony umožnily také snížit výšku nosné konstrukce, která proto působí vzdušněji a lépe zapadá do městského prostředí, kde je kladen velký důraz právě na estetické ztvárnění mostu. [27]



Obrázek 57: Pohled na dokončený extradosed most [27]

Pro minimální omezení provozu ve městě byla zvolena výstavba technologií letmé betonáže s využitím extradosed kabelů. Příčný řez je tvořen centrální komorou, vnějšími prefabrikovanými tyčovými vzpěrami v půdorysně šikmém uspořádání a příčně předpjatou monolitickou mostovkou.



Obrázek 58: Městská estakáda v Povážské Bystrici během výstavby vahadel [27]

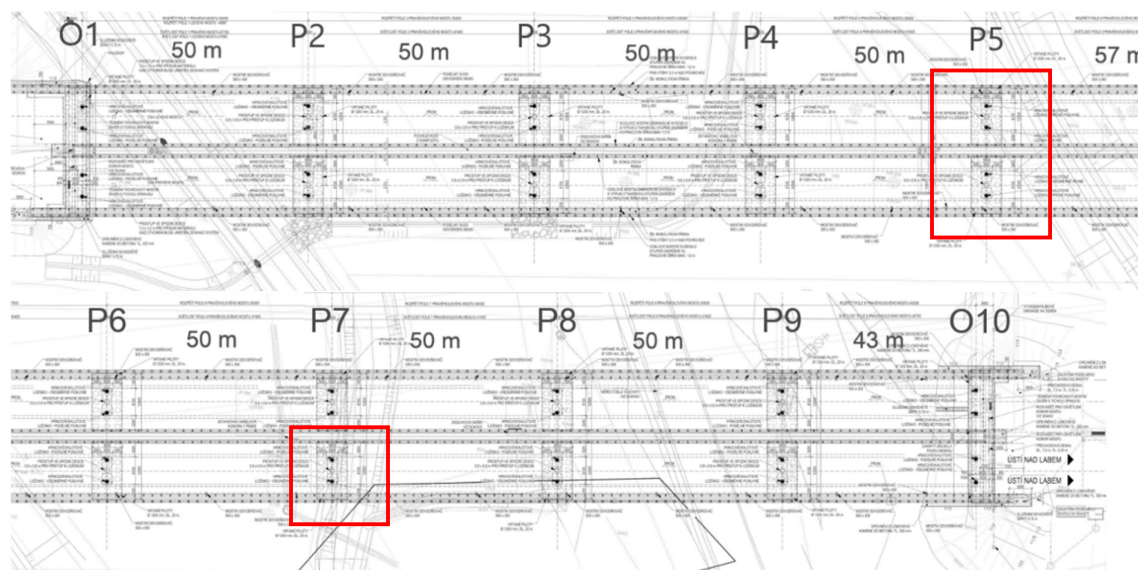
## 4 Variantní řešení přemostění

Tato část práce je věnována studii možných variant. Zásadní je respektování důležitých překážek – silnice I/8, železniční tratě a potoka Bystřice. Silnice III/25337 a plynovod mají vzhledem ke své poloze a úhlu křížení v některých variantách navrženy přeložky. S ohledem na nepříznivé geologické poměry je u všech variant předpokládáno založení na skupinách velkopřůměrových vrtaných pilot délky 25 m.

### 4.1 Stávající řešení mostu

V roce 2020-2021 bylo projektováno řešení mostu ve stupni dokumentace pro stavební povolení firmou AFRY s.r.o. Tato dokumentace zároveň sloužila jako podklad pro řešení diplomové práce. Návrh se skládá z dvojice shodných samostatných konstrukcí o devíti polích. Typické pole má délku 50 m a nejdelší pole číslo 5 má rozpětí 57 m. Krajní pole mají délky 50 a 43 m. Výška komorového průřezu je navržena 3 m.

Toto řešení má velice nepříznivý poměr krajního a mezilehlého pole, který je roven 1 a je způsoben šikmo křížující silnicí III. třídy. Ze statického hlediska není příznivé ani vložení pole délky 57 m mezi typická pole délky 50 m. Tato problematika bude řešena v rámci krátké parametrické studie na chování spojitých nosníků.

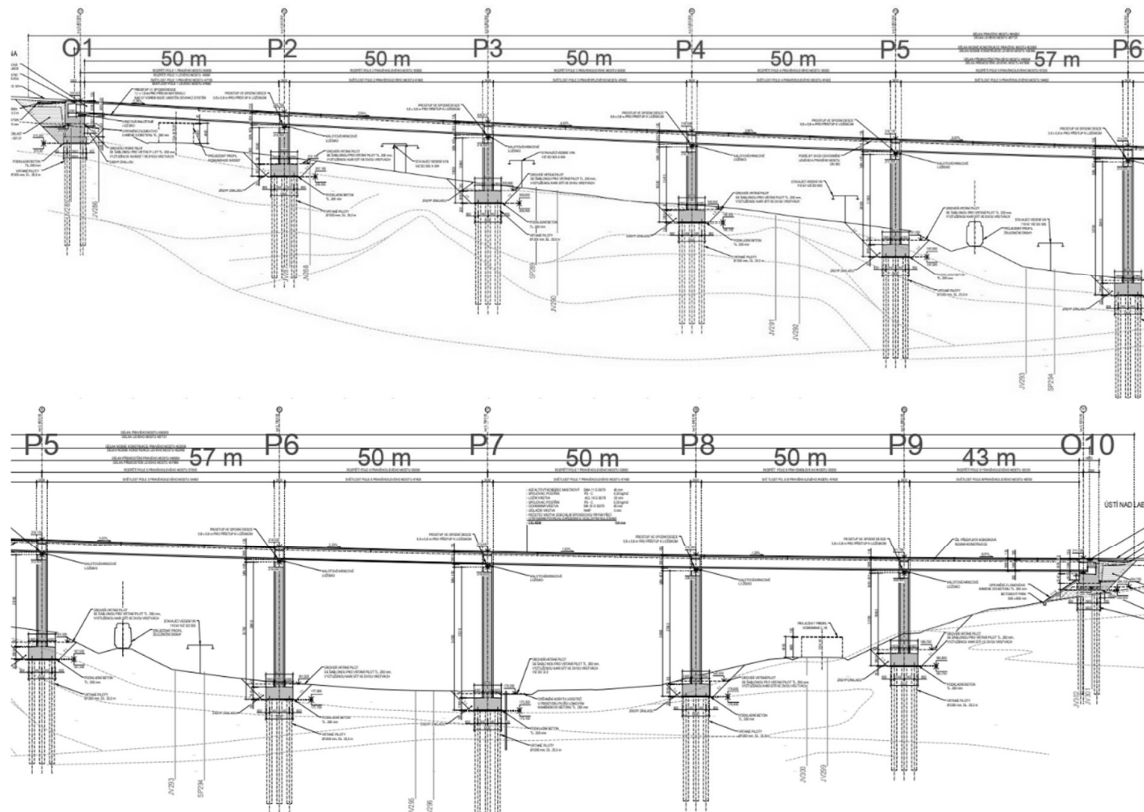


Obrázek 59: Půdorys stávajícího řešení s vyznačením problematických míst [28]

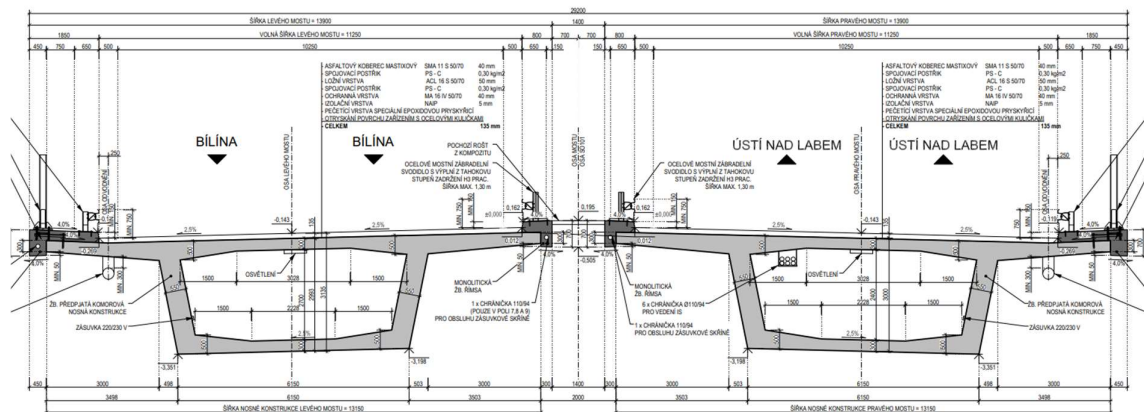
Z dispozičního hlediska je hlavním problémem umístění dvojice pilířů. Pilíř P7 pravého mostu svým základem zasahuje až pod koryto potoka Bystřice, což by vyžadovalo jeho dočasné přeložení. Tento problém by bylo možné řešit velice jednoduchou úpravou, která by spočívala v posunutí os uložení pilířů P6 a P7 o 7 m proti směru staničení (dál od potoka). Bylo by zachováno typické pole délky 50 metrů a nejdelší pole by mělo shodně délku 57 m, ale místo

pole 5 by se jednalo o pole 7. Pole 7 je zároveň ve výrazně hlubší části údolí než pole 5 a touto změnou by bylo dosaženo i lepšího poměru délek a výšek jednotlivých polí, což by mělo dopad na lepší estetické působení mostu.

Větší komplikací by mohlo být umístění pilířů P5. U levého mostu sahá pilíř a základ velmi blízko železniční trati do strmého zářezu. Tato poloha by výrazně komplikovala dostupnost pro vrtné soupravy. Založení také musí být situováno v nižší poloze, aby ve strmém svahu byly zasypány horní hrany základů i na straně přilehlé k železniční trati. U pravého mostu je tato vzdálenost dostatečná, ale díky poloze základu je nutná přeložka středotlakého plynovodu.



Obrázek 60: Podélný řez stávajícího řešení [28]



Obrázek 61: Vzorový příčný řez stávajícího řešení [28]

## 4.2 Parametrická studie spojitých nosníků

Před samotným hledáním variant přemostění je provedena krátká studie věnující se vhodnému uspořádání rozpětí polí u spojitého nosníku s konstantní výškou průřezu. Původní návrh má shodné rozpětí krajního a mezilehlého pole a také má vložené pole délky 57 m mezi typická pole délky 50 m, což se zdá ze statického hlediska nevhodné a cílem studie je toto tvrzení potvrdit.

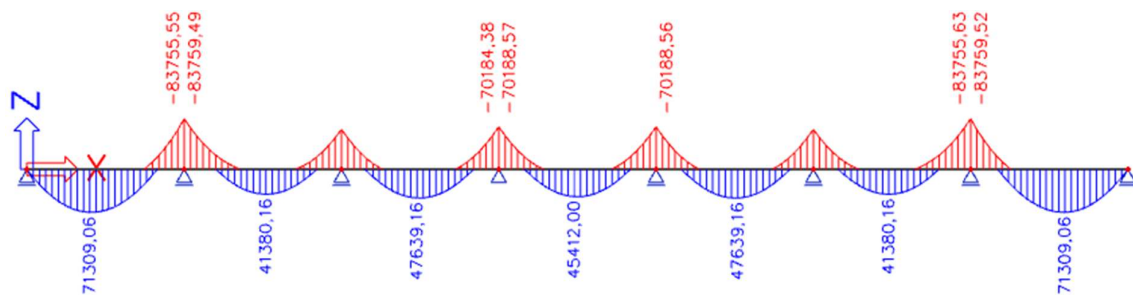
Pro účely této studie je vytvořen v programu Scia Engineer spojitý nosník o 7 polích s typickým rozpětím 50 m a výškou komorového průřezu 2,8 m. V této části není zohledněn vliv předpětí. První část bude zaměřena na krajní pole, které bude měnit svou délku a budou sledovány změny ohybových momentů.

V druhé části bude řešen spojitý nosník s vhodným poměrem krajních polí, který však bude mít uprostřed vložené pole odlišné délky, a to jak kratší, tak delší. Stejně jako v první části budou vyhodnoceny statické veličiny a chování systému. Jako zatížení je využita vlastní tíha generovaná softwarem Scia Engineer a pohyblivé zatížení odpovídající charakteristickým hodnotám modelu LM1 skládající se z dvounápravy a spojitého rovnoměrného zatížení

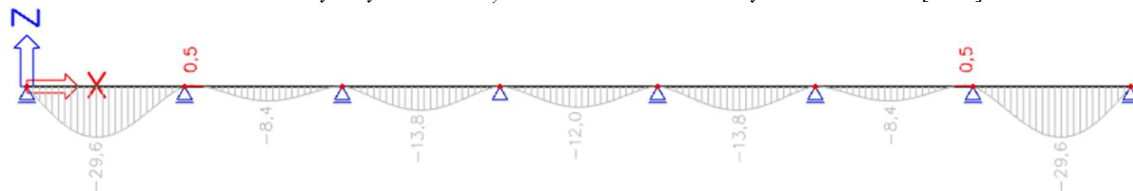
### 4.2.1 Vliv délky krajního pole

#### 4.2.1.1 Poměr 1,0

Při použití poměru 1,0 je viditelný výrazný rozdíl mezi ohybovými momenty v prvním poli a nad následující podporou. Moment v poli narůstá téměř o 30 MNm.



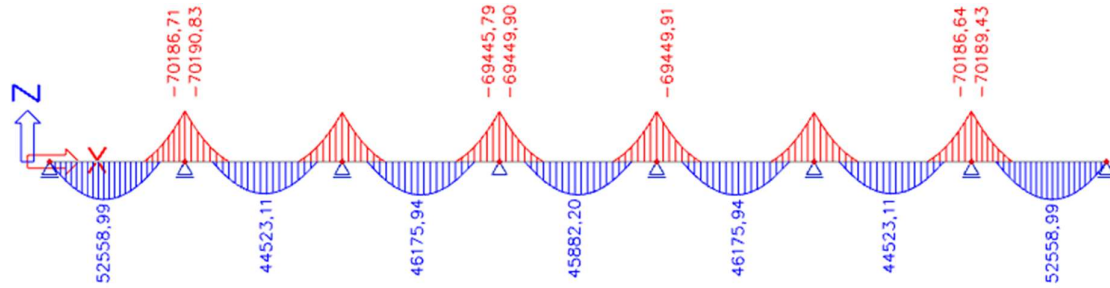
Obrázek 62: Ohybový moment  $M_y$  od kombinace vlastní tíhy a modelu LM1 [kNm]



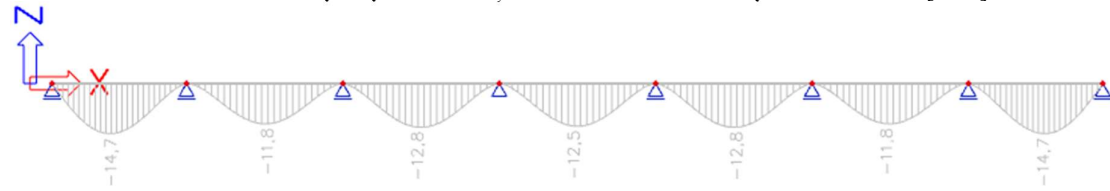
Obrázek 63: Svislá deformace od vlastní tíhy [mm]

#### 4.2.1.2 Poměr 0,86

Při poměru 0,86 je již dosaženo poměrně malých rozdílů. Nad podporami jsou ohybové momenty vhodně vyrovnané a v poli je rozdíl již jen necelých 8 MNm.



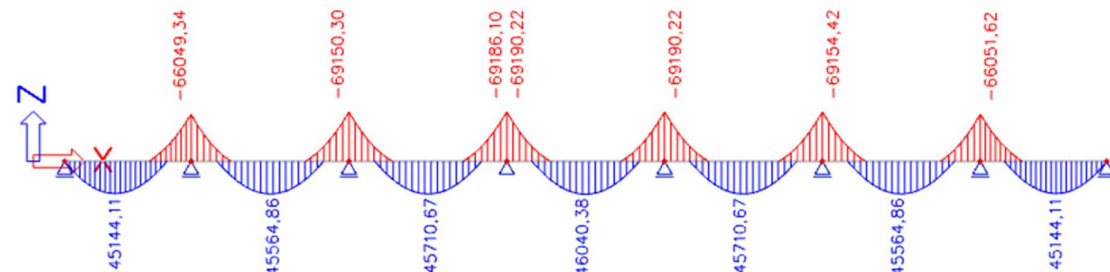
Obrázek 64: Ohybový moment  $M_y$  od kombinace vlastní tíhy a modelu LM1 [kNm]



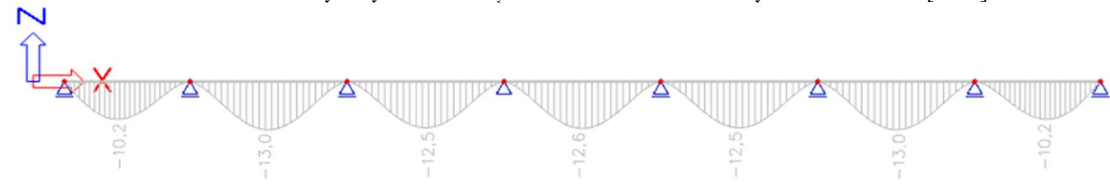
Obrázek 65: Svislá deformace od vlastní tíhy [mm]

#### 4.2.1.3 Poměr 0,8

Tento poměr se z hlediska chování spojitého nosníku jeví jako naprosto ideální.



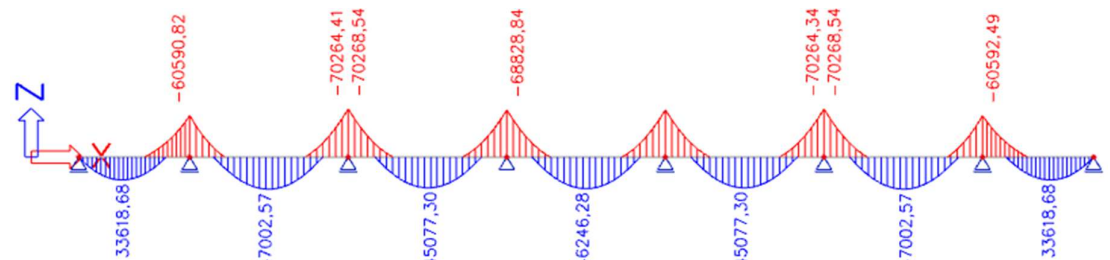
Obrázek 66: Ohybový moment  $M_y$  od kombinace vlastní tíhy a modelu LM1 [kNm]



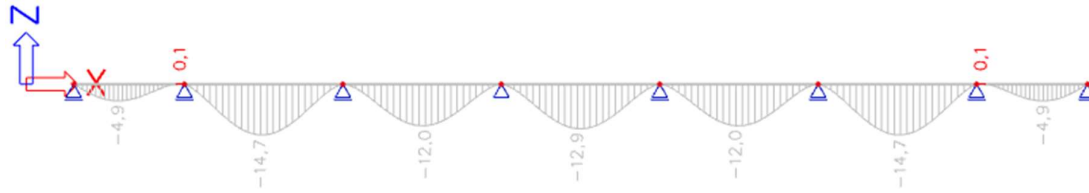
Obrázek 67: Svislá deformace od vlastní tíhy [mm]

#### 4.2.1.4 Poměr 0,7

Při snižování délky krajního pole již dochází k odlehčování pole vedlejšího, ve kterém ohybové momenty vzrůstají. Namáhání v krajním poli je nižší než v mezilehlých, což by však mohlo být jednoduše řešitelné snížením excentricity předpínací výztuže v krajním poli a případně i nad první podporou.

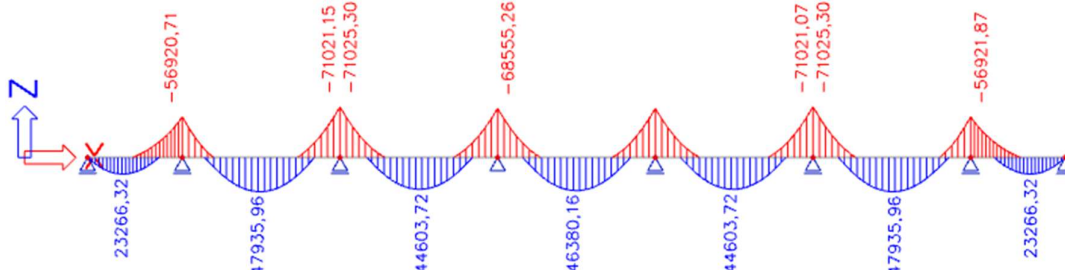


Obrázek 68: Ohybový moment  $M_y$  od kombinace vlastní tíhy a modelu LM1 [kNm]

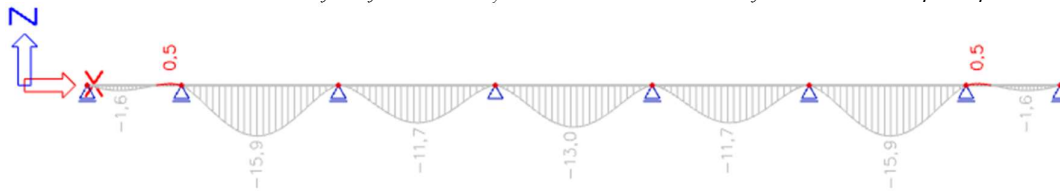


Obrázek 69: Svislá deformace od vlastní tíhy [mm]

#### 4.2.1.5 Poměr 0,6

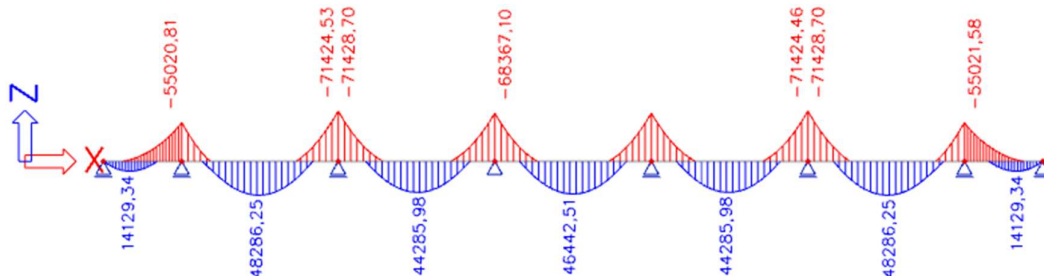


Obrázek 70: Ohybový moment  $M_y$  od kombinace vlastní tíhy a modelu LM1 [kNm]

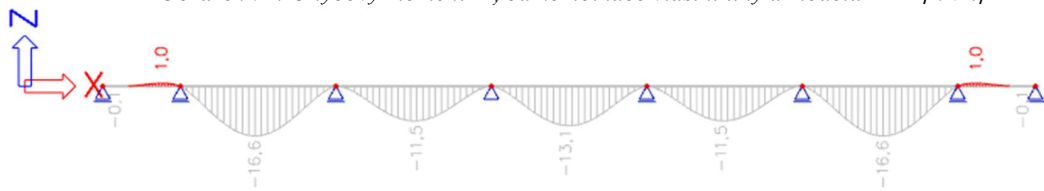


Obrázek 71: Svislá deformace od vlastní tíhy [mm]

#### 4.2.1.6 Poměr 0,5

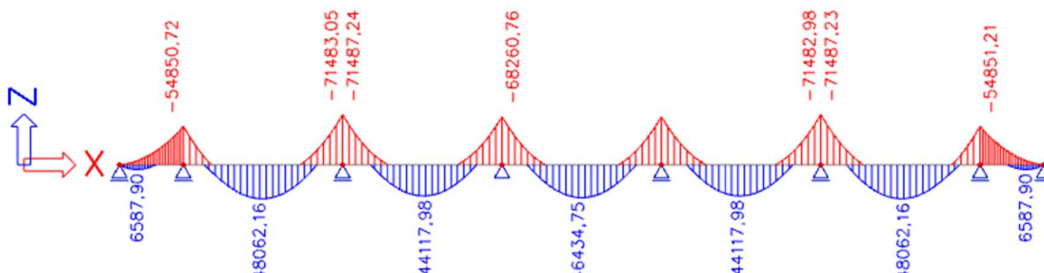


Obrázek 72: Ohybový moment  $M_y$  od kombinace vlastní tíhy a modelu LM1 [kNm]

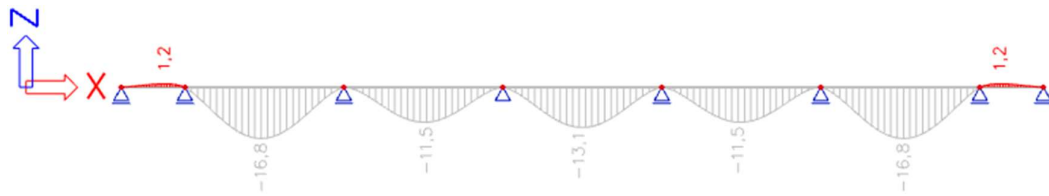


Obrázek 73: Svislá deformace od vlastní tíhy [mm]

#### 4.2.1.7 Poměr 0,4

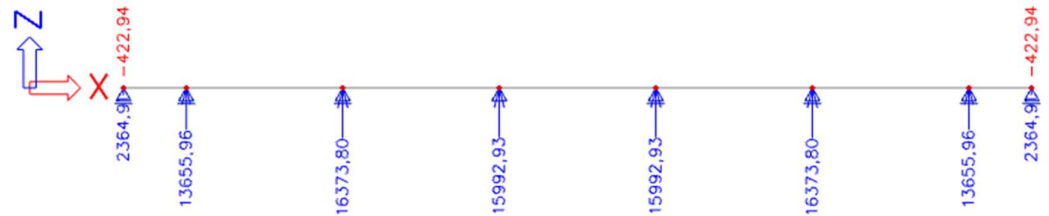


Obrázek 74: Ohybový moment  $M_y$  od kombinace vlastní tíhy a modelu LM1 [kNm]



Obrázek 75: Svislá deformace od vlastní tíhy [mm]

U tohoto nevhodného poměru je i ze zjednodušené charakteristické kombinace vlastní tíhy a modelu LM1 patrné, že bude docházet k nadzdvihávání ložisek na krajních opěrách. Další snižování délky krajního pole již nemá význam a v těchto hodnotách by se poměr krajního pole rozhodně neměl pohybovat.

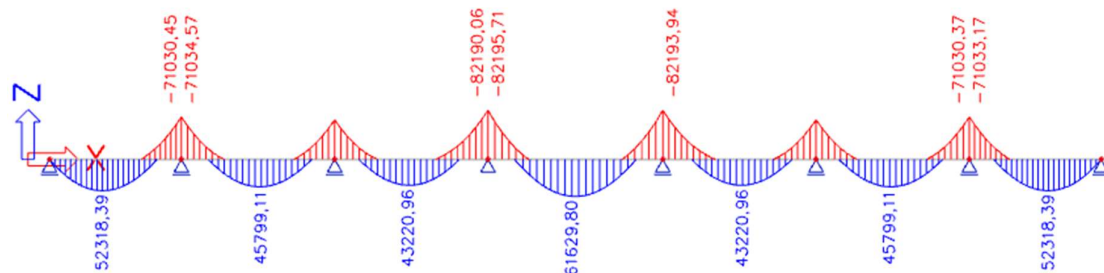


Obrázek 76: Reakce od kombinace vlastní tíhy a modelu LM1 [kN]

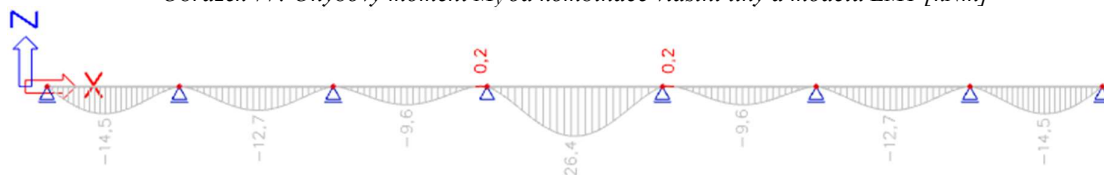
## 4.2.2 Vliv vloženého pole rozdílné délky

### 4.2.2.1 Delší vložené pole s poměrem 1,14

V tomto případě je vloženo pole délky 57 metrů mezi typické 50 metrové pole. Krajní pole je ponecháno z předchozí části studie na 43 m a poměr 0,86. Dle očekávání se v daném poli výrazně zvětšily ohybové momenty a průhyby a z tohoto pole by se stalo kritické místo pro dimenzování nosné konstrukce. Podružným efektem tohoto vloženého pole je také odlehčení přilehlých typických polí, kde se ohybové momenty a průhyby sníží.



Obrázek 77: Ohybový moment  $M_y$  od kombinace vlastní tíhy a modelu LM1 [kNm]

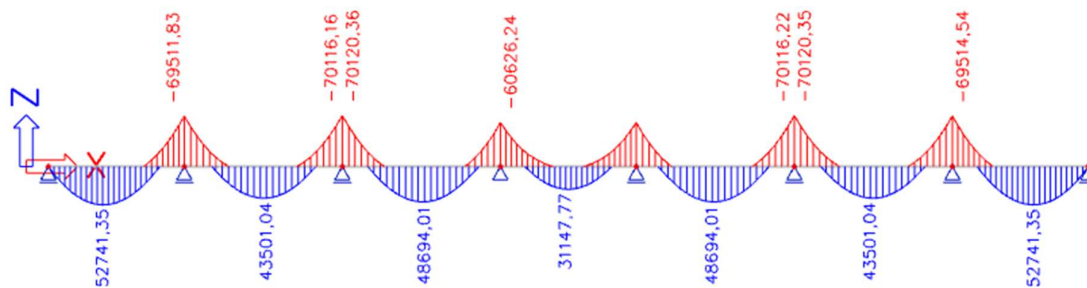


Obrázek 78: Svislá deformace od vlastní tíhy [mm]

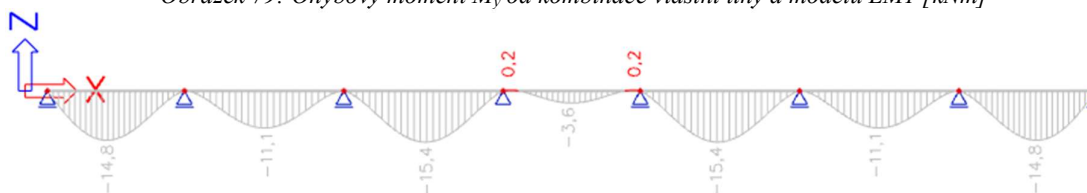
### 4.2.2.2 Kratší vložené pole s poměrem 0,86

Zvýšení ohybových momentů a průhybů v přilehlých polích je způsobeno odlehčením, které zapříčiní kratší vložené pole. Nárůst ohybových momentů je však poměrně malý a vložení

kratšího pole je z tohoto hlediska výhodnější než vložení pole delšího. U předpjatého mostu by byl tento případ řešitelný snížením excentricity předpínacích kabelů v kratším poli.



Obrázek 79: Ohybový moment  $M_y$  od kombinace vlastní tíhy a modelu LM1 [kNm]



Obrázek 80: Svislá deformace od vlastní tíhy [mm]

### 4.2.3 Shrnutí studie

Chování spojitého nosníku bez vlivu předpětí a postupné výstavby prokázalo nevýhodnost nadměrné délky krajních polí i vložených delších polí mezi pole typická. V případě nutnosti vložení delšího pole by bylo vhodné doplnit výškové náběhy v oblasti podpor. Zároveň se ukázalo, že není vhodné volit krajní pole až příliš krátké, protože by mohlo docházet k výraznému odlehčování a zvýšenému namáhání v přilehlých polích a zároveň by mohlo dojít k nadzdvihávání ložisek u opěr. Jako optimální se s ohledem na rovnoměrné ohybové momenty po celé konstrukci ukázal případ, u kterého je poměr krajního a mezilehlého pole 0,8.

## 4.3 Navržené varianty

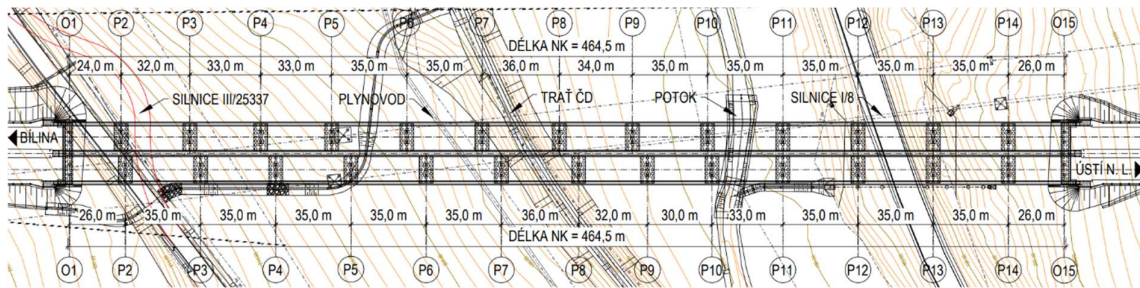
### 4.3.1 Varianty s rozpětím polí do 50 metrů

#### 4.3.1.1 Varianta 1A, 1B

Nejkratší možné rozpětí vycházející z nutnosti přemostění železniční trati je navrženo 36 m. Stále je patrné, že základy značnou plochou zasahují do odřezu železniční trati. To by znamenalo komplikace z hlediska provádění stavebních jam a vrtání pilot. Při tomto rozpětí není možné zachovat stejné rozpětí polí pro pravý a levý most a musí být vzájemně odsazeny.

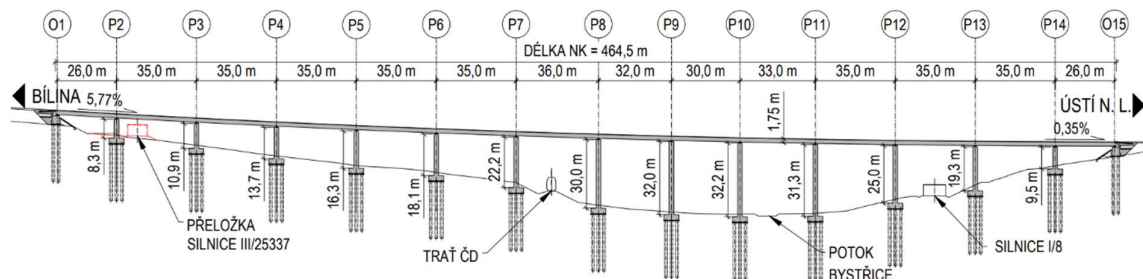
Pro realizovatelnost těchto variant je bezpodmínečně nutné provést přeložku silnice III/25337 a plynovodu. Dalším problémem je velké množství vysokých pilířů, které by mohly v krajině působit nepřírozně a měly by výrazný vliv na cenu mostu. Z příložených výkresů je patrné, že by jejich použití bylo vhodnější u mostů s menší výškou nad terénem.





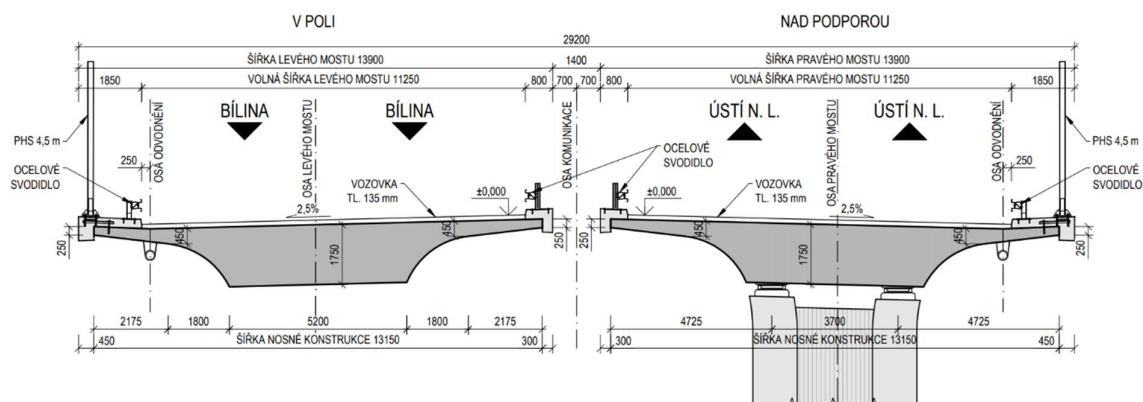
Obrázek 81: Společný půdorys variant 1A a 1B

Pro toto rozpětí je variantně navržen jednotrámový příčný řez s vyloženými konzolami a most složený z podélných prefabrikovaných nosníků. Při použití monolitické dodatečně předpjaté jednotrámové konstrukce je zvolena výstavba po polích s převislou konzolou na výsuvné skruži, která by byla nezávislá na terénu pod mostem. Přestavná pevná skruž by nebyla výhodná hlavně v části hlubokého údolí, kde by vyžadovala vysoké podpurné věže.



Obrázek 82: Varianta 1A – podélný řez (pouze pravý most)

Příčný řez je tvořen hlavním trámem konstantní výšky 1,75 m a šířky 5,2 m. Náběh z trámu do vyložených konzol je zaoblen kružnicovým obloukem. Podélné předpětí je vedeno v trámu a v každé pracovní spáře je polovina kabelů průběžná a polovina kotvená a spojovaná. Jednotlivé skupiny kabelů tedy vždy před zakotvením přechází spojitě přes 2 sousední pole.

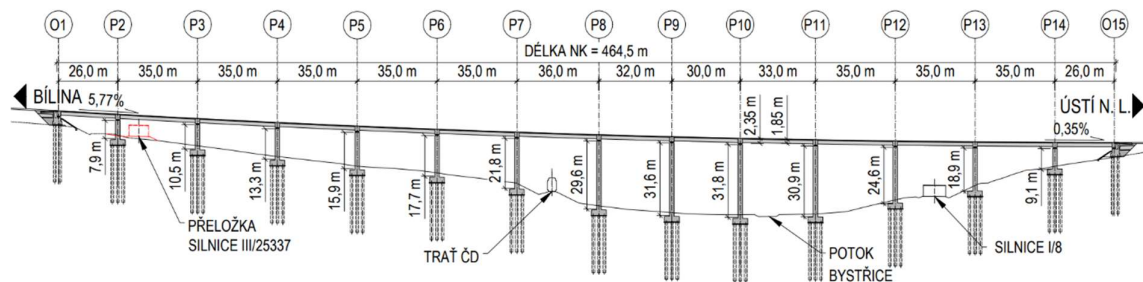


Obrázek 83: Varianta 1A – příčné řezy

Hlavní výhodou jednotrámové varianty je velice příznivé estetické působení. Samotný průřez je kvůli absenci vylehčení a velkému vyložení konzol staticky méně vhodný oproti průřezu dvoutrámovému či komorovému.

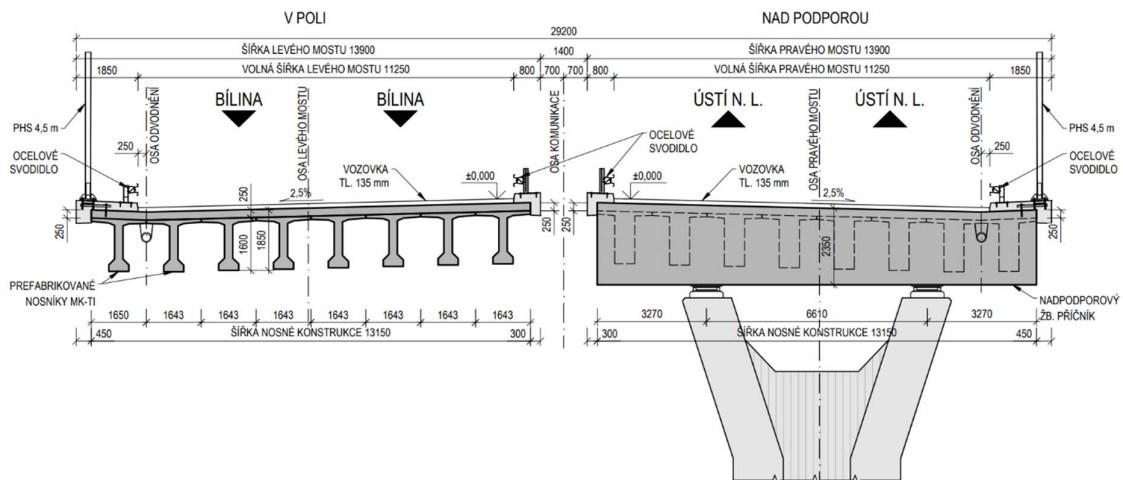
Varianta 1B je navržena z prefabrikovaných předpjatých nosníků sprážených s monolitickou železobetonovou deskou. Montáž z terénu by při dané výšce údolí pravděpodobně nebyla možná. Pro tuto variantu je zvolena montáž podélných prefabrikátů pomocí speciálních zavázečích nosníků.

U této varianty se předpokládá použití dodatečných předpínacích kabelů se soudržností. Část z nich je v jednotlivých nosnících částečně napínána ještě před převozem na stavbu. Tyto kabely jsou na stavbě doplněny o kabely spojitosti, které procházejí i nad podporami a jsou překotvovány každé 2 pole přes podporové příčnicky.



Obrázek 84: Varianta 1B – podélný řez

Pro návrh jsou zvoleny nosníky typu MK-TI s výškou 1,6 m. Krajní nosník má šířku 1,65 m a je zarovnan k lomu nosné konstrukce v ose odvodnění s konstantním sklonem horní hrany 4%. Ostatní nosníky jsou shodně v konstantním sklonu 2,5% s osovou vzdáleností 1,643 m. Pro celou nosnou konstrukci jsou nutné pouze dva typy příčných řezů s konstantními jednostrannými sklony, což je značné usnadnění pro provádění prefabrikátů ve výrobě. Tato varianta má hlavní výhodu v poměrně vysoké rychlosti výstavby, která je díky prefabrikaci méně závislá na počasí.

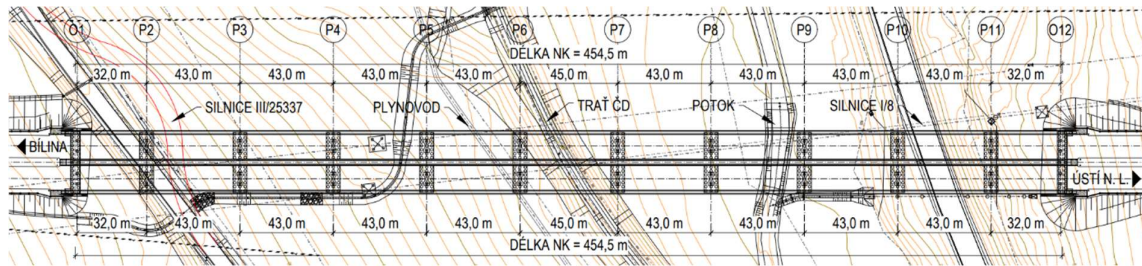


Obrázek 85: Varianta 1B – příčné řezy

#### 4.3.1.2 Varianta 1C

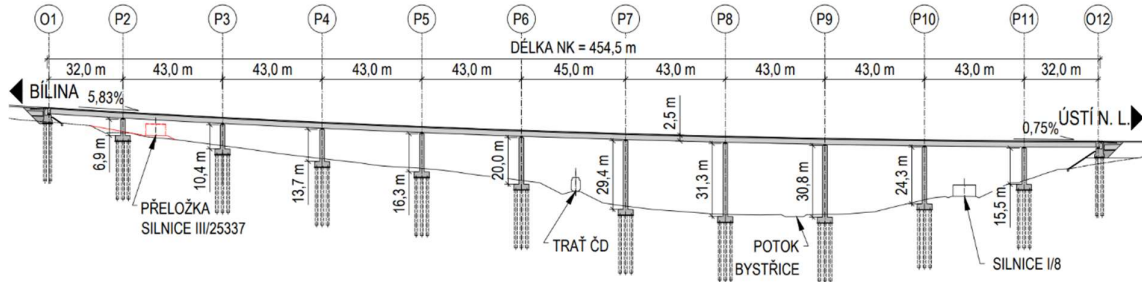
Dalšího možného rozložení polí s ohledem na hlavní překážky bylo dosaženo při použití typického rozpětí pole 43 m a maximálního rozpětí přes železniční trať 45 m. Při tomto rozpětí

je možné za předpokladu přeložky silnice III/25337 a plynovodu navrhnout oba mosty se shodným rozpětím polí. Na první pohled je patrná také změna poměru mezi délkou a výškou pole, čímž je dosaženo lepšího estetického působení.



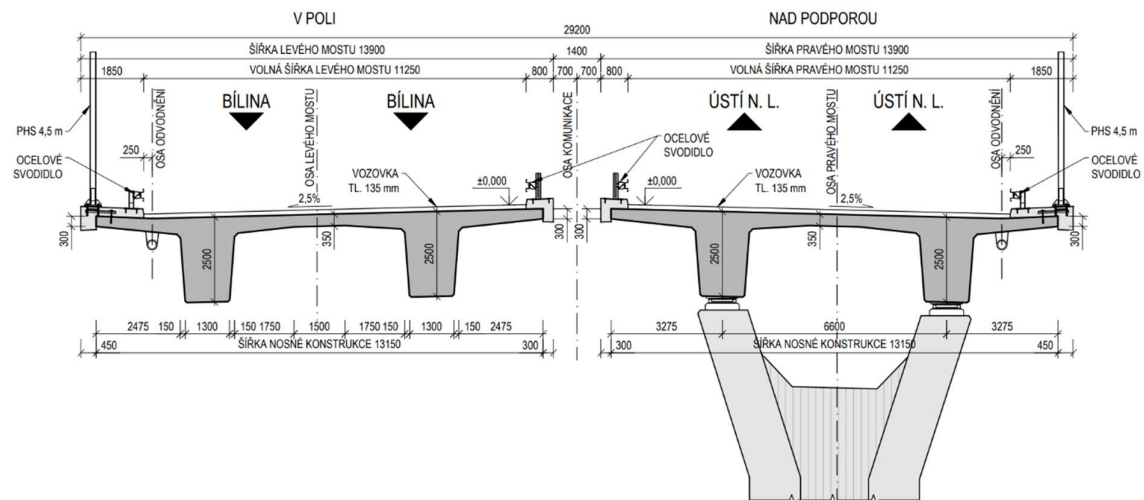
Obrázek 86: Varianta 1C – půdorys

Výstavba konstrukce je navržena pomocí výsuvné skruže. Stejně jako u varianty 1A by se jednalo o výstavbu po polích s převislou konzolou a shodným uspořádáním předpínacích kabelů, které by byly kotveny po polovinách v každé pracovní spáře.



Obrázek 87: Varianta 1C – podélný řez

Pro tuto variantu je předběžně navržen dvoutrámový průřez konstantní výšky 2,5 m. Alternativně by bylo možné uvažovat s případnými výškovými náběhy či přechodem na komorový průřez. Vzhledem k výšce mostu jsou navrženy jednotné dříky pilířů s rozšířenou hlavicí ve tvaru písmene V.

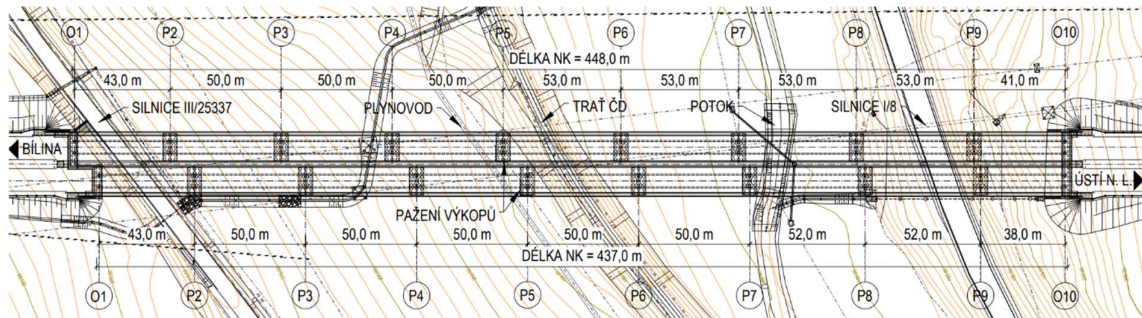


Obrázek 88: Varianta 1C – příčné řezy

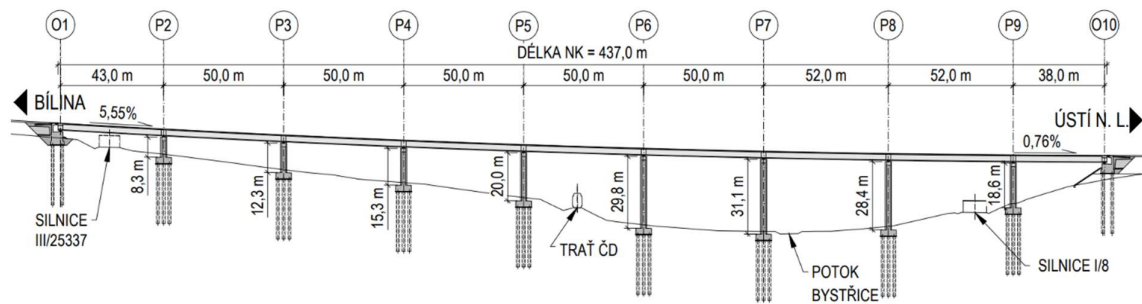
### 4.3.2 Varianty s rozpětím polí 50-70 metrů

#### 4.3.2.1 Varianta 2A

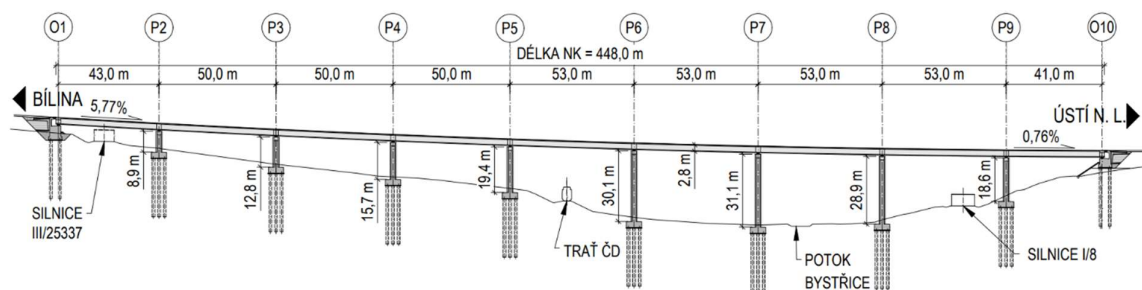
Tato varianta díky vzájemnému odsazení podpor levého a pravého mostu respektuje všechny důležité překážky. Ve výsledném návrhu se podařilo sjednotit rozpětí mezilehlých polí na pole délky 50 m doplněné u pravého mostu o 2 pole délky 52 m a u pravého mostu o 4 pole délky 53 m. Díky vzájemnému odsazení je dosaženo také příznivé délky krajního pole 43 m. Poměr krajního a mezilehlého pole je 0,86, což je s ohledem na zachování stávající komunikace a inženýrských sítí považováno za vhodné řešení.



Obrázek 89: Varianta 2A – půdorys



Obrázek 90: Varianta 2A – podélný řez v ose pravého mostu



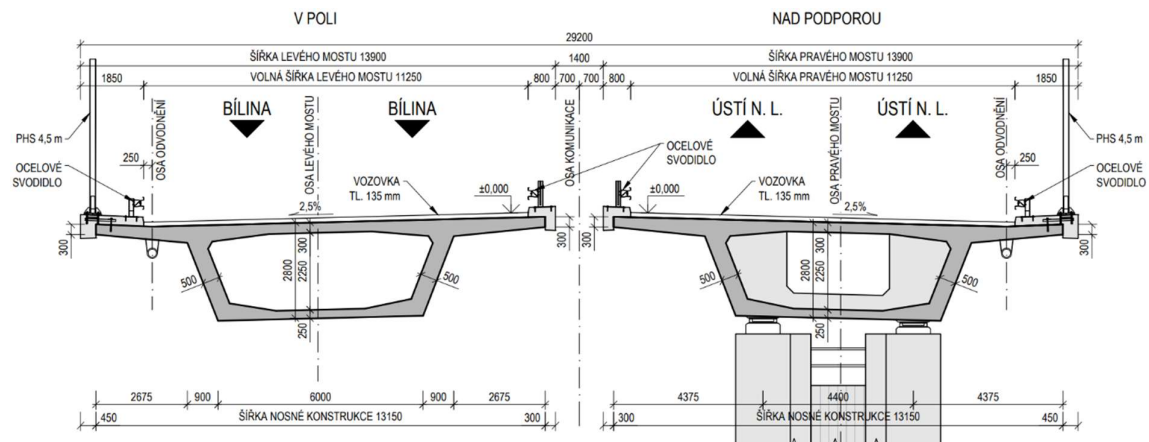
Obrázek 91: Varianta 2A – podélný řez v ose levého mostu

Výstavba je zvolena pomocí výsuvné skruže. Pro rozpětí polí do 60 m je možné využít dolní výsuvné skruže, které jsou dostupné v České republice. Skruž bude montována za ústeckou opěrou a postupně se bude po jednotlivých etapách posouvat k bílinské opěře. Krajní pole u bílinské opěry budou stavěna na pevné skruži a výsuvná skruž bude přestavěna po betonáži osmého taktu z levého na pravý most. Následně bude postupně po taktech postupovat

k ústecké opěře, u které bude demontována a odvezena. Ústecká opěra bude konstrukčně upravena pro umožnění průjezdu výsuvné skruže.

Most je navržen jako monolitický jednokomorový s konstantní výškou 2,8 m a šířkou spodní desky 6 m. V předběžném návrhu jsou ponechány stejné tloušťky stěn a spodní desky u podpor i v poli. Případné zvětšení tlouštěk nad podporou bude řešeno dle potřeb statického výpočtu a konkrétních technologických požadavků. Spodní stavba je s respektováním technologie výstavby navržena ve tvaru I průřezu, do jehož krajních částí budou vytvořeny prostupy pro upevnění výsuvné skruže.

Podle použité skruže a bednění je dále nutné upravit podrobné parametry příčného řezu. Při použití teleskopického vnitřního bednění je průřez komory betonován v jedné fázi, ale kvůli průjezdu tohoto bednění není možné navrhnout nadpodporové příčníky. Při použití klasického vnitřního bednění je komorový průřez betonován po částech a je možné příčníky navrhnout. Nejprve je zhotovena spodní deska a stěny a s časovým odstupem je dobetonována horní deska.



Obrázek 92: Varianta 2A – příčné řezy

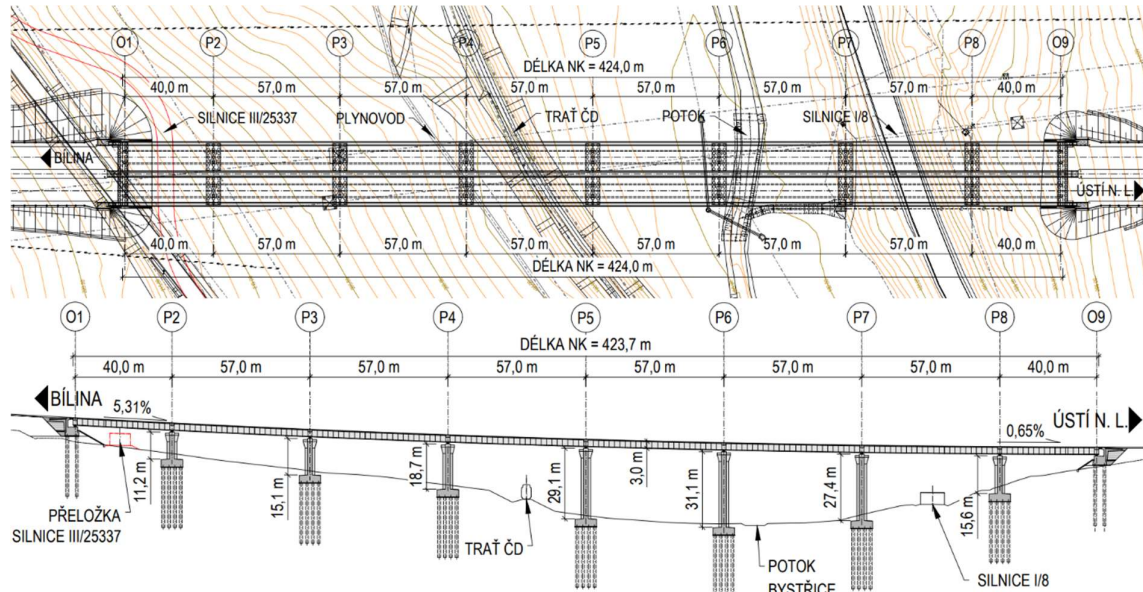
#### 4.3.2.2 Varianta 2B

Tato varianta je navržena se shodným uspořádáním pro segmentovou technologii a pro výstavbu na výsuvné skruži. Vzhledem k podobnosti monolitických variant 2A a 2B jsou u této varianty zobrazeny pouze přehledné výkresy segmentového mostu.

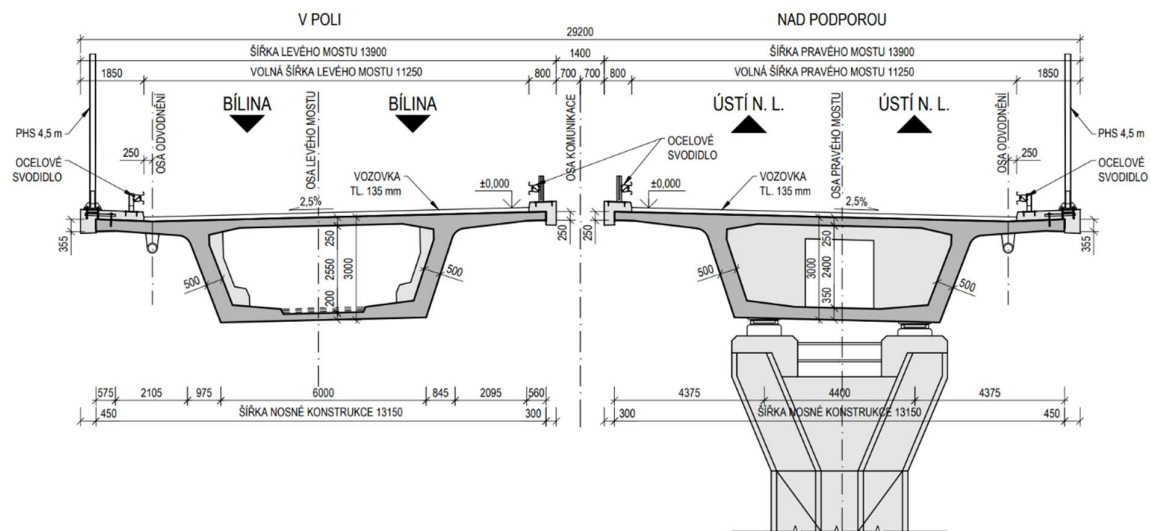
Oproti variantě 2A je tato varianta více zaměřena na upřednostnění jednoduchosti nosné konstrukce, což se však projeví v menším respektování překážek. Jedná se o dvojici samostatných konstrukcí o shodném uspořádání. Pro obě technologie bylo zvoleno výhodné rozpětí všech mezilehlých polí 57 m a krajní pole délky 40 m.

Segmentový most je navržen dle realizovaných konstrukcí ze segmentů SMP 2. generace. Typickým znakem těchto konstrukcí je rozšířená hlavice pilířů, která umožňuje osazení hydraulických lisů pro rektifikaci vahadel při výstavbě. Typické segmenty mají délku 2,2 m a

šířka podporových segmentů s diafragmaty je 1,7 m pro dosažení podobné hmotnosti všech segmentů. Nejběžněji navrhované segmenty z výroby v Brandýse nad Labem mají konstantní výšku 3 m. Šířka dolní desky je 6 m, tloušťka stěn 0,5 m a dolní deska se mění od 0,2 m v poli do 0,35 m nad podporou.



Obrázek 93: Varianta 2B – půdorys a podélný řez segmentového mostu



Obrázek 94: Varianta 2B – příčné řezy segmentového mostu

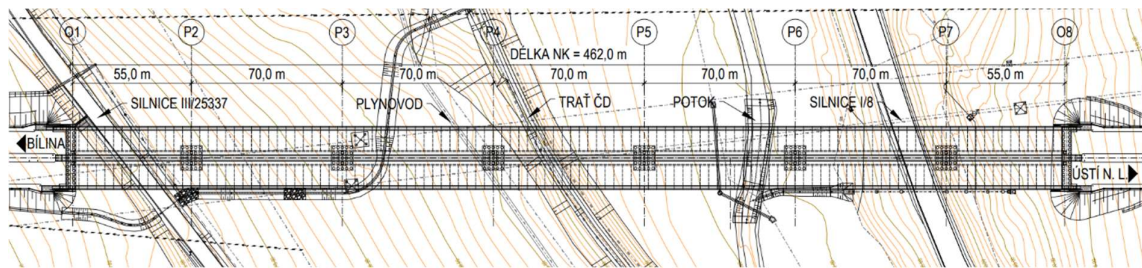
Předpětí se skládá ze tří typů kabelů. Vahadlové kabely jsou vedeny v horní desce a kotveny v místě napojení stěn a horní desky, čemuž musí být přizpůsobeno jejich trasování v půdorysné rovině. Kabely jsou napínány mezi dvojicemi nově namontovaných segmentů po vytvrdnutí tmele. Po dobu tvrdnutí tmele je nový segment připnut k vahadlu pomocí dočasných předpínacích tyčí, které mají zajistit rovnoměrné napětí v kontaktní spáře.

Druhou skupinou jsou kladné kabely, které jsou vedeny v dolní desce a napínají se z nálitků až po dokončení vahadlové výstavby. Poslední skupinou jsou volné předpínací kabely vedené v polygonálních trasách pomocí deviátorů. V deviátorech segmentových mostů se nechávají volné prostupy pro případné zesilování konstrukce.

#### 4.3.2.3 Varianta 2C

Tuto variantu tvoří jediná nosná konstrukce pro oba jízdní směry. Typické rozpětí pole je 70 m a krajní pole mají rozpětí 55 m. Tato varianta respektuje všechny hlavní překážky, kromě nutné přeložky plynovodu v oblasti nad železniční tratí a vodovodu u ústecké opěry.

Nespornou výhodou této konstrukce je počet vysokých pilířů v hluboké části údolí. Předchozí dvousvazné varianty s rozpětím od 50 do 60 m mají v oblasti mezi železniční tratí a silnicí I/8 dohromady 6 vysokých pilířů, zatímco tato varianta vyžaduje ve stejné oblasti pouze 2 pilíře.



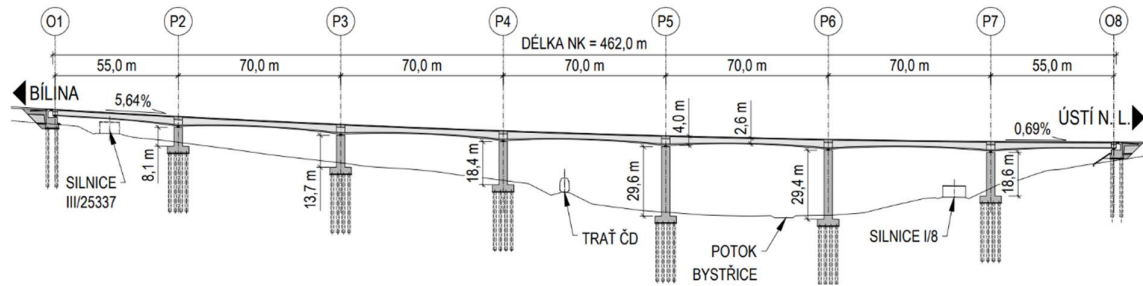
Obrázek 95: Varianta 2C – půdorys

Postup výstavby je navržen pomocí výsuvné skruže BERD umožňující rozpětí polí do 70 m. Na skruži bude zhotoven pouze centrální komorový průřez. S odstupem 1-2 polí budou k hlavnímu nosníku postupně montovány prefabrikované vzpěry, které budou připnuty ke komoře pomocí předpínacích tyčí. Poslední částí příčného řezu bude betonáž monolitické horní mostovky a její příčné předpětí.

Skruže portugalské firmy BERD nejsou v České republice dostupné a je nutný jejich dovoz. Tato skruž byla v okolí použita pouze při výstavbě slovenské dálnice D1, kde se však nacházelo větší množství dálničních estakád se značnou výškou nad terénem. Největší most přes Hošťovský potok byl kromě toho dlouhý téměř 1 km. Proto bylo ekonomicky přijatelné pronajmout tuto speciální výsuvnou skruž.

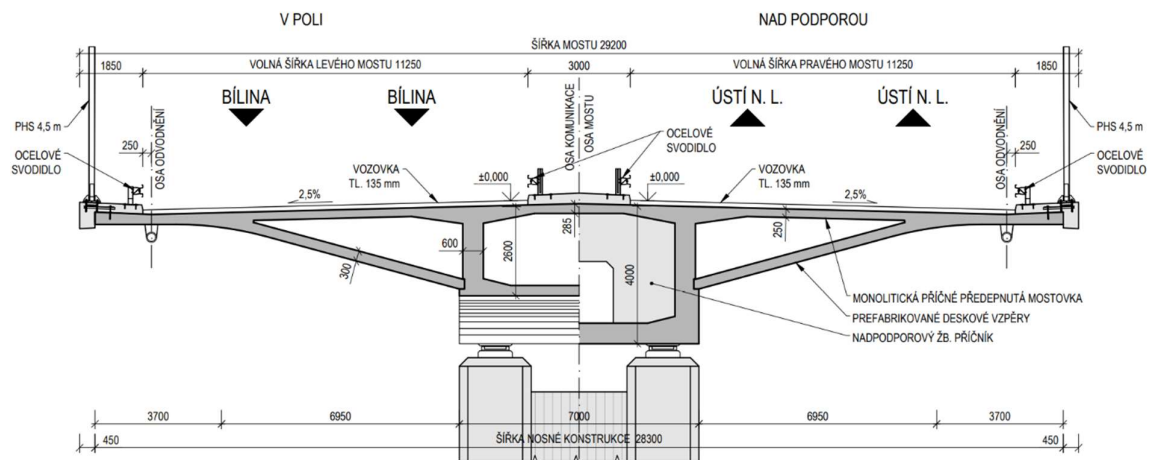
U Kladrubské spojky se jedná o jedinou estakádu na celém úseku a její délka nosné konstrukce je v porovnání s Hošťovským potokem pouze 462 m. Velká část mostu se také nachází v malé výšce nad terénem, kde se ztrácejí výhody jednosvazné konstrukce oproti dvojici samostatných mostů. V rámci této práce nebylo provedeno posouzení celkových nákladů obou variant, které vyžaduje mnoho zkušeností a detailních parametrů výstavby. Přesto

je odhadnuto, že právě kvůli nákladům na převoz a pronájem skruže by tato varianta nebyla ekonomicky výhodná.



Obrázek 96: Varianta 2C – podélný řez

Předběžný návrh obsahuje komorový průřez proměnné výšky od 2,6 m v poli do 4 m u podpor. Šířka spodní desky je 7 m a celková šířka nosné konstrukce je 28,3 m. U konstrukcí tohoto typu je velice důležité posouzení příčného směru, které může být pro konstrukci rozhodující. Kritický stav může být vyvozen maximálním zatížením od dopravy ve vnější poloze pouze na jedné polovině mostu s vyloučením veškeré dopravy a zatížení od vozovkového souvrství na druhé polovině mostu. Tento stav odpovídá předpokládané rekonstrukci vozovky na mostě prováděné jednotlivě pro každý jízdní směr.



Obrázek 97: Varianta 2C – příčný řez

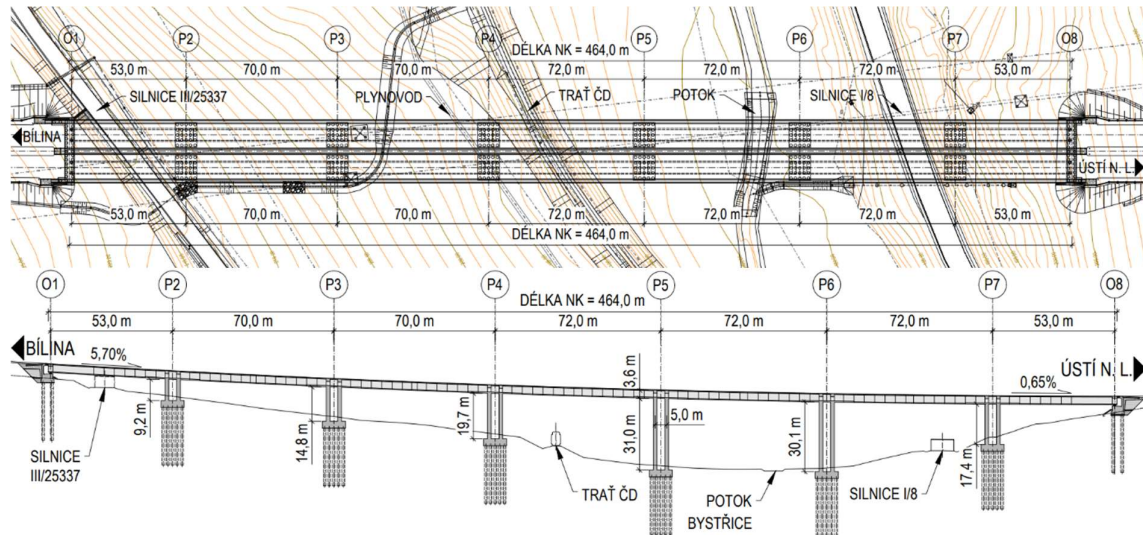
### 4.3.3 Varianty s rozpětím polí od 70 metrů

#### 4.3.3.1 Varianta 3A

Nejkratší varianta letmo betonované konstrukce je navržena s maximálním rozpětím pole 72 m a konstantní výškou komorového nosníku 3,6 m. Ze statického hlediska se jedná o sružený rám o 7 polích. Spodní stavbu tvoří dvojice rámových stojek, které svou sníženou tuhostí umožňují dilatace mostu v podélném směru. Z podélného řezu je patrné, že v části u bílinské opěry jsou tyto rámové stojky poměrně nízké. Ve statickém výpočtu by bylo důležité ověřit správné fungování nosné konstrukce jako celku s ohledem na dimenzovatelnost stojek při nadměrném namáhání od zabráněných délkových změn od teploty a smršťování.

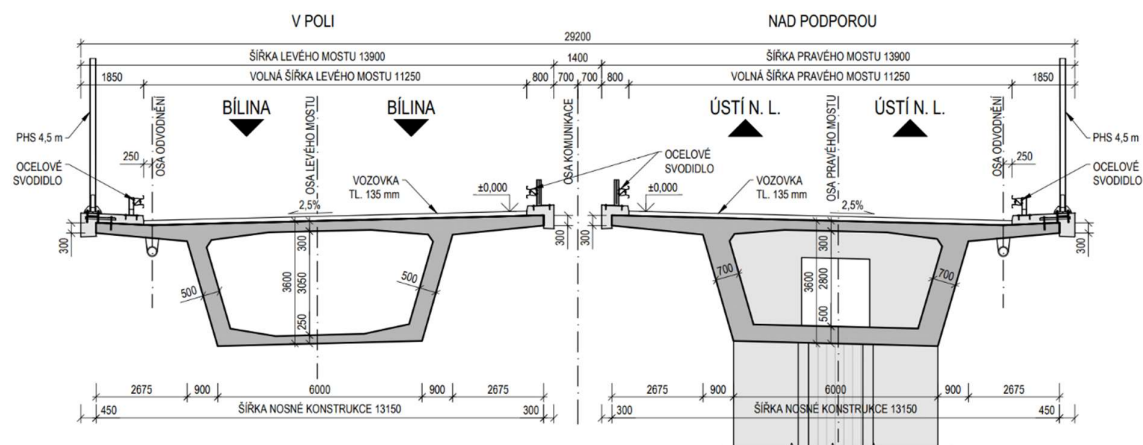


Možnou úpravou by bylo nahrazení problematických tuhých rámových stojek za jednotné pilíře a uložení nosné konstrukce na ložiska. To by vyžadovalo montážní podepření vahadel pomocí dočasných železobetonových pilířů, které by byly odbourány po dokončení zmonolitnění uzavíracích spár jednotlivých vahadel. Případně by bylo možné nahradit vetknutí do nosné konstrukce vrubovými klouby v horní části stojek.



Obrázek 98: Varianta 3A – půdorys a podélný řez

Nevýhodou této konstrukce je kromě nízkých rámových stojek také velká pracnost. Jedná se o dvojici samostatných mostů a celkem 12 vahadel. Z 12 zárodků by muselo být po jednotlivých lamelách délky 5 m dokončeno každé vahadlo, což se s ohledem na celkovou dobu výstavby nemůže vyrovnat rychlosti dosahované při betonáži po celých polích. Jistým usnadněním výstavby je použití průřezu konstantní výšky, u kterého není nutné upravovat rozměry bednění v betonážním vozíku mezi jednotlivými lamelami, jako je tomu u konstrukcí s výškovými náběhy.

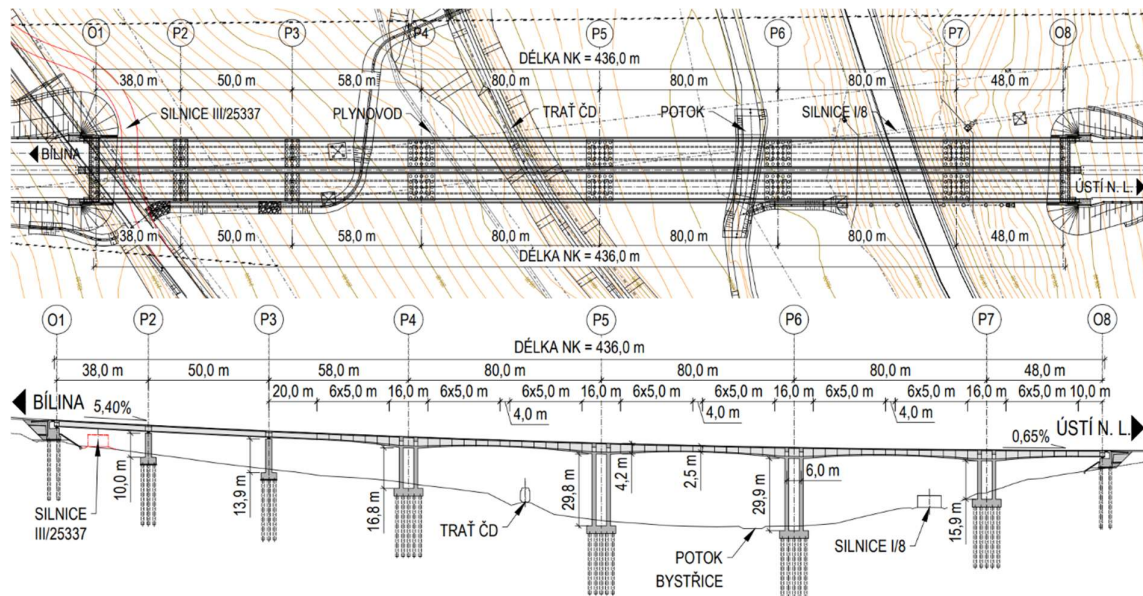


Obrázek 99: Varianta 3A – příčné řezy

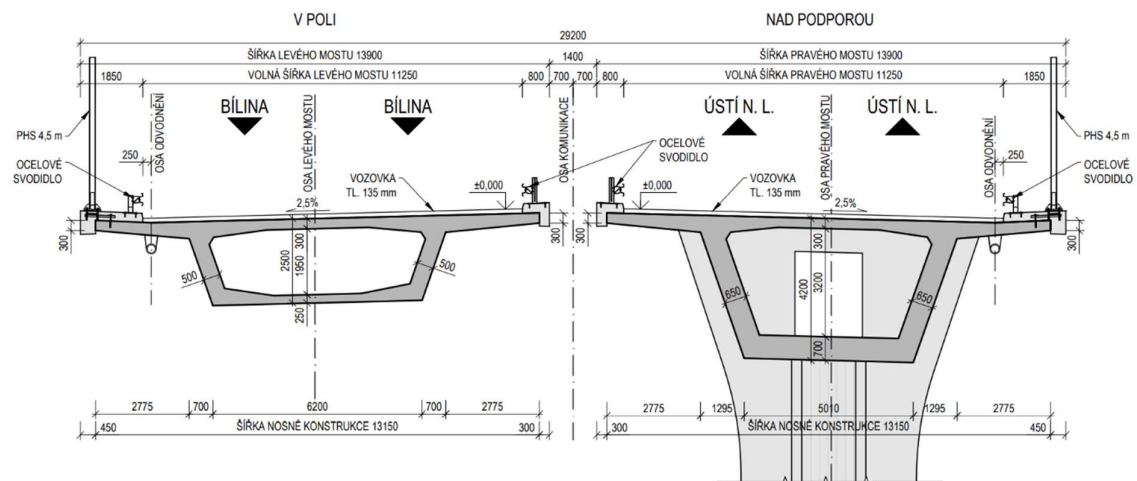
### 4.3.3.2 Varianta 3B

Další varianta letmé betonáže je navržena na typické rozpětí 80 m s celkovým počtem 8 vahadel. Zbylé 2 krajní pole u bílinské opěry budou zhotovena na pevné skruži a podepřena na ložiscích. Tato varianta je z estetického hlediska mnohem zdařilejší než varianta s konstantní výškou průřezu. Nevýhodou je nutná přeložka silnice III/25337, kterou při délce krajního pole 38 m a dvojicí rovnoběžných shodných konstrukcí není možné zachovat ve stávající poloze.

Snížení počtu vahadel by mělo příznivý vliv na celkovou pracnost při výstavbě. Oproti dále uvedeným variantám obsahujícím 4 vahadla je u této varianty velkou výhodou, že přechod mezi technologií letmé betonáže a pevné skruže je v místech velice dobře dostupného terénu. Veškerá obtížněji dostupná místa budou zhotovena letmou betonáží nezávisle na přístupu pod most.



Obrázek 100: Varianta 3B – půdorys a podélný řez



Obrázek 101: Varianta 3B – příčné řezy

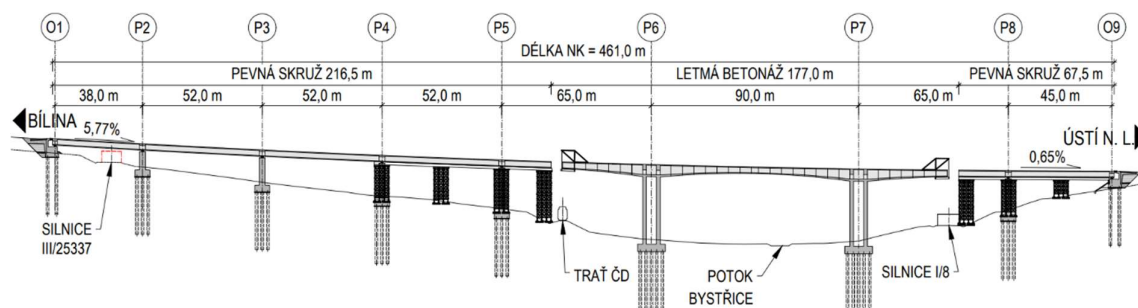
Pro rozpětí 80 m je již navržen komorový průřez s výškovými náběhy. Výška nad podporou je navržena 4,2 m a výška uprostřed rozpětí 2,5 m. Konstantní výška 2,5 m dále pokračuje v části zhotovené na pevné skruži. Tato varianta je navržena s důrazem na dobré estetické působení, čemuž jsou podřízeny i šikmé stěny komor a postupně se zeštíhlující spodní deska průřezu. Svislé stěny jsou výhodnější pro nižší pracnost se změnami bednění mezi jednotlivými lamelami.

#### 4.3.3.3 Varianta 3C

Původní varianta složená ze 4 vahadel s maximálním rozpětím 90 m byla vzhledem k problematické výstavbě změněna na výslednou variantu s rozpětím 92 m, posunutými podpěrami a převedení silnice III/25337 pod samostatnou přesýpanou rámovou konstrukcí.

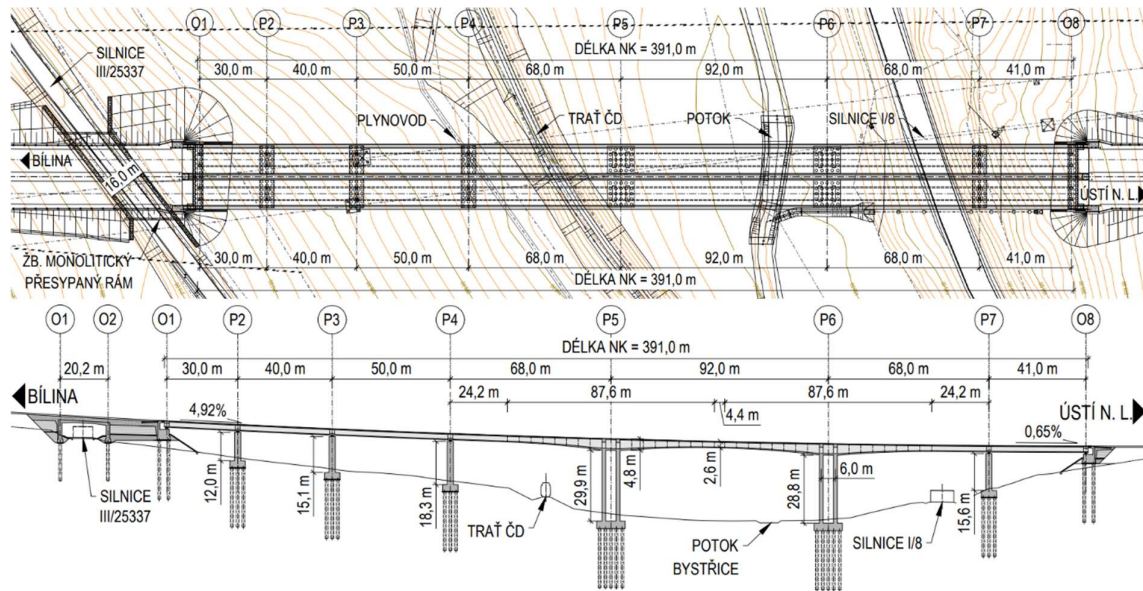
Zásadní problém původní varianty byl přechod mezi technologií letmé betonáže a pevné skruže. Ten se nacházel z jedné strany v obtížně dostupném odřezu železniční trati a skruž by zasahovala do průjezdného profilu. Směrem k ústecké opěře by se tento přechod nacházel přímo nad silnicí I/8, což by v kombinaci s přeložkou silnice III/25337 znamenalo výraznou komplikaci při řešení objízdných tras.

Dalším problémem byl poměrně dlouhý úsek od železniční trati k bílinské opěře, který by musel být stavěn na pevné skruži s mezilehlými podporami, u kterých by v nepříznivé geologii hrozilo nadměrné sedání a nutnost robustního pilotového založení jednotlivých věží skruže. Výsuvná skruž by se v tomto rozsahu ekonomicky nevyplatila.



Obrázek 102: Postup výstavby původní varianty

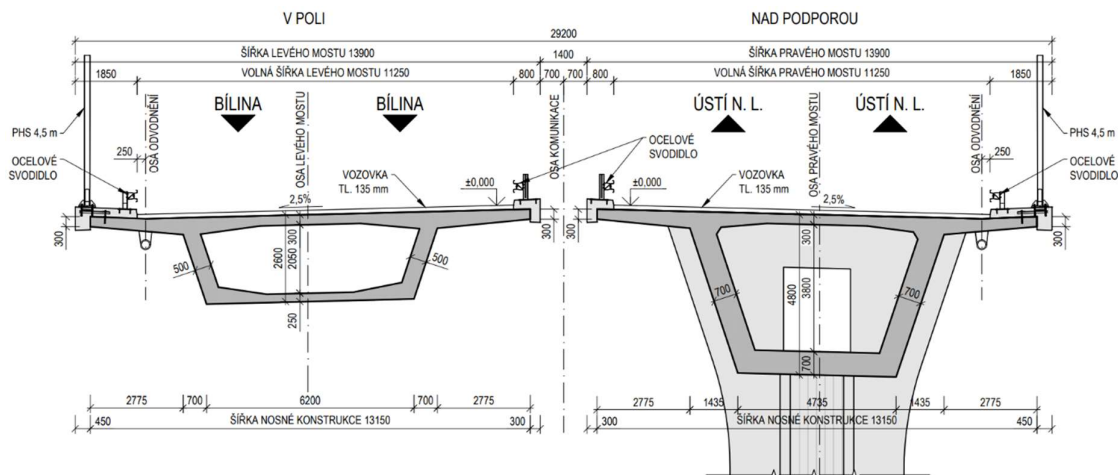
Na základě četných problémů původní varianty byl návrh upraven. Vahadla byla posunuta k železniční trati tak, aby za tratí směrem k bílinské opěře vznikl dostatečný odstup pro umožnění přechodu mezi technologiemi a založení pevné skruže. Přechod směrem k ústecké opěře by stále omezoval provoz na silnici I/8, proto byl kladen důraz na zachování silnice III/25337 ve stávající poloze a využít ji při umístění věží pevné skruže na silnici I/8.



Obrázek 103: Varianta 3C – půdorys a podélný řez

U této varianty začíná hlavní most až za silnicí III/25337 na vysokém násypu. Silnice je přemostěna samostatným přesypaným železobetonovým rámem s kolmým rozpětím 16 metrů a šikmým rozpětím 20,2 m. Pro zadržení zemního tělesa slouží rovnoběžná a šikmá železobetonová křídla.

Příčný řez je navržen podobně jako u varianty 2B jako komorový průřez proměnné výšky se šikmými stěnami. Výška průřezu je navržena 4,8 m nad podporou a 2,6 m v poli.



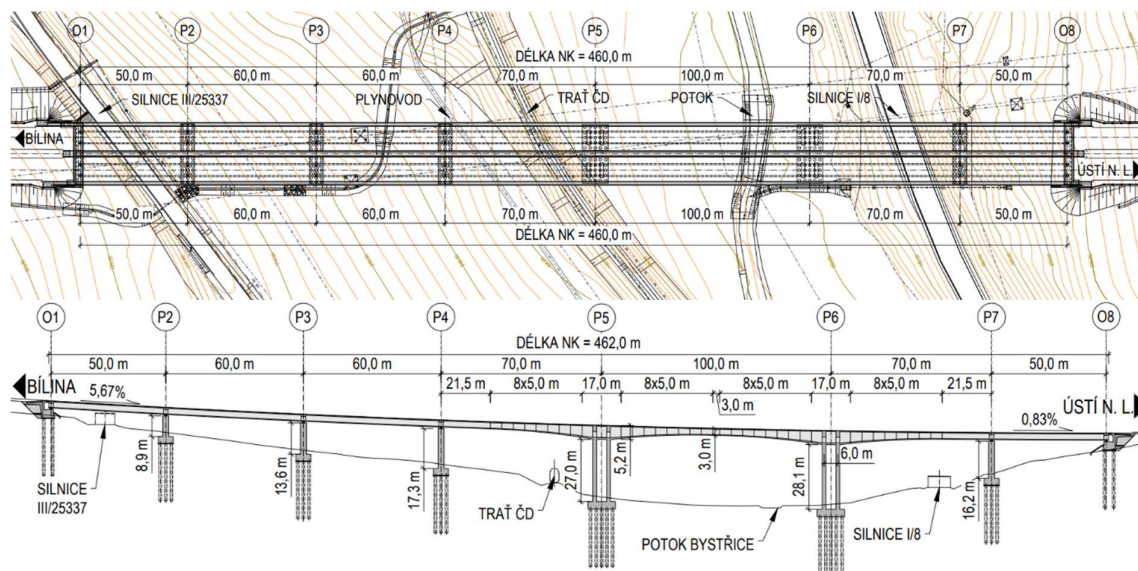
Obrázek 104: Varianta 3C – příčné řezy

Postup výstavby započne zhotovením železobetonového rámu a přechodové oblasti směrem k Bílině. V určené výšce náspu bude provedeno vrtání pilot opěry hlavního mostu a následně bude provedena samotná opěra s vykonzolovanými křídly. Společná přechodová oblast bude postupně zasypávána a hutněna až do dosažení úrovně závěrné zídky opěry estakády. V dalším postupu bude probíhat betonáž vahadel a polí na pevné skruži až do propojení v jeden celek.

#### 4.3.3.4 Varianta 3D

Pro tuto variantu je navrženo rozpětí nejdelšího pole 100 m. Další zvětšování délky pole by již nepřineslo žádné výhody a rozpětím 100 m je přemostěna celá část hlubokého údolí. U této varianty bylo snahou zachovat silnici III/25337 i plynovod ve stávající poloze bez nutnosti přeložky. S dvojicí mostů o shodném uspořádání polí se podařilo rozmístit podpory s ohledem na všechny překážky.

Největší problém nastává u pilíře P5 pravého mostu, který výrazně zasahuje do zemního tělesa železniční trati. Přestože není narušen průjezdný profil železniční trati, nejeví se toto řešení jako vhodné a znamenalo by řadu komplikací při provádění.



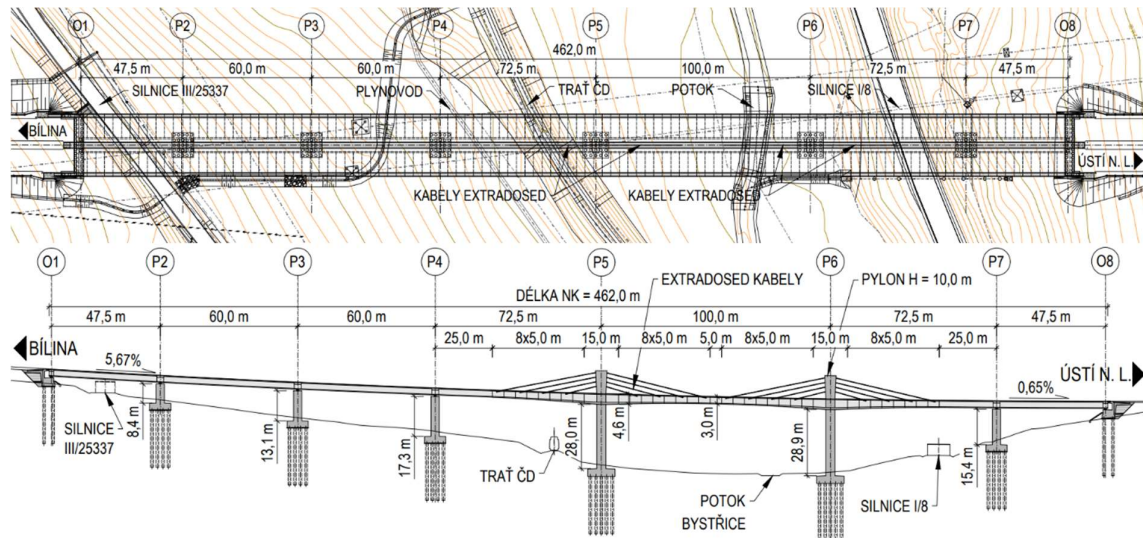
Obrázek 105: Varianta 3D – půdorys a podélný řez

Příčný řez je obdobný jako u varianty 3D. Liší se pouze výškou nosné konstrukce, která je nad podporou 5,2 m a v poli 3 m. S konstantní výškou 3 m plynule navazují části budované na pevné skruži směrem ke krajním opěrám.

#### 4.3.3.5 Varianta 4

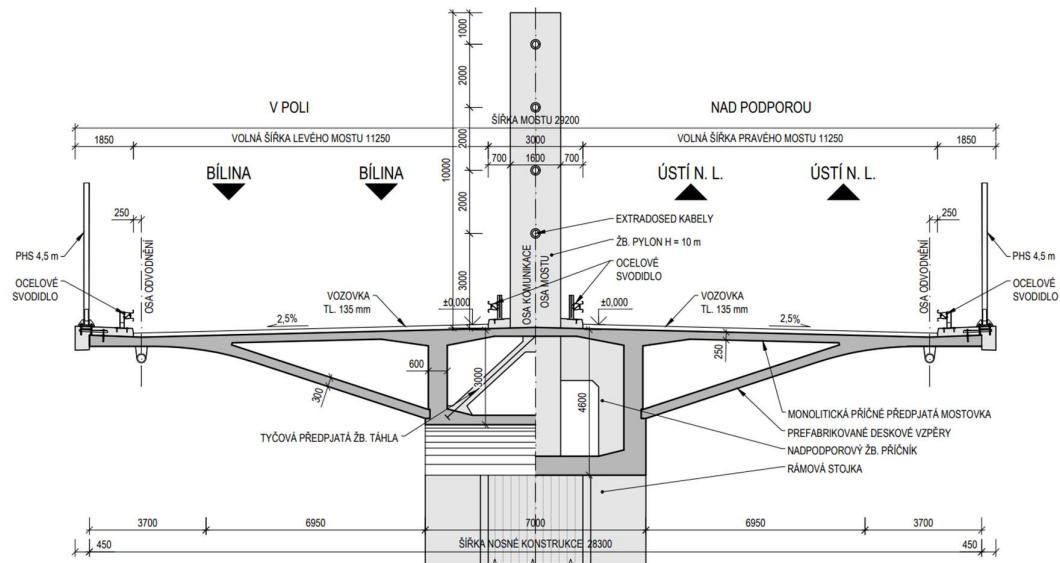
Jako poslední a nejvíce extravagantní variantou přemostění je most extradosed. Jedná se o jednu nosnou konstrukci pro oba jízdní směry. Maximální rozpětí pole přes hluboké údolí je 100 metrů a délka pole se snižuje směrem k opěrám. Tato varianta respektuje všechny důležité překážky a nevyžaduje jejich přeložky.

Výstavba je zvolena letmou betonáží v kombinaci s pevnou skruží pro krajní pole. Po zhotovení zárodků a pylonů započne letmá betonáž. Každá druhá lamela je kromě předepnutí vahadlovými kabely uvnitř průřezu vyvěšena pomocí extradosed kabelů. Vahadla jsou symetrická a na každou stranu jsou složena z 8 lamel délky 5 m. Spojovací lamela obou vahadel má délku shodně 5 m.



Obrázek 106: Varianta 4 – půdorys a podélný řez

Jednosvazný průřez podpíraný prefabrikovanými vzpěrami je budován postupně. V první fázi je zhotoven monolitický centrální nosník a po spojení vahadel a krajních polí začne montáž vzpěr a dobetonávka horní desky s příčným předpětím. Výška průřezu nad podporou je navržena 4,6 m a postupně se snižuje na 3 m uprostřed rozpětí. V krajních polích budovaných na pevné skruži pokračuje konstantní výška 3 m.



Obrázek 107: Varianta 4 – příčný řez

## 4.4 Výběr výsledné varianty

Rešerše ukázala, jak rozmanitý může být návrh mostu o větším množstvím polí. Rozmanitost je umocněna směrovým rozdělením silnice I/13, kdy se nabízí další varianty jednosvazného průřezu. Při samotném návrhu a aplikaci na most přes údolí Bystřice se však mnoho variant

ukázalo jako nevhodné řešení. Kvůli výšce mostu a šikmosti překážek se do užšího výběru nedostala žádná z variant s krátkým rozpětím polí.

V první fázi jsou porovnány varianty 2A a 2B, které jsou obě vhodné pro výsuvnou skruž i segmentovou technologii. Varianta 2B má oba mosty shodného uspořádání a umožňuje vhodnější poměr krajních a mezilehlých polí. Naproti tomu výrazně méně respektuje překážky.

Přeložka silnice III/25337 hraje významnou roli při celkovém zhodnocení a také by způsobovala značné problémy při výstavbě, kdy by nemohla plně sloužit jako staveništní komunikace ani pro případné řešení objízdných tras.

U varianty 2B je použito jediné rozpětí polí 57 m. Variantu 2A se podařilo navrhnout i při respektování překážek jako velice dobře sjednocenou s ohledem na rozpětí jednotlivých polí a tento faktor proto není uvažován jako výrazná výhoda varianty 2B. Obě varianty mají stejný počet vysokých pilířů a výhodou varianty 2A je také menší maximální rozpětí, což umožňuje návrh štíhlejší konstrukce. Z výše uvedených důvodů je vybrána jako vhodnější varianta 2A.

Varianta 2C se ukazuje jako výhodná varianta v hluboké části údolí, naopak do nižší části směrem k bílinské opěře působí široký příčný řez a výškové náběhy nepřirozeně. Hlavním problémem této varianty je nákladný pronájem výsuvné skruže portugalské firmy BERD.

Jako poslední jsou vzájemně porovnány letmo betonované varianty. Varianta 3A se neukázala jako vhodná kvůli velkému počtu vahadel a problematice nízkých a tuhých rámových stojek v části u bílinské opěry. Nevýhodou jinak zdařilé varianty 3B s 80 m rozpětím je pouze nutné přeložení komunikace III/25337.

Varianta 3C s rozdělením na hlavní most a přesýpaný rám se jeví jako velice zdařilá z estetického hlediska. Společným znakem variant 3C a 3D je změna technologie z letmé betonáže na pevnou skruž v poměrně nepříznivých podmínkách a značné výšce nad terénem. Tento problém je u varianty 3B vyřešen pomocí většího počtu vahadel výrazně lépe.

U varianty 3D se již zdá být poměr délky a výšky hlavního pole příliš velký, což má negativní vliv na estetické působení konstrukce. Pro rozpětí 100 m byla navržena také varianta extradosed, u které se estetické působení oproti variantě 3D výrazně zlepšilo díky vynesení konstrukce nad niveletu. Tím se opticky snížil poměr délky a výšky pole.

Je však nutné poznamenat, že rozpětí 100 m je pro letmo betonované konstrukce běžné a použití mostu extradosed by dávalo větší význam až při větším rozpětí nebo při kombinaci se stlačenou stavební výškou. Nedostatek stavební výšky u tohoto mostu rozhodně není.

Ještě před výsledným výběrem je posouzen rozdíl mezi technologií výsuvné skruže a segmentů oproti letmé betonáži. Zatímco u prvních zmíněných by se jednalo o jedinou technologii pro obě nosné konstrukce, u variant letmo betonovaných by se kombinovala

vahadlová výstavba s výstavbou několika polí na pevné skruži. To by nepochybně mělo dopad na celkové náklady i dobu výstavby.

Ačkoliv se jedná o poměrně hluboké údolí, přístup k pilířům je shodný u variant na výsvné skruži i letmo betonovaných. Geologický profil je nepříznivý v celém hlubokém údolí a není proto nutné se bez dalšího důvodu snažit překonat údolí jedním velkým letmo betonovaným polem. Dlouhé pole by mělo větší význam při geologickém profilu, který by v místech pilířů letmé betonáže obsahoval únosné skalní podloží a mezi nimi by byl úsek se zhoršenými geologickými podmínkami bez skalního podloží. V tom případě by naopak bylo problematické vložení mezilehlého pilíře, který by byl nutný u menších rozpětí varianty segmentové či zhotovené na výsvné skruži.

Vzhledem k nepříznivému podloží by mohla být značná výhoda při uložení mostu na ložiska. Pokud by celá konstrukce nebo některý z pilířů začal nadměrně sedat, bylo by možné provést výškovou rektifikaci v místě ložisek pomocí hydraulických lisů. Podobný případ nastal u nedalekého mostu na D8 u Prackovic. Výhodou by byla také dvojice samostatných mostů, u kterých by tato oprava mohla být provedena za postupné uzavírky pouze jednoho dopravního směru na příslušné nosné konstrukci. U jediné nosné konstrukce by byla bezpodmínečně nutná celková uzavírka komunikace.

Pokud by nadměrné sedání nastalo u konstrukce letmo betonované, která působí jako sdružený rám, bylo by prakticky nemožné poklesnutou konstrukci na rámových stojkách nadvýšit do požadované polohy.

Na základě veškerých uvedených kritérií byla jako nejvhodnější vybrána varianta 2A, která je svými proporcemi velmi elegantní a vhodná pro začlenění do krajiny. Poměr délky a výšky nejvyššího pole je 1,6, což téměř přesně odpovídá tzv. „zlatému řezu“, který je obecně pokládán za ideální poměr mezi délkami obdélníku a je upřednostňován i v mostním stavitelství.

Zvlášť u výsvné skruže se jedná o běžnou a rychlou technologii výstavby se staticky výhodným komorovým průřezem. Varianta i při poměrně malém rozpětí polí respektuje veškeré hlavní překážky a kopíruje sklon terénu, což je patrné ze zakreslení půdorysu do vrstevnicové mapy.



## 5 Rozpracování výsledné varianty

Tato kapitola slouží jako důležitý podklad pro statický výpočet hlavních prvků mostu. Výsledný návrh z variantního řešení je rozpracován do větší podrobnosti a upraven dle požadavků technologie výstavby, které jsou získány z podkladů k výsuvné skruži ŽM16 firmy Metrostav Infrastructure, a.s. Zároveň je zde navržen globální postup výstavby dvojice mostů. Důkladněji je popsán postup výstavby betonážního taktu společně s předpokládaným postupem předpínání, který bude v následném statickém výpočtu posuzován a upravován.

### 5.1 Charakteristika mostu

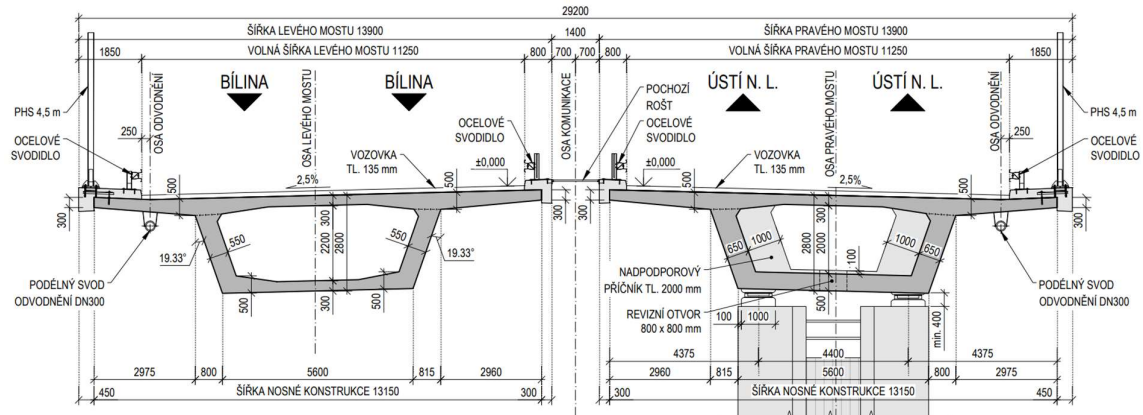
Jedná se o dvojici rovnoběžných mostů na směrově rozdělené komunikaci I. třídy o 9 polích. Mosty jsou navrženy jako kolmé. Maximální výška mostu nad terénem se nachází v místě potoka Bystřice a dosahuje 34,014 m. Levý most je navržen s rozpětím polí  $43 + 3 \times 50 + 4 \times 53 + 41$  m, u pravého mostu jsou rozpětí  $43 + 5 \times 50 + 2 \times 52 + 38$  m. Optimální rozpětí pro výsuvnou skruž ŽM16 je 48 m a je použitelná až do rozpětí 60 m, což svědčí o vhodnosti navržené varianty pro využití této skruže. Délka nosné konstrukce je 448 m pro levý most a 437 m pro pravý most. Délka levého mostu je 468,8 m a délka pravého mostu je 453,8 m.

#### 5.1.1 Nosná konstrukce

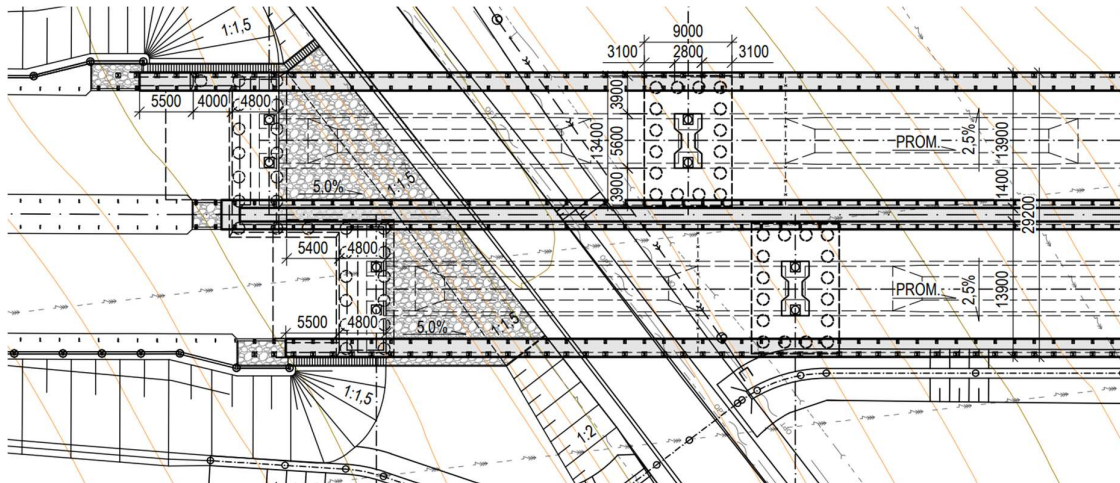
Hlavní nosnou konstrukci tvoří dvojice samostatných komorových nosníků. Průřez komory je navržen s ohledem na respektování rozměrů z poskytnutých podkladů pro použití výsuvné skruže ŽM16. Jedním z nich je poměrně malá šířka spodní desky komory, která je odvozena od vhodné šířky pilířů pro umístění pilířových vzpěr pro skruž, která je 5,6 metru. Malá šířka spodní desky není příznivá ze statického hlediska a snižuje moment setrvačnosti. Z estetického hlediska však průřez s užší deskou působí štíhleji a je lépe začlenitelný do okolního prostředí.

Šířka horní desky komory je 13,15 metru a její tloušťka se od konzol a středu průřezu zvětšuje z 0,3 metru na 0,5 metru v místě styku se stěnami. Tloušťka stěn průřezu v poli je navržena 0,55 m a nad podporou 0,65 m. Sklon levé i pravé stěny je s ohledem na snížení pracnosti navržen ve shodném sklonu od svislé roviny. Náběh mezi průřezem v poli a nad podporou je navržen ve vzdálenosti 10 m od osy uložení a probíhá lineární změnou tloušťky na vzdálenosti 3 m. Do vzdálenosti 1 m na každé straně od osy uložení dosahuje nadpodporový příčník, u kterého je rozšířena spodní deska na 600 mm a stěny na 1650 mm. U opěr jsou navrženy příčníky šířky 2 m se svislými stěnami a rozšířenou horní deskou pro mostní závěr.

Je předpokládáno uložení nosné konstrukce na spodní stavbu pomocí hrncových mostních ložisek. Pro umožnění délkových dilatací mostu jsou předpokládány lamelové dilatační závěry s umožněnými posuny, které budou uvedeny ve statickém výpočtu.



Obrázek 108: Příčný řez výsledné varianty v poli a u podpory



Obrázek 109: Část půdorysu u bilinské opěry

## 5.1.2 Spodní stavba

### 5.1.2.1 Pilíře

Tvar pilíře je zvolen jako I průřez s ohledem na technologii výstavby a potřebu kotvení vzpěr pro výsuvnou skruž. Dřík má půdorysné rozměry 5,6 x 2,8 m a ve střední části je navrženo zúžení na šířku 1,4 m. Hlava pilíře není rozšířena a v posledním 1,5 metru vysokém úseku je vynechána střední část pilíře a je doplněno ocelové zábradlí. Společně s vstupem v dolní desce komory je tímto vytvořen prostor pro revizi ložisek a případně pro jejich výměnu. Pro výpočet je předpokládán návrh pevných ložisek na pilířích P5.

### 5.1.2.2 Opěry

Opěry se skládají z dříku, křídel, úložného prahu, závěrné zídky a plentovací zídky. Na opěry navazuje přechodová oblast s přechodovou deskou délky 6,8 m. Ústecká opěra má u obou mostů shodně navržené vykonzolované křídlo délky 5,7 m. Tato opěra je upravena pro průjezd výsuvné skruže během její montáže a demontáže. Během výstavby se bude skládat pouze ze základové desky a dříku šířky 5,6 metru. Po demontáži skruže bude dokončena zbývající část dříku a křídla.

Bílinská opěra bude zhotovena vcelku a výsuvná skruž skrz ni nebude projíždět. Tato opěra je netypická tím, že začátky mostů mají rozdílné staničení o 11,0 m. Pro zachycení zemního tělesa, které se nachází v oblasti mezi opěrami je navržena opěra pravého mostu s křídlem délky 5,4 m, které dosahuje až ke dřívku opěry levého mostu, kde se zároveň nachází dilatační spára mezi levou a pravou opěrou. Vnější křídlo pravého mostu je vykonzolované s délkou 5,5 m a vnější křídlo levého mostu je částečně vykonzolované s celkovou délkou 9,5 m a konzolovou částí délky 5,5 m.

### 5.1.3 Založení mostu

Založení pilířů je navrženo pomocí skupin pilot délky 25 m. Základ má půdorysné rozměry 13,4 x 9,0 m s výškou desky 2,5 m. Celkem 16 pilot je rozmístěno po obvodě základu v osových vzdálenostech 2,2 m a vzdálenost osy piloty a hrany základu je shodně 1,2 m. Toto rozvržení je zvoleno na základě neúnosného podloží, ve kterém je hlavním problémem sedání a vnitřní piloty mají vzhledem ke skupinovému účinku minimální přínos na zlepšení výsledků za výrazné zvýšení ceny. Piloty takto vytváří pomyslný keson a obklopují zeminu mezi nimi. Mezi pilotami je také dostatek místa na nesystémové piloty, na kterých by bylo možné provést statickou zatěžovací zkoušku. Takto navržené založení by bylo nutné upravit v místech, kde se ve vrtech doplňkového průzkumu vyskytnou únosné čedičové proudy.

Opěry jsou shodně založeny na 25 m dlouhých vrtaných pilotách, které se chovají jako piloty plovoucí v soudržných zeminách. Šířka základu opěry je 5,9 m a délka je 14,15 m u bílinské opěry pravého mostu, 16,95 m u levého mostu a 14,6 u obou ústeckých opěr. V podélném směru jsou dvě řady pilot v osové vzdálenosti 3,9 m a v příčném směru jsou osové vzdálenosti 2,47 m. Jedna pilota je doplněna u ústecké opěry pod křídlem mezi mosty a také pod vnějším křídlem levého mostu.

### 5.1.4 Mostní svršek a vybavení

Nosnou konstrukci pokrývá izolace z natavovaných asfaltových pásů. Vozovka je navržena jako třívrstvá celkové tloušťky 135 mm. Na obou stranách mostu se nachází železobetonové římsy, které jsou pomocí talířových kotev připevněny k nosné konstrukci.

Na vnitřní straně obou mostů je navrženo ocelové mostní svodidlo. Prostor mezi vnitřními hranami říms je vzhledem k rozšířenému střednímu dělicímu pásu v celém úseku vyplněn pochozím roštem z kompozitního materiálu. Vnější římsy obsahují mostní ocelové svodidlo, za kterým následuje 0,75 m široký revizní chodník a protihluková stěna výšky 4,5 m. Ta je navržena z transparentních panelů s ochrannými pruhy proti nárazu ptáků. Konkrétní produkt je vybrán z podkladů firmy Titan Multiplast s.r.o. Jedná se o panely z plexiskla soundstop XT

uložené do sloupků HEA 180 v osové vzdálenosti 2 m. Obdobný typ protihlukové stěny byl navržen u mostu přes údolí u obce Dobkovičky na D8 a z přiložené fotografie je patrný velice příznivý vzhled, který doplňuje také nízká hmotnost vhodná na mostní konstrukce. [29]



Obrázek 110: Fotografie transparentní protihlukové stěny na mostu u Dobkoviček

### 5.1.5 Odvodnění mostu

Součástí výstavby Kladrubské spojky jsou retenční nádrže, které se nacházejí za opěrami mostu. Do retenční nádrže za ústeckou opěrou jsou vyústěny podélné svody odvodnění obou mostních konstrukcí. Tato diplomová práce se zabývá pouze návrhem mostní konstrukce a retenční nádrž by bylo v reálném návrhu nutné koordinovat společně s návrhem odvodnění celé stavby a zemním tělesem.

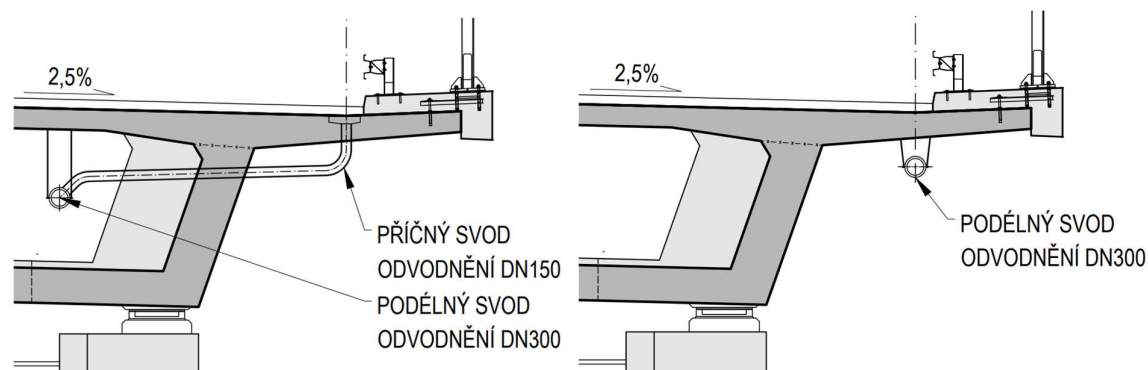
Podélný svod odvodnění je v první variantě veden uvnitř každé komory. Do podélného svodu jsou zaústěny příčné svody, které prochází skrz stěnu komory. Příčné svody navazují na mostní odvodňovače, které slouží pro odvodnění povrchu vozovky a říms. Pro odvodnění izolace jsou použity trubičky, které odkapávají volně pod most, přičemž je nutné zajistit jejich rozmístění tak, aby voda nepadala na silnice a železniční trati pod mostem.

Ve druhé variantě, která byla vyhodnocena jako výsledná, je veden svod odvodnění přímo pod vnější konzolou. Nevýhodou oproti variantě vedení uvnitř komory je vystavení mrazu a povětrnostním podmínkám. Voda ve svodu může v mrazivých dnech zamrznout a tím svod ucpat. Proto by bylo vhodné po provedení hydrotechnického výpočtu navrhnout větší průměr potrubí, než je nutné. Při zamrznutí vody ve větším profilu by měl stále zůstat dostatečný volný profil, který by udržel odvodnění v provozuschopném stavu bez jeho úplného ucpání. Dále bude vhodné trubku podélného svodu zaizolovat. Tento problém by však postihl i variantu vedení

uvnitř komory, protože příčné svody by stálé byly vystaveny mrazu. Kromě toho má vedení mimo komoru množství výhod. Vzhledem k vedení velkého množství předpínací výztuže ve stěnách komory by příčné svody vedené skrz stěnu tvořily značné dispoziční omezení buď pro vedení předpínacích kabelů nebo pro rozmístění odvodňovačů. U odvodnění mimo komoru lze rozmístit odvodňovače pravidelně bez omezení.

Do podélného svodu na konzole by bylo jednoduše možné zaústit i trubičky pro odvodnění izolace, které by nemusely vytékat volně pod most. Vzhledem k poloze svodu mimo komoru by byla také jednodušší jeho oprava a případná výměna, která by byla uvnitř komory poměrně komplikovaná. Pouze pro revizi odvodnění by bylo výhodnější vedení v komoře, které by nevyžadovalo mostní prohlížečky.

Jako poslední a pravděpodobně rozhodující výhoda vedení mimo komoru je riziko poškození a jeho následky. Při poškození uvnitř komory by mohlo docházet značnou dobu k vytékání agresivní vody z vozovky ve vnitřní části průřezu, které by po dlouhou dobu nebylo znatelné a mohlo by nosnou konstrukci poškodit. Poškození svodu vedeného mimo průřez by žádným způsobem neohrozilo nosnou konstrukci a bylo by rychle viditelné vytékáním značného množství vody pod most.



Obrázek 111: Možné způsoby řešení odvodnění mostu

## 5.2 Postup výstavby

Z hlediska návrhu postupu výstavby je velice důležité specifikovat požadavky dané skruže. Na území Evropy se při rozpětí od 50 do 60 metrů nabízí možnost pronájmu výsuvných skruží firm BERD a Structuras. V České republice se dále nacházejí skruže firmy Metrostav Infrastructure, a.s. z materiálu ŽM16 a skruží firmy Skanska a.s.

Firmy BERD a Structuras nabízejí také horní výsuvné skruže. Tato technologie by uplatnila své výhody i u řešení tohoto mostu a nebylo by nutné řešit problémy s nedostatečným prostorem pod nosnou konstrukcí v krajních polích. Skruž by byla využita od prvního do posledního pole pravého i levého mostu, což je s ohledem na rychlost výstavby ideální případ.

Kromě této výhody je zde zásadní nevýhoda spočívající v nutnosti nákladného pronájmu a zhoršení ekonomické stránky stavby. Proto bude snahou této práce využít dostupnou spodní skruž ŽM16 firmy Metrostav Infrastructure, a.s.

### 5.2.1 Globální fáze výstavby

Tato kapitola popisuje globální fáze výstavby veškerých částí mostu až po uvedení do provozu. Podrobný popis betonážního taktu je uveden v následující kapitole. Časové údaje v tomto soupisu jsou orientační a reálné hodnoty by bylo nutné konzultovat se zhotovitelem. V textové části nejsou uvedeny schématické výkresy veškerých fází, které jsou obsaženy podrobněji ve výkresové dokumentaci.

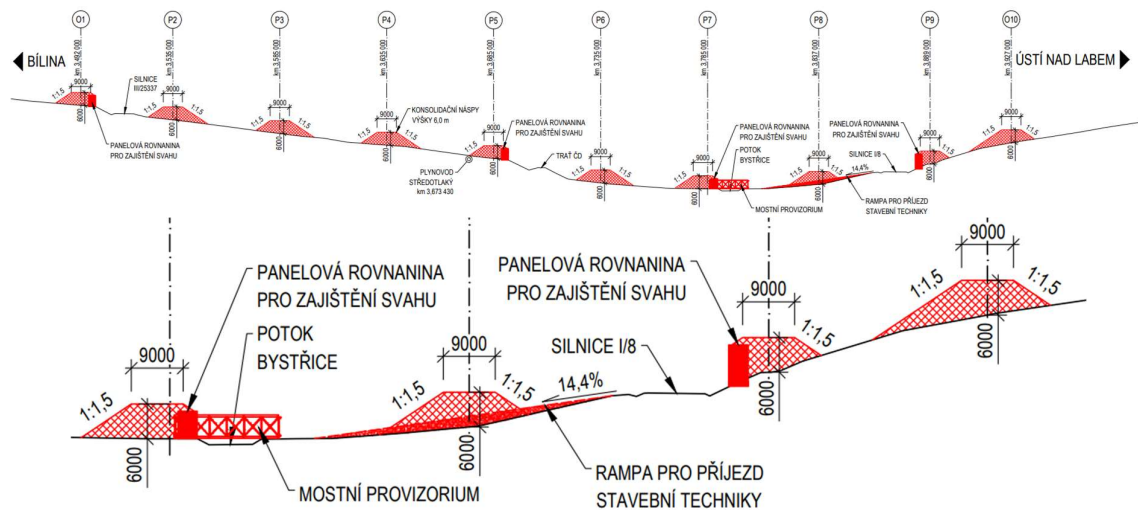
Tabulka 1: Soupis fází výstavby

Číslo fáze	Popis dílčích fází	Trvání dílčí [dny]	Trvání celkem [týdny]
1	Zřízení přístupových cest včetně rampy a mostního provizoria	28	34
	Přeložka dotčených inženýrských sítí	14	
	Provedení konsolidačních náspů	28	
	Konsolidace	168	
2	Odtěžení konsolidačních náspů	28	6
	Vybudování plošin pro vrtání pilot a montáž výsuvné skruže	14	
3	Hluché vrtání pilot pomocí vrtných šablon a ocelových výpažnic	28	9
	Provedení výkopů do úrovně podkladního betonu včetně případného pažení	14	
	Odbourávání hlav pilot	14	
	Betonáž podkladního betonu	7	
4	Ukládání výztuže, bednění a betonáž základových desek	25	28
	Zřízení provizorní ochranné konstrukce nad silnicí I/8	3	
	Výstavba opěr do úrovně závěrné zídky včetně úpravy průjezdné opěry	28	
	Postupná výstavba dřívků pilířů po betonážních taktech	140	
5	Zhotovení dočasné veže PIŽMO pro výsun skruže přes krajní pole	3	3
	Montáž 40 m dlouhé části výsuvné skruže na montážní plošině	18	
6	Osazení podpor pro výsuvnou skruž na trojici nejbližších pilířů	7	2
	Postupná montáž a vysouvání skruže do 1. betonážního taktu pravého mostu	7	
7	Nastavení bednění do pracovní polohy v 1. taktu pravého mostu	1	3
	Ukládka betonářské a předpínací výztuže U průřezu	3	
	Betonáž U průřezu (včetně provizorní fixace k opěře)	1	
	Předpínání U průřezu	6	
	Bednění horní desky průřezu (probíhá v době před předpínáním)	0	
	Ukládka betonářské a předpínací výztuže horní desky (před předpínáním)	0	
	Betonáž horní desky	1	
	Předpínání kompletního komorového průřezu	6	
Přesun výsuvné skruže do dalšího betonážního taktu	3		
8	2. betonážní takt pravého mostu, shodné s fází 7	-	3
9	3. betonážní takt pravého mostu, shodné s fází 7	-	3
10	4. betonážní takt pravého mostu, shodné s fází 7, zrušení provizorní fixace	-	3
11	5. betonážní takt pravého mostu, shodné s fází 7	-	3

12	6. betonážní takt pravého mostu, shodné s fází 7	-	3
13	7. betonážní takt pravého mostu, shodné s fází 7	-	3
14	8. betonážní takt pravého mostu, shodné s fází 7	-	3
15	Výstavba pevné skruže včetně bednění pro 1. betonážní takt levého mostu	11	4
	Ukládka betonářské a předpínací výztuže U průřezu	3	
	Betonáž U průřezu (včetně provizorní fixace k opěře)	1	
	Předpínání U průřezu	6	
	Bednění horní desky průřezu (probíhá v době před předpínáním)	0	
	Ukládka betonářské a předpínací výztuže horní desky (před předpínáním)	0	
	Betonáž horní desky	1	
	Předpínání kompletního komorového průřezu	6	
16	Postupná demontáž výsuvné skruže	7	1
17	Příčný přesun pevné skruže do polohy 9. betonážního taktu levého mostu	11	5
	Nastavení bednění do pracovní polohy v 9. taktu pravého mostu	1	
	Ukládka betonářské a předpínací výztuže U průřezu	3	
	Betonáž U průřezu	1	
	Předpínání U průřezu	6	
	Bednění horní desky průřezu (probíhá v době před předpínáním)	0	
	Ukládka betonářské a předpínací výztuže horní desky (před předpínáním)	0	
	Betonáž horní desky	1	
	Předpínání kompletního komorového průřezu	6	
	Demontáž pevné skruže	6	
18	Osazení podpor pro výsuvnou skruž na trojici nejbližších pilířů	3	6
	Postupná montáž výsuvné skruže do polohy 2. betonážního taktu LM	18	
	Nastavení bednění do pracovní polohy v 2. taktu levého mostu	1	
	Ukládka betonářské a předpínací výztuže U průřezu	3	
	Betonáž U průřezu	1	
	Předpínání U průřezu	6	
	Bednění horní desky průřezu (probíhá v době před předpínáním)	0	
	Ukládka betonářské a předpínací výztuže horní desky (před předpínáním)	0	
	Betonáž horní desky	1	
	Předpínání kompletního komorového průřezu	6	
Postupné dokončení a přesun výsuvné skruže do dalšího betonážního taktu	3		
19	3. betonážní takt pravého mostu, shodné s fází 7	-	3
20	4. betonážní takt pravého mostu, shodné s fází 7	-	3
21	5. betonážní takt pravého mostu, shodné s fází 7	-	3
22	6. betonážní takt pravého mostu, shodné s fází 7	-	3
23	7. betonážní takt pravého mostu, shodné s fází 7	-	3
24	8. betonážní takt pravého mostu, shodné s fází 7	-	3
25	9. betonážní takt pravého mostu, shodné s fází 7	-	3
26	Postupná demontáž výsuvné skruže na montážní plošině s pomocí PIŽMO	7	2
	Demontáž pilířových podpor výsuvné skruže	3	
	Odvoz rozebrané výsuvné skruže a prvků montážní plošiny	4	
27	Provedení celoplošné izolace z NAIP, betonáž říms, mostní vybavení	84	22
	Dokončení závěrných zídek a osazení mostních závěrů	7	
	Terénní úpravy pod mostem, zhotovení přechodových oblastí	21	
	Demontáž ochranné konstrukce silnice I/8	3	
	Pokládka asfaltového souvrství	39	
	Uvedení do provozu	0	

### 5.2.1.1 Fáze 1: Příprava staveniště a konsolidační opatření

V předchozí části práce byly popsány přístupové cesty na staveniště. Pro zřízení těchto cest je zapotřebí zemních prací, které budou nejvýraznější u rampy ze silnice I/8. Po zřízení rampy proběhne montáž mostního provizoria přes potok Bystřice. V případě nutnosti byly v této fázi zřízeny konsolidační násypy. Pomocí ručně kopaných sond je nutné přesné vytyčení polohy sdělovacích kabelů u silnice III/25337 a stávajícího i zrušeného plynovodu nad železniční tratí. Poté bude provedena přeložka inženýrských sítí, konkrétně vodovodních a kanalizačních potrubí v okolí silnice I/8 a potoka Bystřice.

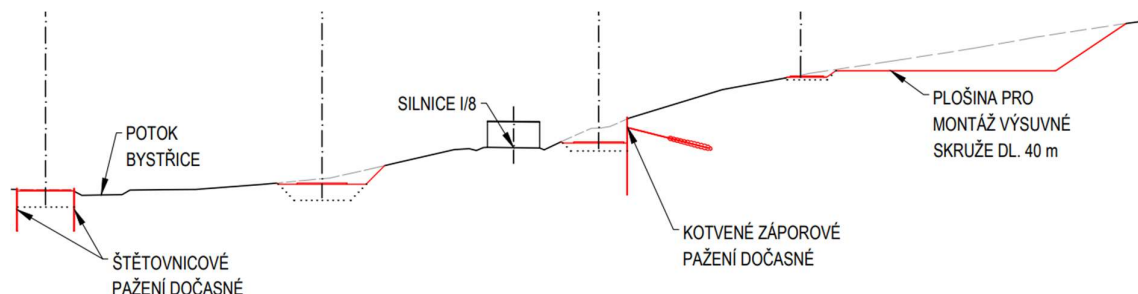


Obrázek 112: Fáze 1 – schématický výkres

### 5.2.1.2 Fáze 2: Budování vrtných a montážních plošin

Vrtné plošiny budou zřizovány v předepsaných výškových úrovních. V této fázi dojde také k provedení štětovicových pažení a kotveného záporového pažení u pilířů P9. Svahované jámy jsou navrženy ve sklonu 1:1. Největší objem zemních prací bude potřebný pro zřízení montážní plošiny pro výsuvnou skruž, která bude dosahovat délky 40 metrů od osy uložení opěry O10.

Montážní plošina by měla být v ideálním případě stejně dlouhá jako spodní výsuvná skruž. Pro provedení 140 metrů dlouhé montážní plošiny by bylo nutné nepřijatelné množství zemních prací a je proto navržena plošina zkrácená, která však přinese velké usnadnění pro letnou montáž a demontáž skruže

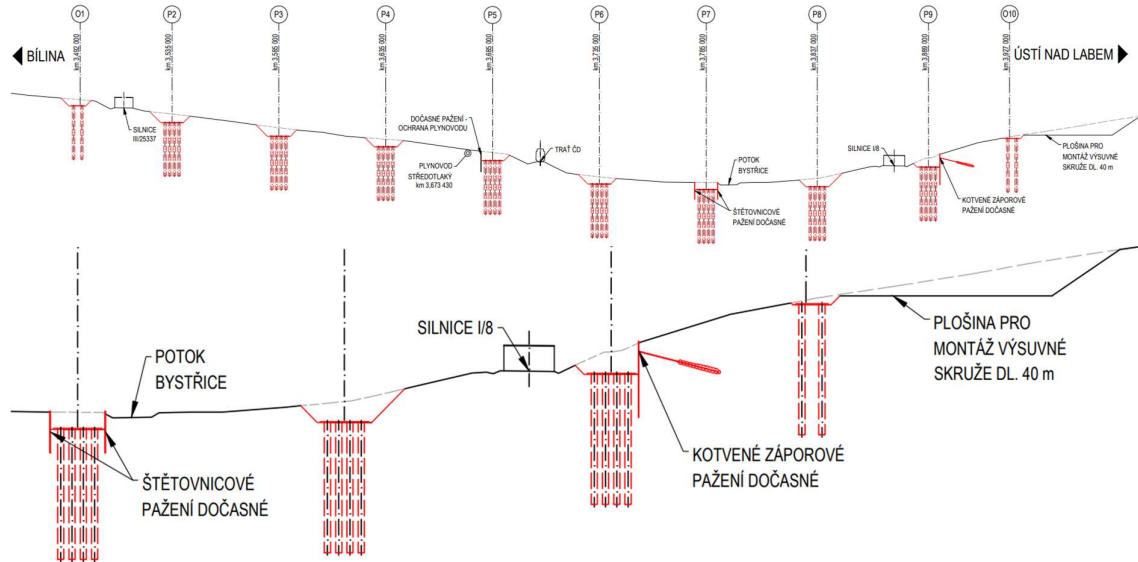


Obrázek 113: Fáze 2 - schématický výkres



### 5.2.1.3 Fáze 3: Zakládání mostu na pilotách

Tato fáze obsahuje veškeré práce spojené s vrtáním pilot délky 25 metrů pod každým pilířem a opěrou. Vrtání bude probíhat jako hluché s následným odbouráním hlav pilot. Podélná výztuž pilot bude ponechána a následně na ni bude navázána výztuž základových desek.

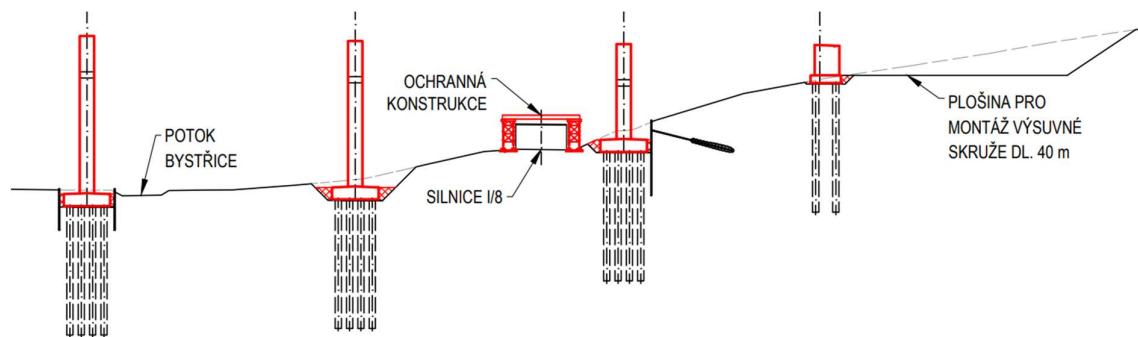


Obrázek 114: Fáze 3 - schématický výkres

### 5.2.1.4 Fáze 4: Budování spodní stavby

Pro výstavbu dřívků pilířů je předpokládáno použití překládaného bednění s maximální výškou betonážního taktu 5 m. U bílinské opěry se most nachází na nízkém náspu a výška krajního pole nad terénem není dostatečná pro průjezd skruže. První pole od této opěry budou zhotovena na pevné skruži složené z věží PÍŽMO a nosníku tvaru I. Bílinská opěra proto nemusí být navržena jako průjezdná a je upravena pouze s ohledem na různou polohu os uložení levého a pravého mostu.

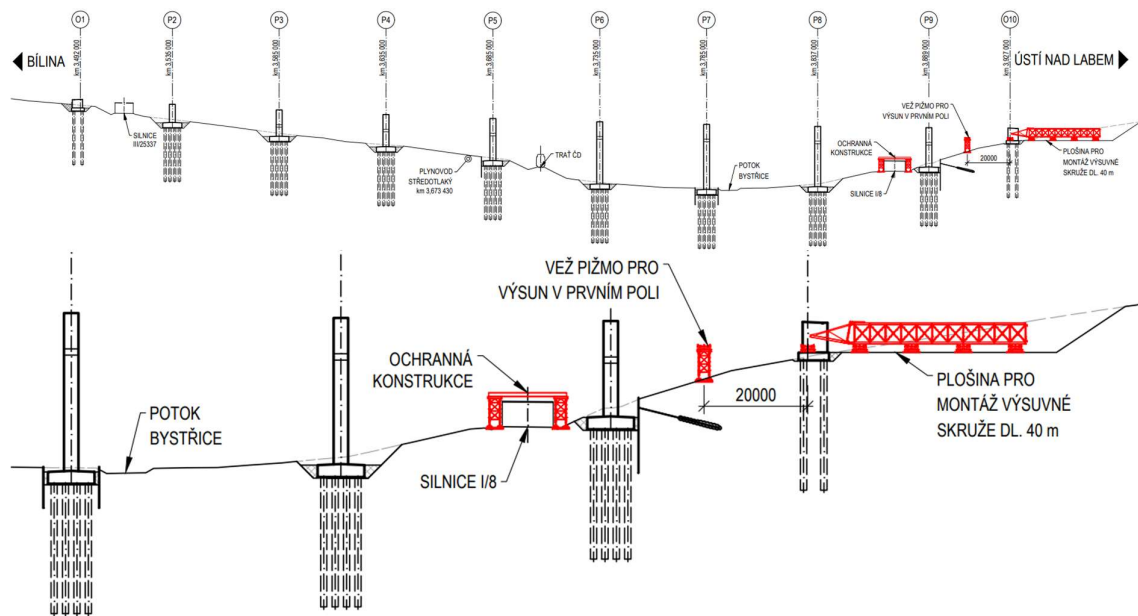
V části u ústecké opěry je poměrně svažité terén, který by nebyl vhodný k demontáži skruže. Proto je vhodné zřídit opěry jako průjezdné a za nimi vytvořit montážní plošinu. V této fázi bude zároveň zřízena ochranná konstrukce nad silnicí I/8. Ochranná konstrukce je předběžně navržena z věží PÍŽMO, nosníků I a ochranných sítí a prken.



Obrázek 115: Fáze 4 - schématický výkres

### 5.2.1.5 Fáze 5: Pravý most - montáž výsuvné skruže za opěrou

Výstavba nosné konstrukce započne na montážní plošině za ústeckou opěrou pravého mostu. Montážní plošina o délce 40 metrů od osy uložení umožní letnou montáž a demontáž skruže. K letmé montáži bude potřebné navrhnout mezilehlou podporu z věži PÍŽMO, která bude sloužit k zajištění stability proti překlopení během vysouvání. Návrh počtu věží a jejich případného příčného ztužení není předmětem práce.

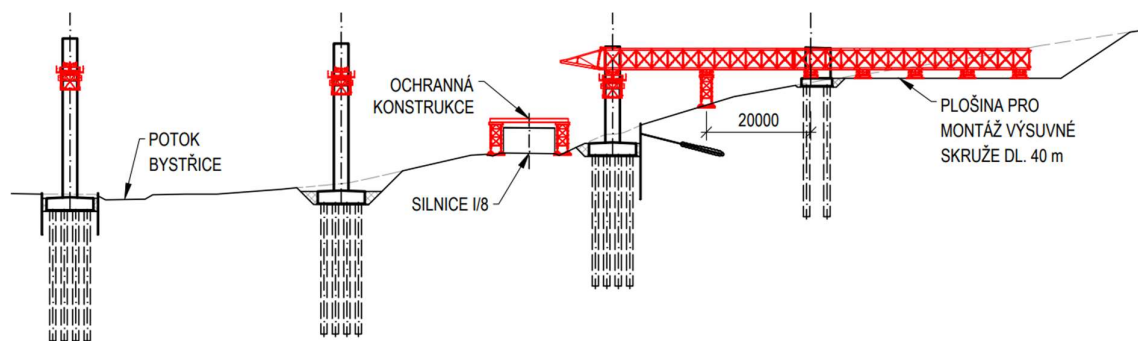


Obrázek 116: Fáze 5 - schématický výkres

### 5.2.1.6 Fáze 6: Pravý most - letmá montáž a vysouvání skruže

Skrůž bude v zadní části montážní plošiny postupně nastavována o další díly ŽM16. Po připevnění nového dílu bude výsuvná skruž vysunuta o danou délku a postupně se bude přibližovat poloze 1. betonážního taktu.

S předstihem před výsunem skruže na pilíř P9 bude nutné osadit na pilíře vzpěry, které slouží jako její podpory. Vzpěry budou osazeny také na pilíře P7 a P8 a předpokládá se celkem s trojicí těchto vzpěr, které se postupně s výstavbou budou přesouvat na pilíře před novými takty.



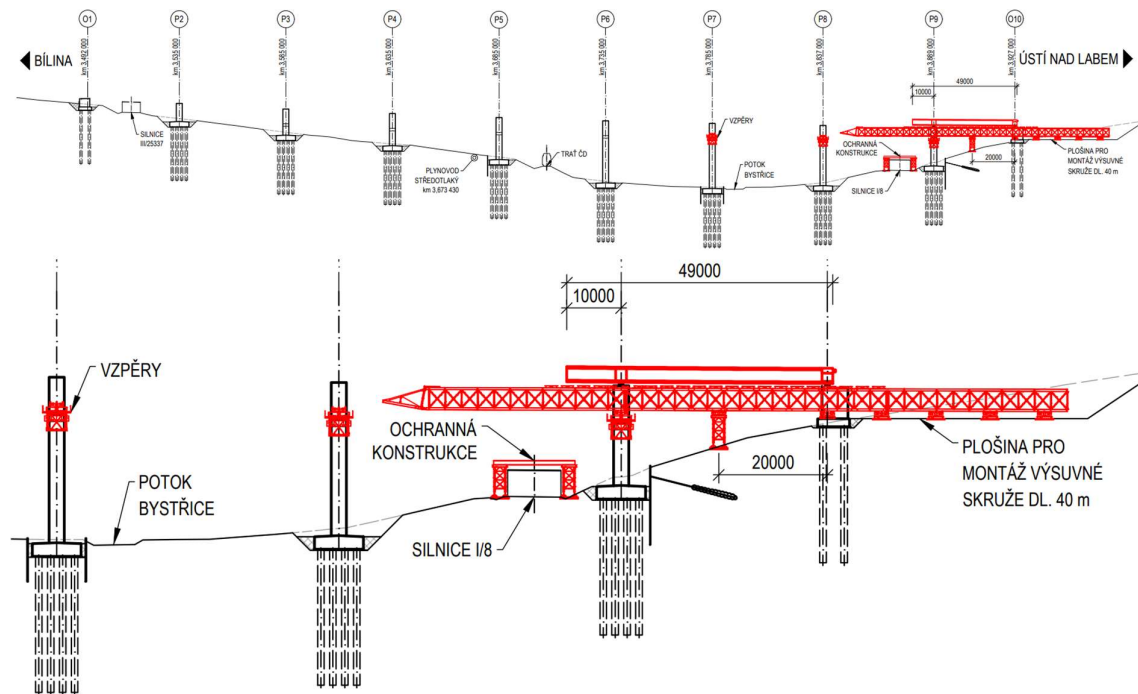
Obrázek 117: Fáze 6 - schématický výkres

### 5.2.1.7 Fáze 7: Pravý most - betonážní takt 1

Postup betonážního taktu bude podrobněji popsán v kapitole 5.2.2. Tento postup je pro všechny takty shodný a liší se pouze v posledním poli, kde kabely nejsou spojovány po polovinách, ale jsou napnuty v jednom kroku. Kromě toho bude docházet k úpravám nadvýšení bednění v jednotlivých taktech a při změně délky taktu bude upravena také poloha závěsu v zadní části skruže, aby přední část zůstávala stále ve stejné poloze a minimalizovaly by se změny tvaru bednění a mezivrstev skruže.

V první fázi bude betonáž probíhat při nedokončené výsuvné skruži. Poslední dílec s výsuvným nosem budou přimontovány až po odskržení před přejezdem do dalšího taktu. Důležitým prvkem této fáze je provizorní fixace nosné konstrukce k opěře, aby nemohlo dojít k podélnému posunutí mostu.

Fixace se provede pomocí masivního ocelového profilu zabetonovaného do opěry. Přes tento profil bude pomocí předpínacích tyčí vedených skrz diafragma přikotvena nosná konstrukce k opěře. Fixace bude deaktivována do 24 hodin po betonáži taktu, který obsahuje pevné ložisko. S předpokládaným návrhem pevných ložisek na pilířích P5 se u pravého mostu se jedná o takt číslo 5.

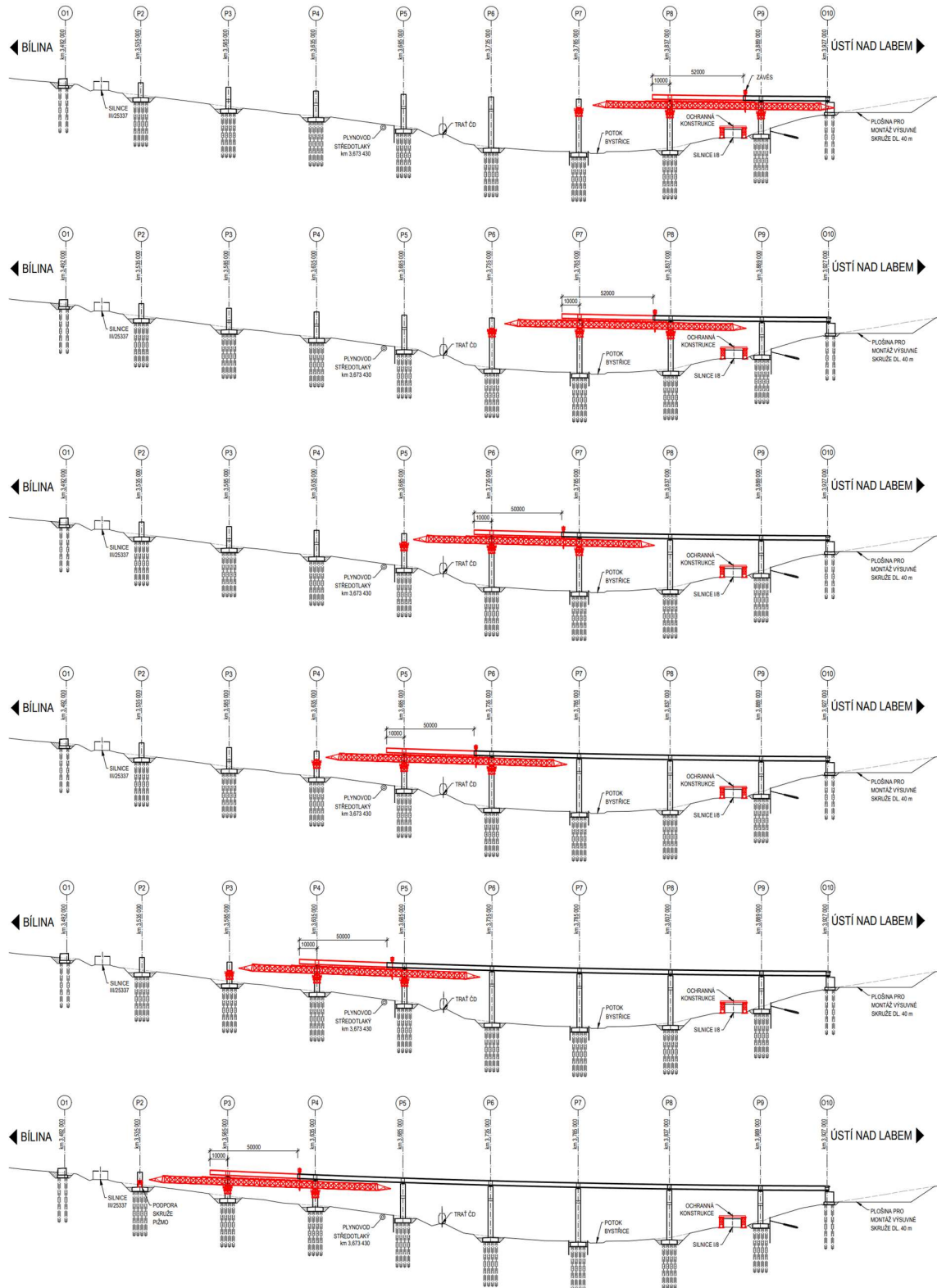


Obrázek 118: Fáze 7 - schématický výkres

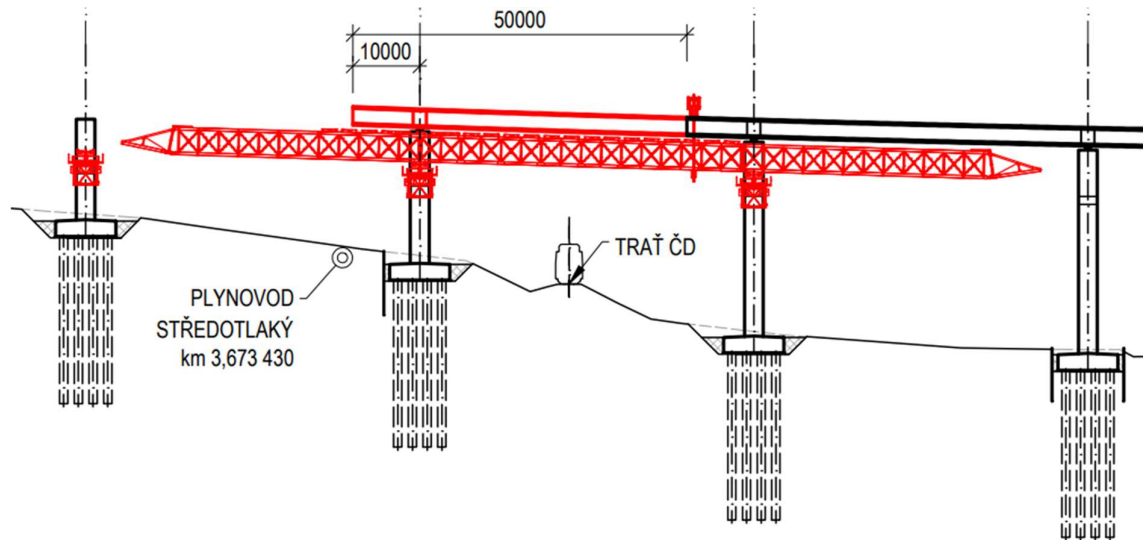
### 5.2.1.8 Fáze 8-13: Pravý most – typické betonážní takty

Po dokončení prvního betonážního taktu je již výsuvná skruž kompletní a další postup spočívá v opakování shodných taktů a postupném posouvání pilířových vzpěr. U taktu 5

s prvním pevným ložiskem je nutné deaktivovat kotvení k opěře. Jedná se o betonážní taktky 2-7, které jsou vzhledem k velké podobnosti shrnuty do jedné podkapitoly.



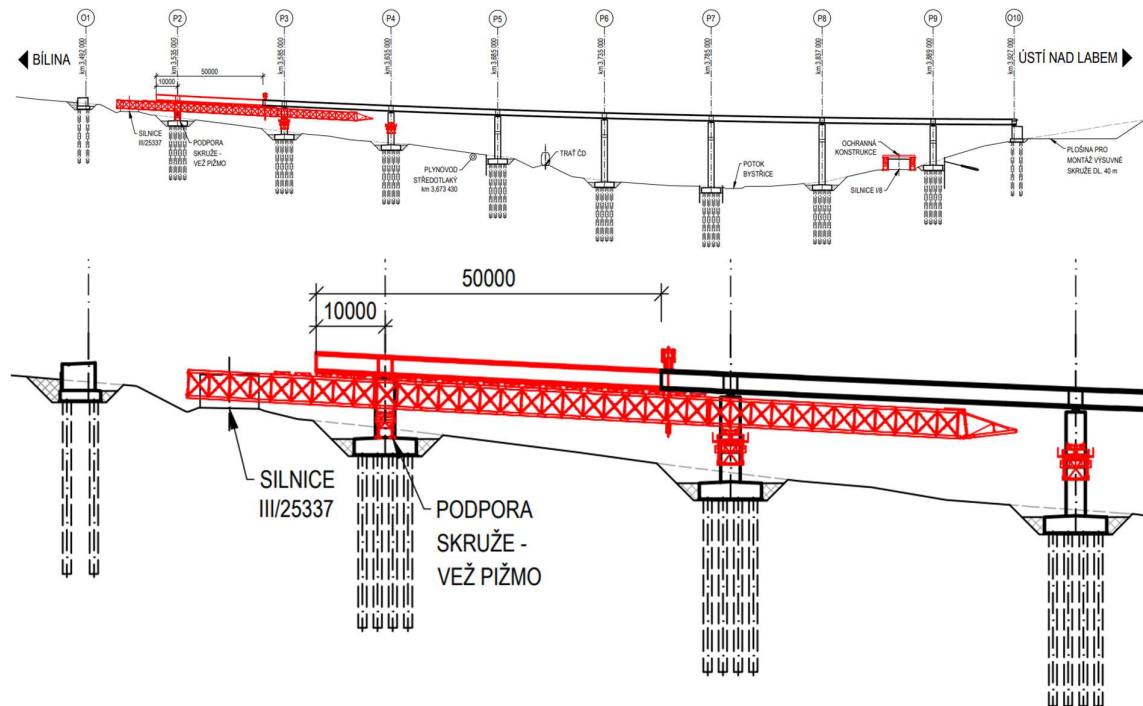
Obrázek 119: Typické betonážní taktky 2-7 pravého mostu



Obrázek 120: Detail betonážního taktu 5 s deaktivací kotvení mostu k opěře

### 5.2.1.9 Fáze 14: Pravý most - betonážní takt 8

Betonážní takt 8 je poslední takt pravého mostu budovaný na výsuvné skruži. Po dokončení tohoto taktu bude probíhat koordinačně nejsložitější část výstavby, kterou je příčný přesun výsuvné skruže. Podpora na pilíři P2 pravého i levého mostu již nebude tvořena pilířovou vzpěrou, pro kterou jsou tyto pilíře příliš nízké. Podpora bude tvořena z věží PIŽMO, které budou postaveny na základové desky pilířů. Při přesunu skruže do tohoto betonážního taktu bude nutné její část demontovat v poloze silnice III/25337 tak, aby nezasahovala do jejího svahu směrem k bílinské opěře, kde již pod mostem není dostatečná výška.

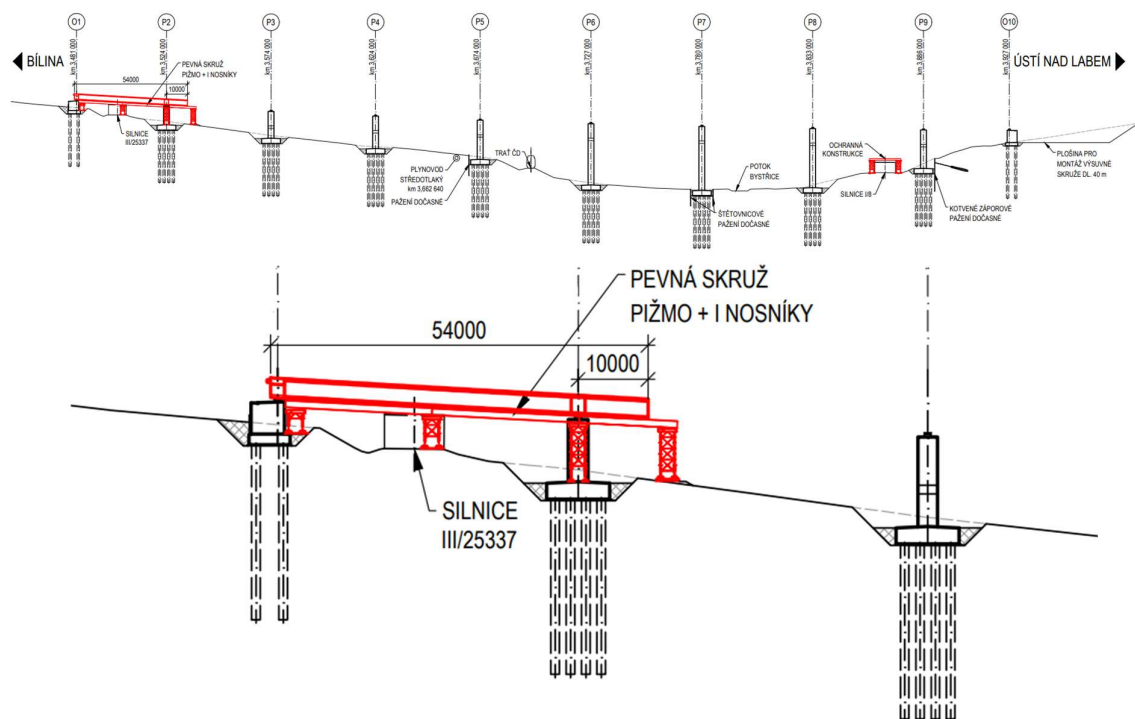


Obrázek 121: Fáze 14 - schématický výkres

### 5.2.1.10 Fáze 15: Levý most - betonážní takt 1

Ve snaze dosáhnout maximální úspory v počtu materiálu na pevné skruže je navrženo zhotovení betonážního taktu 1 levého mostu s předstihem tak, aby byl při betonáži taktu 8 pravého mostu již dokončený a odskružený. Pevná skruž, na které byl zhotoven bude rozebrána.

Část věží PÍŽMO bude použita jako podpory pro příčný přesun výsuvné skruže a část bude použita pro pevnou skruž posledního pole levého mostu, který je kratší než první takt mostu levého. Stejně jako u pravého mostu dojde v prvním taktu k provizorní fixaci nosné konstrukce k opěře. Deaktivace bude provedena po betonáži taktu 4 obsahující pevné ložisko na pilíři P5.



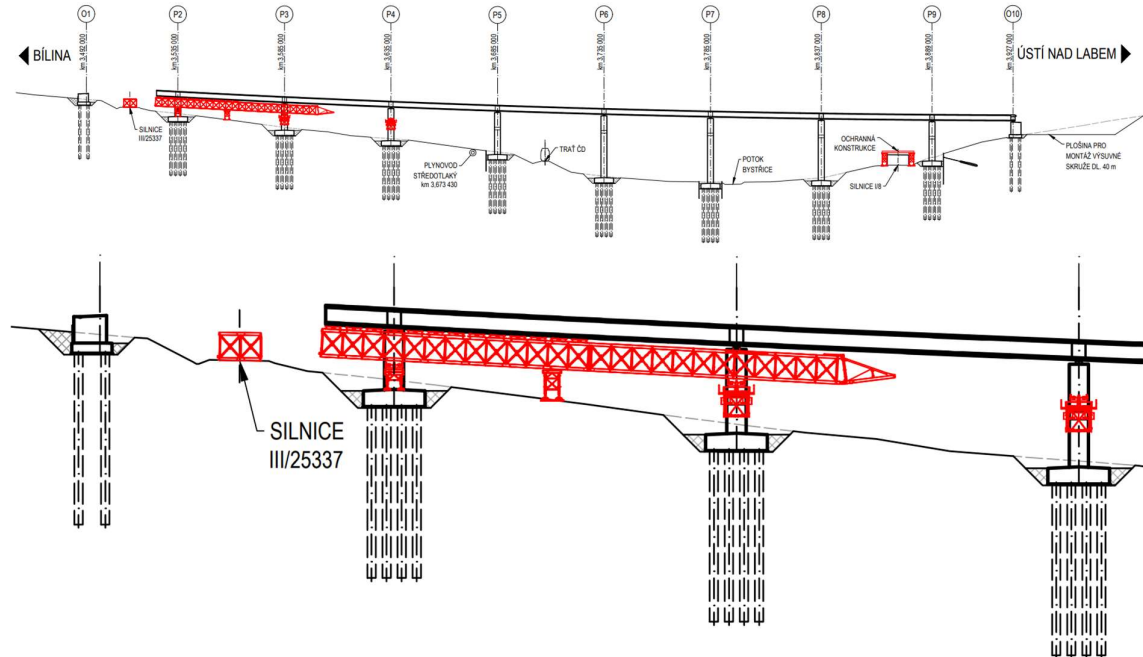
Obrázek 122: Fáze 15 - schématický výkres

### 5.2.1.11 Fáze 16: Demontáž a příčný přesun výsuvné i pevné skruže

Není možné ponechat výsuvnou i pevnou skruž na po sobě jdoucí dvojici polí. Jako nejefektivnější řešení bylo navrženo zhotovení prvního taktu levého mostu s předstihem a po odskružení využít pevnou skruž pro poslední takt pravého mostu. Aby nedošlo ke kolizi skruží ve stejném poli, musí být postup následující:

1. Zhotovení 8. taktu pravého mostu a 1. taktu levého mostu.
2. Demontáž pevné skruže a její ponechání mimo prostor pod mostem.
3. Postupná demontáž a příčný přesun výsuvné skruže na 2. takt levého mostu.
4. Montáž pevné skruže v posledním taktu pravého mostu
5. Zhotovení 9. taktu pravého mostu současně s pokračováním výsuvné skruže do dalších taktů levého mostu.

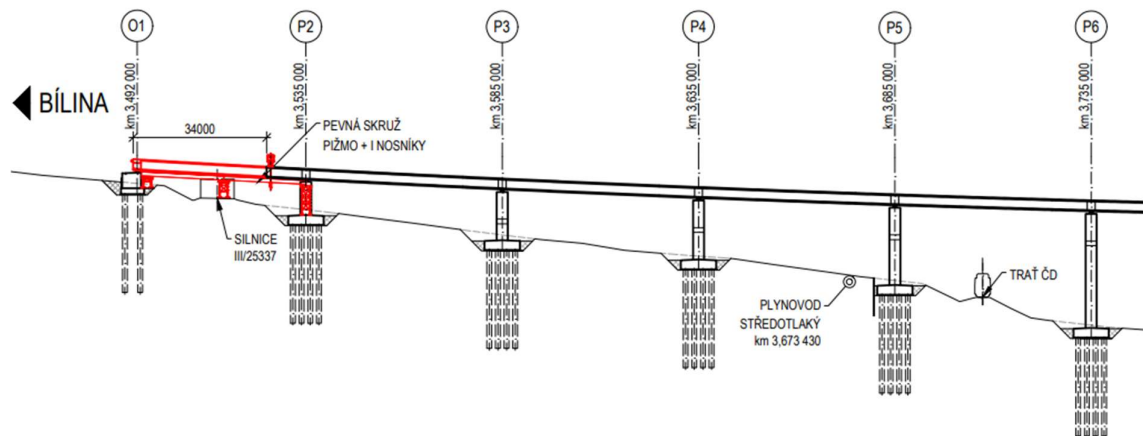
Samotný příčný přesun výsuvné skruže by bylo nutné podrobněji řešit se zhotovitelem nebo dodavatelem výsuvné skruže. V této práci je předpokládáno, že nejprve bude demontováno bednění, mezivrstvy a první třetina hlavních nosníků. Zbylá část skruže bude rozpojena v další třetině a tyto části budou pomocí dostatečně únosného jeřábu přeneseny na montážní bárky u levého mostu, kde bude celá skruž znovu dokončena a připravena na dokončení levého mostu. Tento příčný přesun bude časově i technologicky náročný, ale při použití dané spodní výsuvné skruže v těchto okrajových podmínkách není problém řešitelný jiným způsobem.



Obrázek 123: Fáze 16 - schématický výkres

### 5.2.1.12 Fáze 17: Pravý most - betonážní takt 9

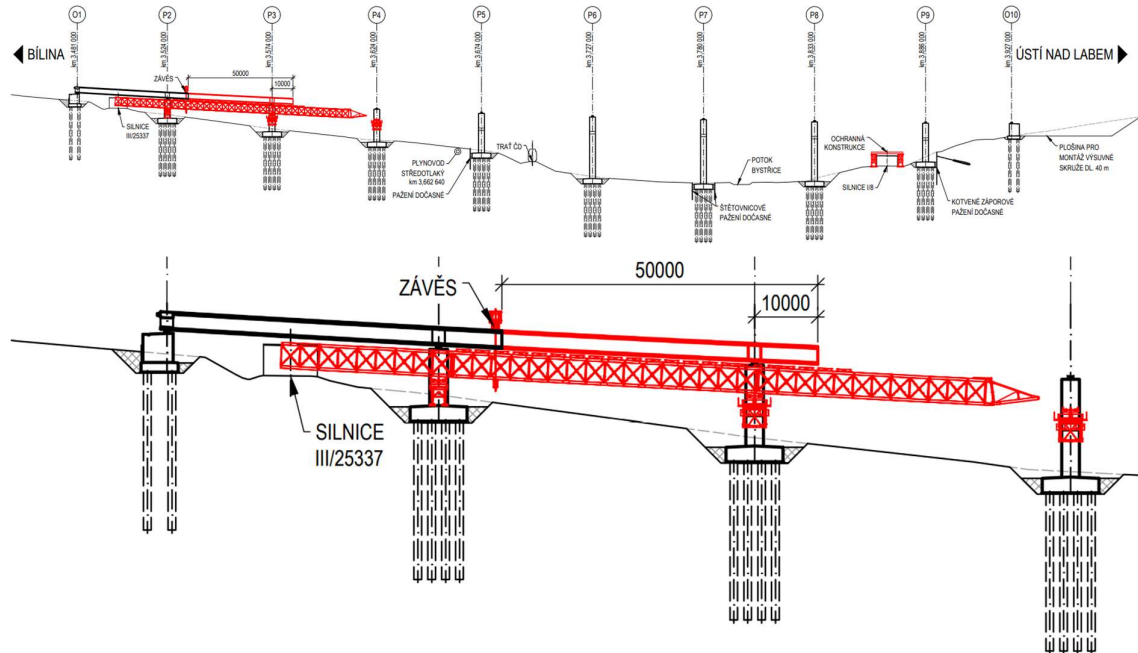
Dle popisu v předchozích kapitolách bude poslední takt pravého mostu vzhledem k malé výšce nad terénem zhotoven na pevné skruži. Po dokončení a odskružení bude možné pevnou skruž ze staveniště odvézt, protože již nebude pro další fáze potřebná.



Obrázek 124: Fáze 17 - schématický výkres

### 5.2.1.13 Fáze 18: Levý most - betonážní takt 2

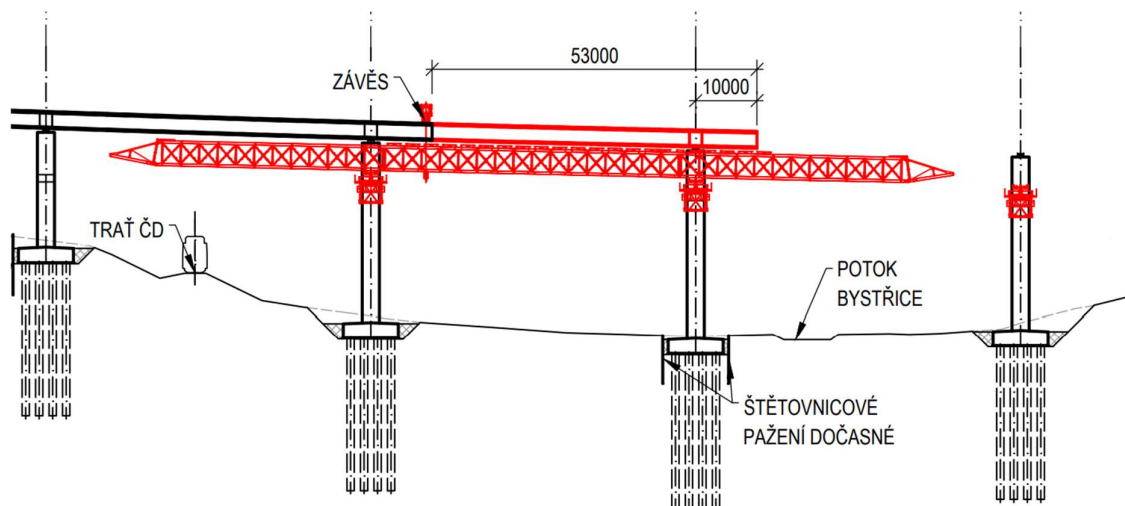
Při příčném přesunu bude skruž postupně montována od silnice III/25337. Skruž v tomto betonážním taktu vzhledem k její délce nebude kompletně dokončena. Konec skruže a výsuvný nos bude přidán až po dokončení 2. betonážního taktu při postupném výsuvu do dalšího pole.



Obrázek 125: Fáze 18 - schématický výkres

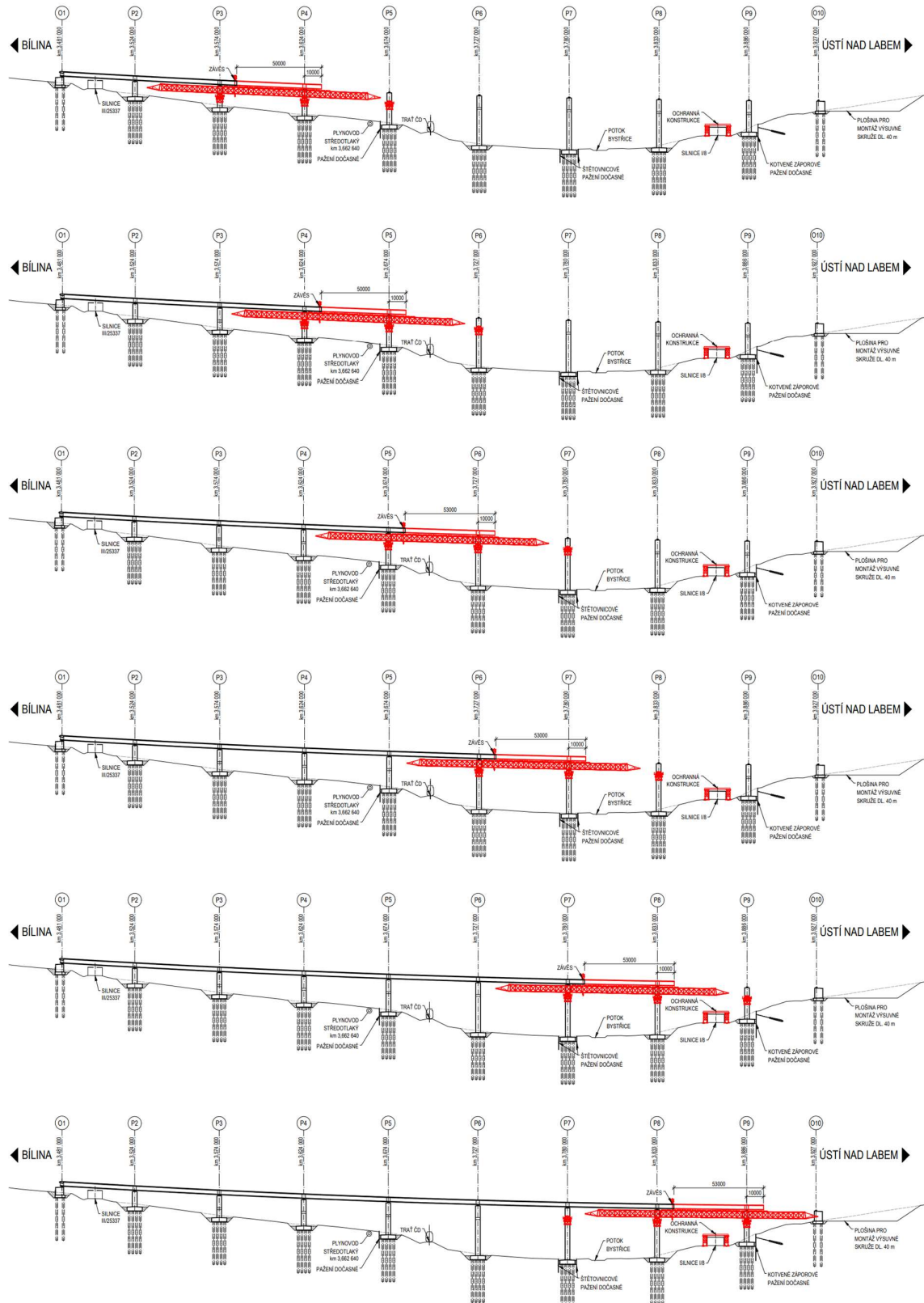
### 5.2.1.14 Fáze 19-24: Levý most – typické betonážní takty

Stejně jako u pravého mostu následují typické betonážní takty, kde je nejdůležitější změnou deaktivace kotvení k opěře při betonážním taktu 4 a úprava polohy závěsu při dosažení 53 m dlouhého pole v taktu 5.



Obrázek 126: Detail betonážního taktu 6 levého mostu

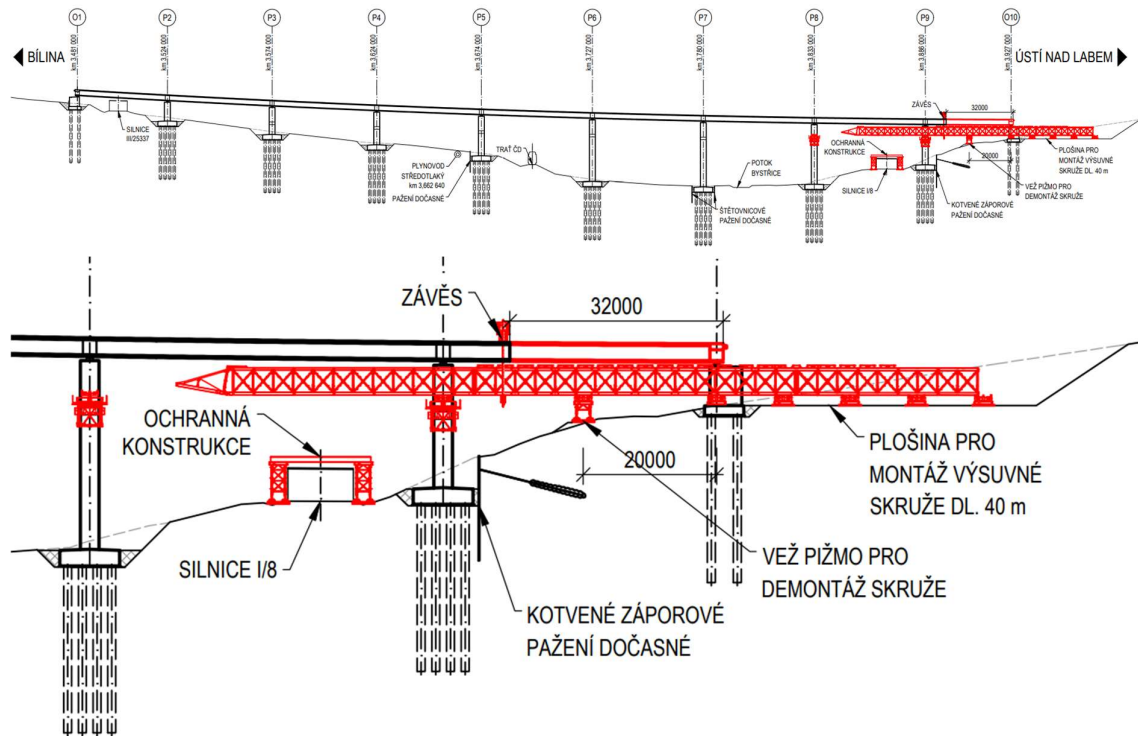




Obrázek 127: Typické betonážní takty 3-8 levého mostu

### 5.2.1.15 Fáze 25: Levý most - betonážní takt 9

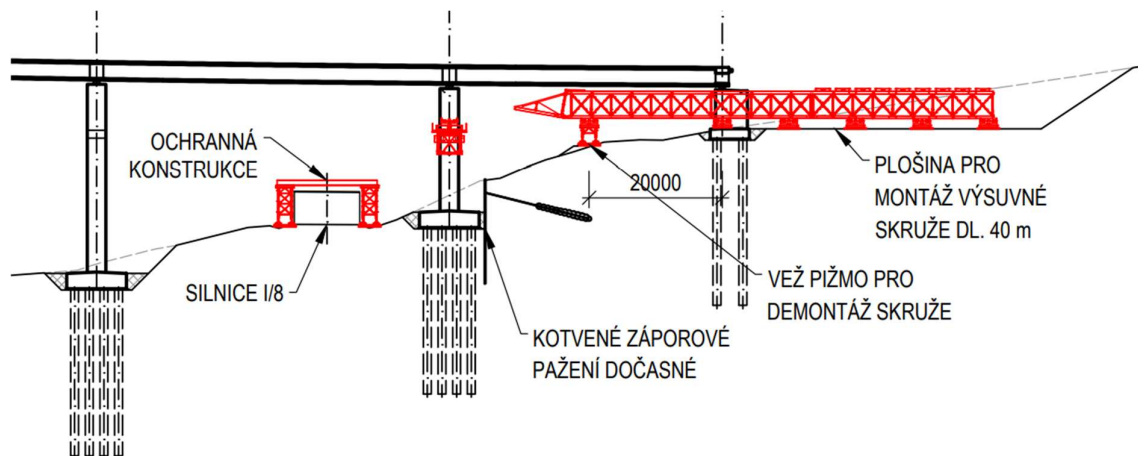
Při posledním betonážním taktu celé výstavby nosné konstrukce bude konec skruže na montážní plošině za ústeckou opěrou levého mostu. Tato část může být současně s výstavbou taktu demontována a odvážena ze staveniště, aby uvolnila prostor pro zbylou část skruže, která bude demontována po odskržení. Stejně jako k montáži bude zapotřebí bárek PIŽMO.



Obrázek 128: Fáze 25 - schématický výkres

### 5.2.1.16 Fáze 26: Levý most - postupná demontáž výsuvné skruže

Po dokončení a odskržení bude skruž postupně demontována na montážní plošině. S pomocí jeřábů budou demontovány a odvezeny také pilířové vzpěry. Po této fázi bude možné začít s dokončením dřívků opěr a jejich křídel.

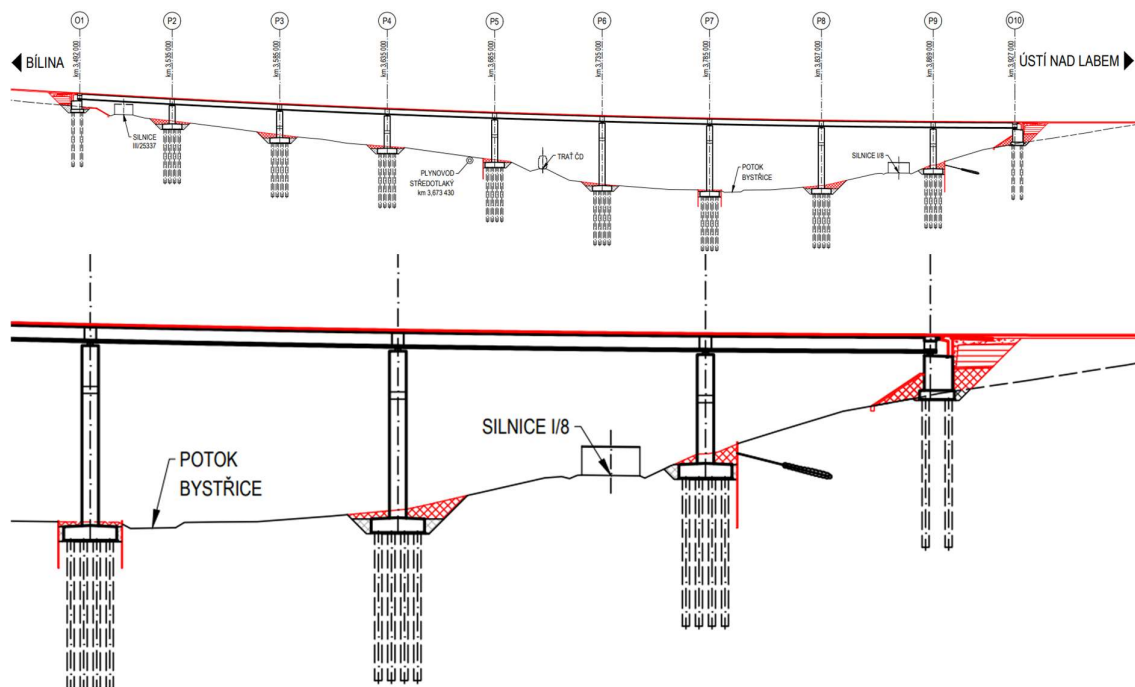


Obrázek 129: Fáze 26 - schématický výkres

### 5.2.1.17 Fáze 27: Dokončovací práce a uvedení do provozu

Do této části výstavby jsou zařazeny činnosti od dokončení celé nosné konstrukce mostu až po uvedení do provozu. Jedná se o dokončení závěrných zídek a průjezdných opěr včetně přechodových oblastí, zhotovení izolace z natavovaných asfaltových izolačních pásů (NAIP), postupnou betonáž říms, osazení odvodňovačů a svodů odvodnění, postupné pokládání asfaltového souvrství po jednotlivých vrstvách a osazování svodidel a protihlukových stěn.

Poslední fází před uvedením do provozu jsou úpravy pod mostem obsahující opevnění svahových kuželů u opěr pomocí lomového kamene do betonového lože, zhotovení revizních schodišť a úprava terénu zasaženého výstavbou.



Obrázek 130: Fáze 27 - schématický výkres

## 5.2.2 Popis betonážního taktu nosné konstrukce

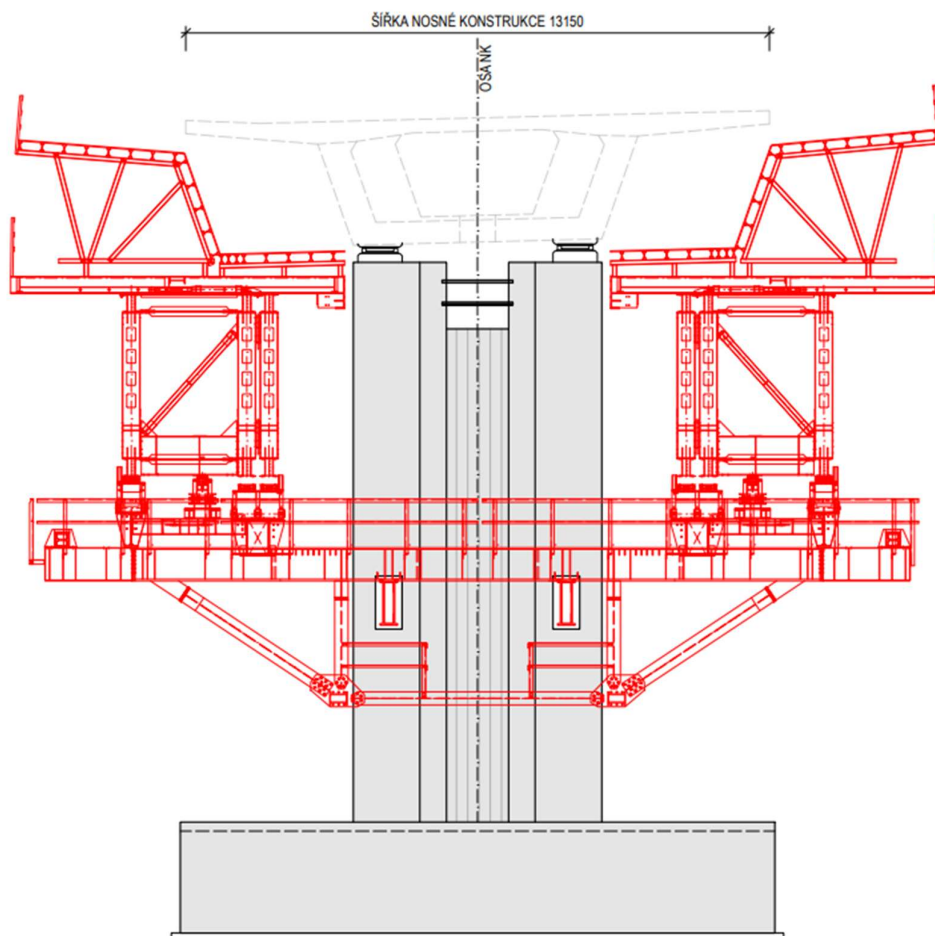
### 5.2.2.1 Obecný postup

Společným znakem všech fází spojených s výstavbou nosné konstrukce je délka převislé konzoly 10 m, což odpovídá u pole délky 50 m doporučené hodnotě 1/5 rozpětí. Pro výstavbu mostu je schématicky navrženo bednění nosné konstrukce, které je pomocí přípoju spojeno s mezivrstvami výsuvné skruže.

Bednění se skládá z bednicích desek a dřevěných I nosníků výšky 200 mm a délky 3 m. Třívrstvá deska tloušťky 21 mm je nosníky podporována po 0,5 m kromě míst pod stěnami průřezu, kde jsou nosníky zhuštěny kvůli většímu namáhání od čerstvého betonu. Tyto prvky jsou vybrány z podkladů firmy Doka [30]. Bednění je doplněno ramenaty z ocelových profilů,

kteřé jsou předpokládány v osové vzdálenosti 1,5 m. Vnitřní bednění horní desky je navrženo na pojízdňých vozících a bude mezi takty přejíždět po dolní desce komory. S ohledem na tuto skutečnost je snaha navrhnout co nejvhodnější tvar nadpodporových příčníků, které by tomuto průjezdu nebránily a zároveň by byly staticky výhodné.

Po dokončení předchozího betonážního taktu je nutné skruž uvolnit ze závěsu, čímž dosedne zpět na pilířovou vzpěru. Následně jsou rozpojeny mezivrstvy a tubusy skruže jsou příčně posunuty do posuvné polohy tak, aby žádná část skruže nebránila přejezdu přes pilíř.



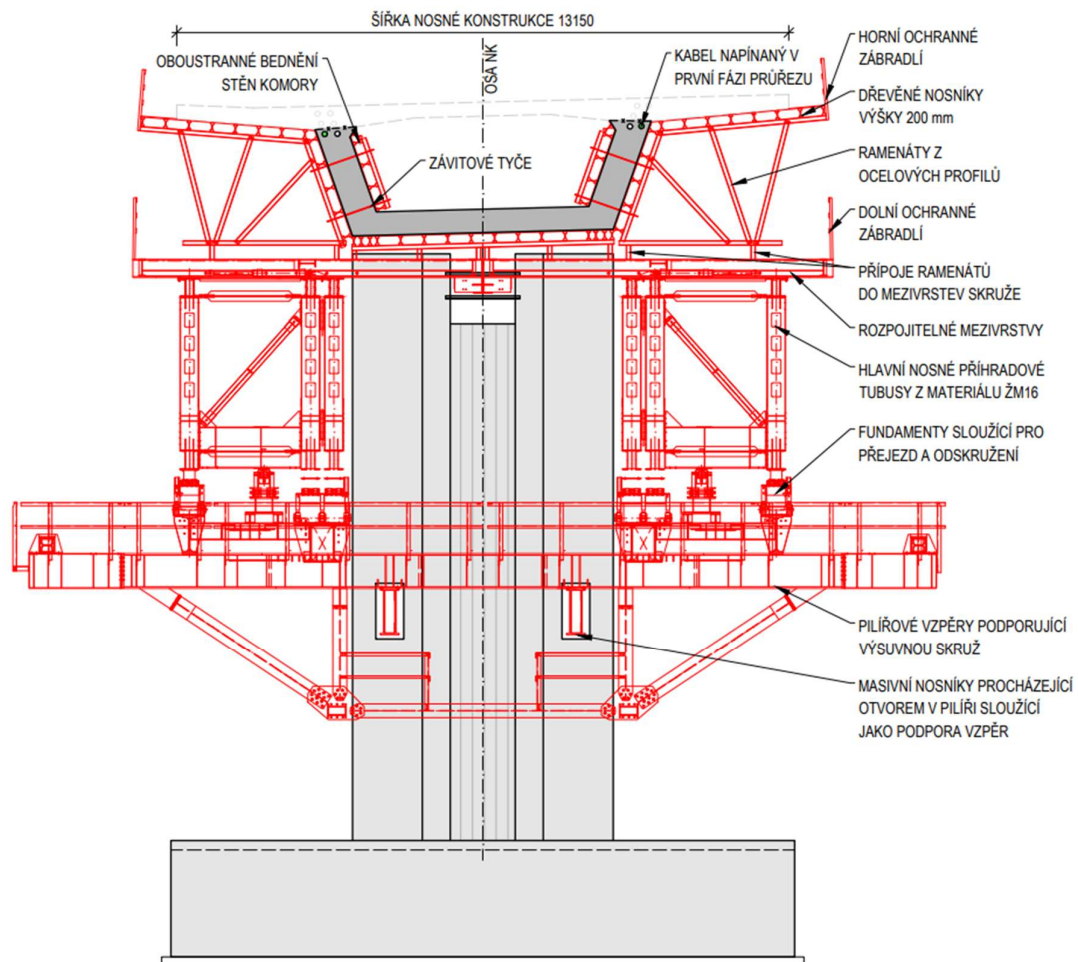
Obrázek 131: Příčný řez se zobrazením skruže v posuvné poloze

Před začátkem betonáže nového taktu je nutné skruž přikotvit pomocí závěsu ke konzole předchozího taktu, čímž bude zajištěna spojitost konstrukce a návaznost v pracovní spáře. Pro zabránění rozevírání spáry vlivem deformace skruže bude probíhat betonáž vždy od konce nového taktu směrem k pracovní spáře s již hotovým taktem.

Betonáž i předpínání bude rozdělena na 2 dílčí fáze. Není předpokládáno, že by zhotovitel disponoval vnitřním teleskopickým bedněním, které by umožnilo betonáž celého průřezu najednou. V první fázi bude předepnuta část předpínacích kabelů. Přesný postup bude upřesněn po statickém výpočtu. Je předpokládáno s návrhem 6 předpínacích kabelů v každé stěně. Tyto

kabely budou spojitě přecházet přes 2 pole a po polovinách budou kotveny v každé pracovní spáře. Spodní kabel z každé trojice bude napínán pouze do spodní části průřezu a zbylé 2 kabely budou napnuty až po dokončení horní desky.

Při předpínání většího počtu kabelů pouze do U průřezu by mohlo docházet k příliš velké účinnosti předpětí vzhledem ke snížené ploše i momentu setrvačnosti. Zároveň by zbylý počet kabelů pravděpodobně nebyl dostatečný pro vytvoření tlakové rezervy v horní desce. To by bylo možné řešit podobně jako u mostu na slovenské dálnici D1 v úseku Hubová – Ivachnová pomocí přidání přímých kabelů do horní desky, což však zvyšuje náklady.

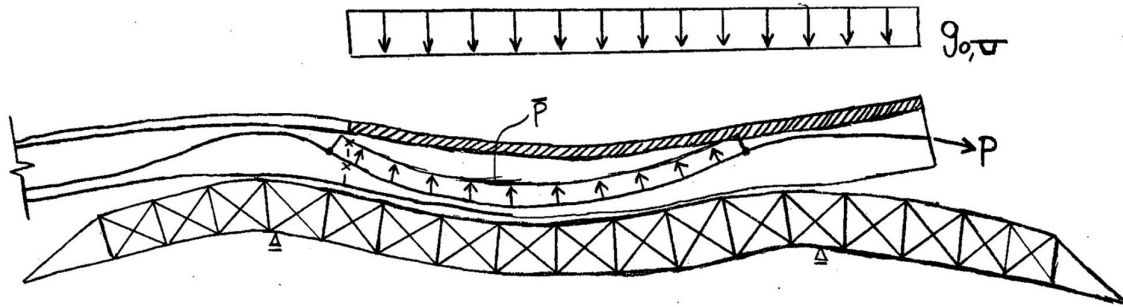


Obrázek 132: Příčný řez se zobrazením skruže po betonáži U-průřezu

Hlavní výhodou napínání po částech je výrazné snížení namáhání výsuvné skruže. Zvedané kabely vytvářejí svými ekvivalentními účinky zatížení působící vzhůru proti vlastní tíze, čímž skruž nadlehčují. Pro skruž je poté rozhodující dvojice zatěžovacích schémat.

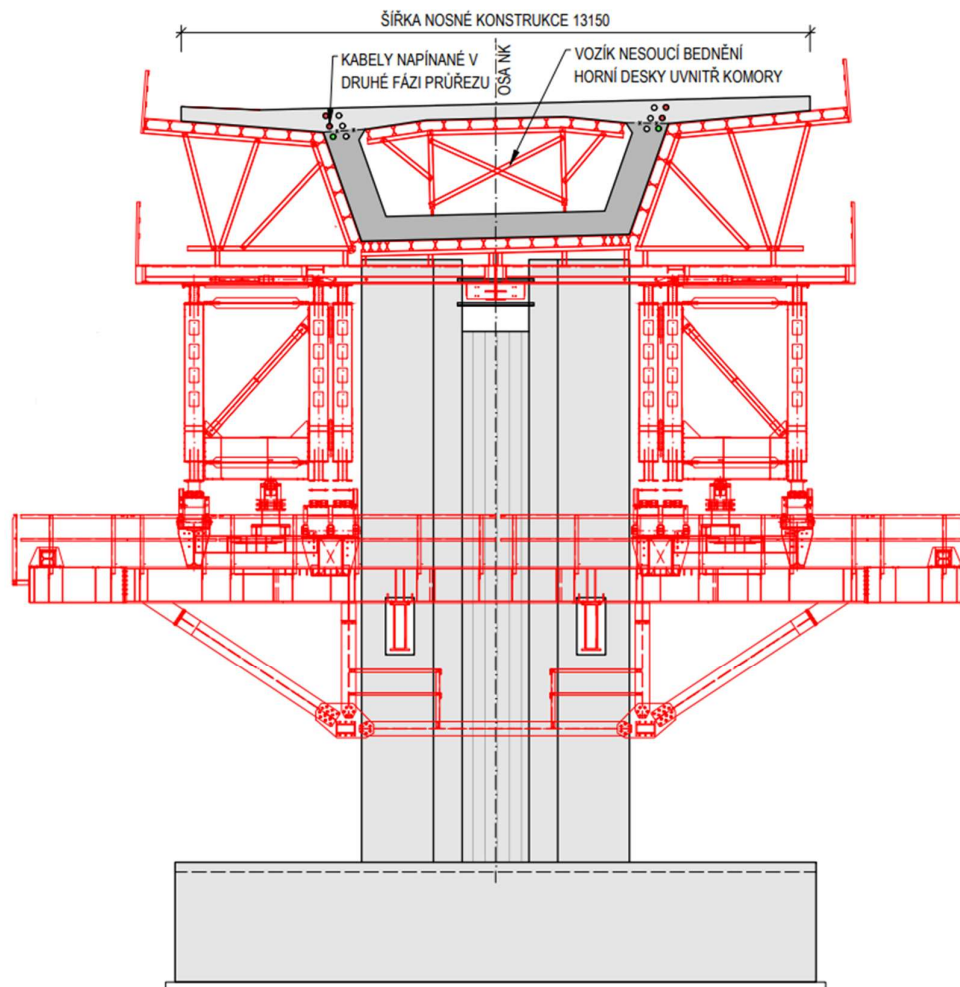
Prvním je zatížení tíhou čerstvého betonu dolní části průřezu bez vlivu předpětí a druhým je tíha celého průřezu redukovaná o vliv zvedaných kabelů napínaných v první fázi. Pokud by byly všechny kabely napínány až po dokončení celého průřezu, musela by být skruž schopna

přenést veškerou tíhu příčného řezu bez redukce od částečného předpětí. Tomu by odpovídaly také větší průhyby a nutné nadvýšení bednění.



Obrázek 133: Redukce vlastní tíhy vlivem částečného předpětí

Po částečném předpětí U-průřezu proběhne betonáž horní desky a v době 6 dní od betonáže bude průřez dopnut veškerými kabely napínanými v dané pracovní spáře. Po dokončení předpínání se opakuje shodný postup u dalšího betonážního taktu. Pilířové podpory skruže budou postupně v každém taktu posunuty tak, že poslední podpora z předcházejícího taktu bude osazena na nejbližší neosazený pilíř před výsuvnou skruží.



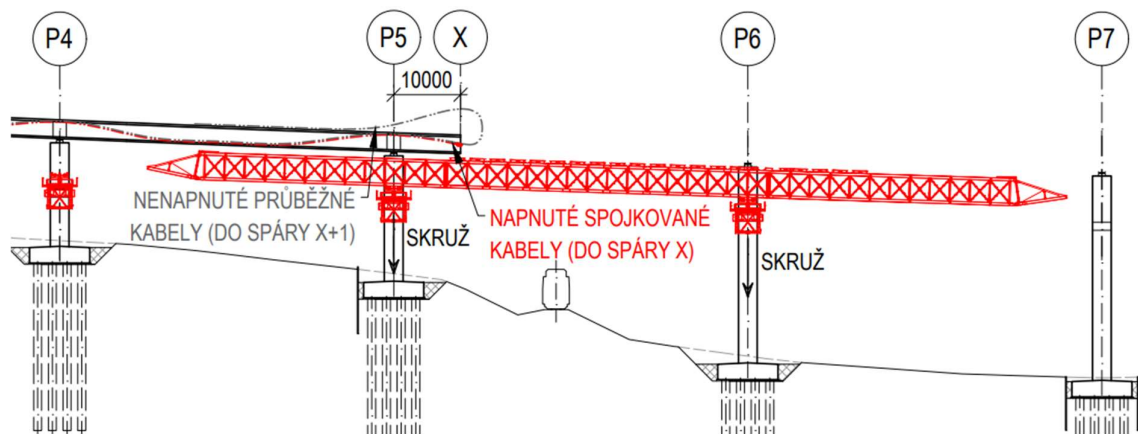
Obrázek 134: Příčný řez se zobrazením skruže po betonáži horní desky

### 5.2.2.2 Princip zatěžování během výstavby

Tato kapitola se podrobněji věnuje problematice přenosu sil od tíhy skruže a čerstvého betonu na nosnou konstrukci a spodní stavbu. Tento přenos je velice důležitý pro následnou statickou analýzu, protože výpočetní model musí tuto skutečnost co nejpřesněji zohlednit. Nejdůležitější je správné zatížení konzoly předešlého taktu a posouzení napětí nad podporou. Je nutné také zohlednit, jaký počet předpínacích kabelů bude v rozhodující okamžik napnuto a bude těmto silám od skruže a čerstvého betonu nového taktu vzdorovat.

#### 5.2.2.2.1 Fáze 1

Dle předpokládaného uspořádání předpínacích kabelů je po dokončení taktu polovina kabelů napnuta ve spáře označené písmenem X a polovina položena v kabelových kanálcích na nosné konstrukci dokončeného taktu. Alternativně je možné tyto kabely stočit do cívky pro lepší manipulaci. Tyto kabely budou později vloženy do bednění a po betonáži napnuty z pracovní spáry X+1 v následujícím taktu.



Obrázek 135: Fáze 1 – skruž na pilířích v poloze betonážního taktu

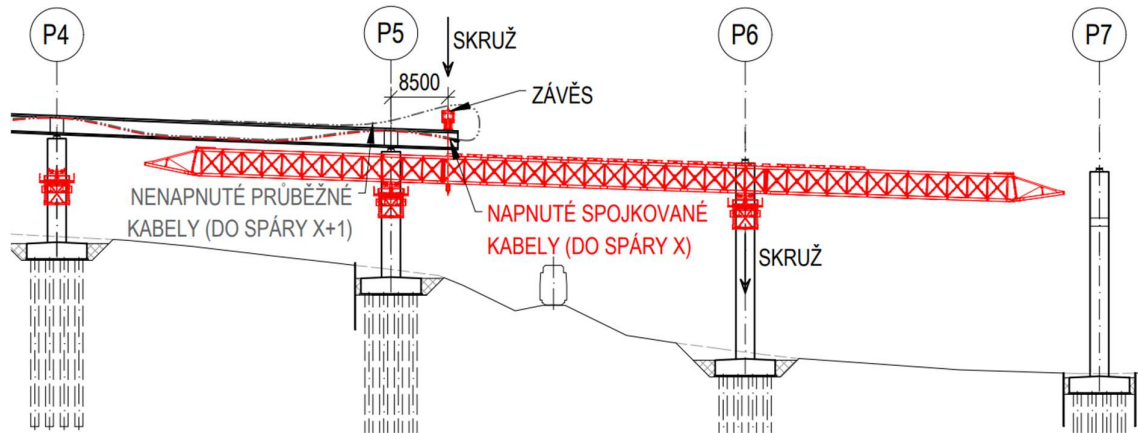
Skruž je vysunuta do polohy nového betonážního taktu a je nastavena do pracovní polohy. Síly od tíhy skruže působí přes vzpěry do pilířů a nenamáhají nosnou konstrukci.

#### 5.2.2.2.2 Fáze 2

V této fázi jsou pomocí hydraulických lisů napnuty předpínací tyče závěsu a zadní část výsuvné skruže je zavěšena na konzolu nosné konstrukce předešlého taktu. Skruž je tímto připnutím nadzvednuta z pilířové vzpěry a síla od její tíhy působí pouze na konzolu předešlého taktu.

Vzdálenost závěsu od pracovní spáry je 1,5 metru a síla působí na podporový průřez na rameni o délce 8,5 metru. Tato fáze však z hlediska posouzení není důležitá, protože proti stejnému počtu napnutých předpínacích kabelů působí v následující fázi navíc síla od čerstvého betonu.

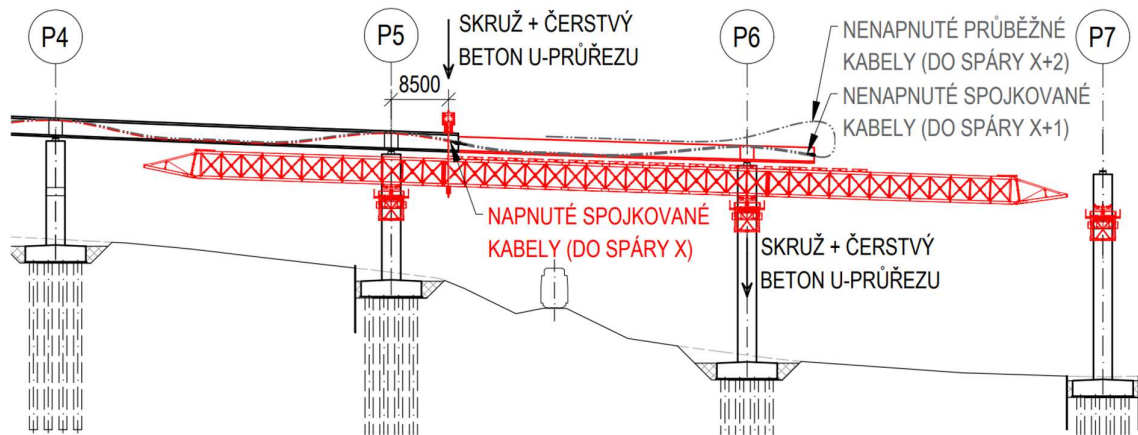
Po aktivaci závěsu je skruž přenastavena do pracovní polohy vzájemným přiblížením hlavních tubusů a propojením mezivrstev a bednění. Dále probíhá nastavení bednění do správné výšky dle navrženého nadvýšení a pokládka betonářské a předpínací výztuže.



Obrázek 136: Fáze 2 – skruž zavěšena na konzole

### 5.2.2.2.3 Fáze 3

Po ukládce výztuže a správném nastavení bednění proběhne betonáž spodní části průřezu. Rozložení reakcí je shodné jako ve fázi předchozí. Jediným rozdílem je velikost těchto reakcí, která je zvýšena o tíhu čerstvého betonu spodní části průřezu nového betonážního taktu.



Obrázek 137: Fáze 3 – betonáž spodní části průřezu

Těmto silám vzdoruje průřez nad podporou (v tomto případě P5), který je zobrazen na následujícím obrázku. Dle předpokladu je v této fázi předepnut pouze polovinou z celkových 12 kabelů.

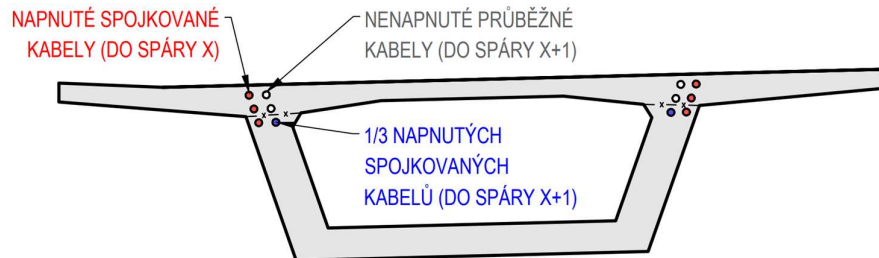


Obrázek 138: Vzdorující průřez nad podporou P5 ve fázi 1-3



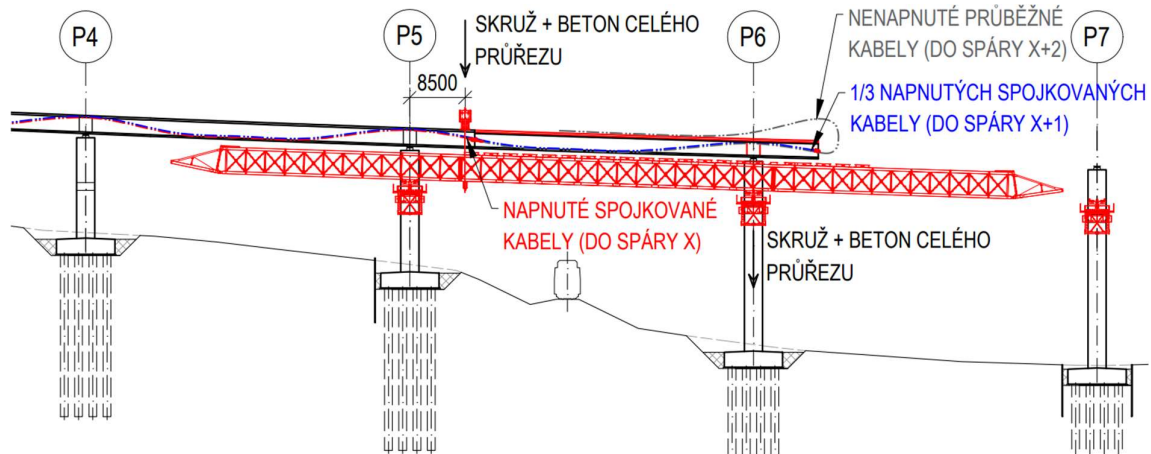
#### 5.2.2.2.4 Fáze 4

Po částečném předepnutí U-průřezu se zvýší tlakové napětí od předpětí nad podporou P5 o účinky těchto kabelů. Vzporující průřez v době betonáže horní desky je zobrazen na následujícím obrázku.



Obrázek 139: Vzporující průřez nad podporou P5 ve fázi 4

V této fázi působí na konzolu předešlého taktu maximální síla složená z tíhy skruže a tíhy betonu celého komorového průřezu. Proto je výhodné, aby v této fázi bylo napnuto co největší množství předpínacích kabelů, které by vyrovnávaly tahové napětí v horních vláknech nad podporou způsobené touto silou na rameni 8,5 m.

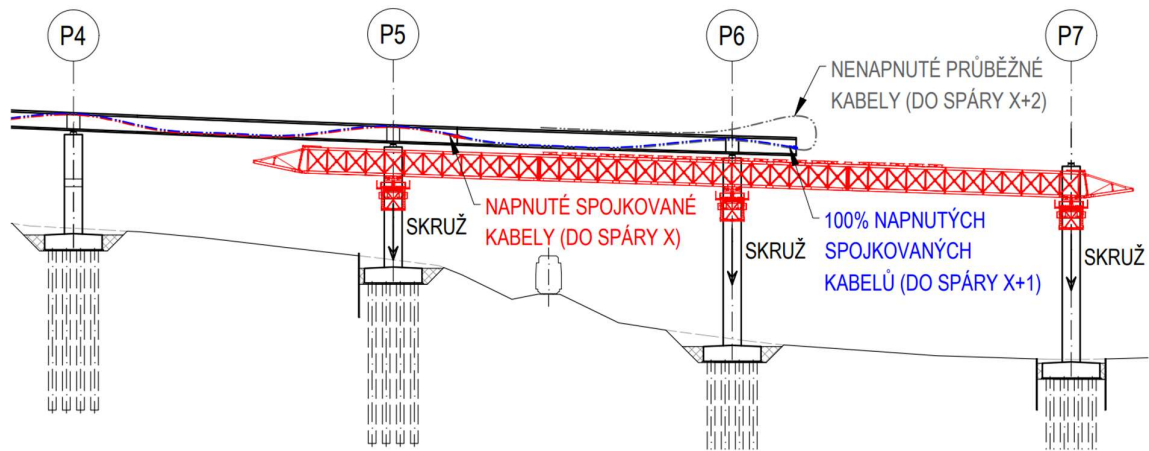


Obrázek 140: Fáze 4 – betonáž horní desky

#### 5.2.2.2.5 Fáze 5

Po předpětí všech kabelů v pracovní spáře betonovaného taktu může dojít k odskružení. Nejprve je deaktivován závěs. Deaktivace bude probíhat postupně pomocí hydraulických lisů až do dosednutí zadní části skruže na vzpěru na pilíři. Následně jsou rozpojeny mezivrstvy a tubusy jsou pomocí hydraulického zařízení na pilířových vzpěrách vzájemně oddáleny. Se skruží je po nastavení do pojízdné polohy možné přejet do dalšího taktu a celý postup zopakovat.

Reakce od vlastní tíhy skruže působí po deaktivaci závěsu a při přejezdu pouze na spodní stavbu a na namáhání nosné konstrukce nemají vliv. V průřezu nad podporou P5 jsou již napnuty veškeré předpínací kabely a kritické místo se přesouvá do dalšího taktu na podporu P6.



Obrázek 141: Fáze 5 - přesun výsuvné skruže do dalšího taktu po pilířových vzpěrách



Obrázek 142: Průřez nad podporou P5 ve fázi 5

### 5.2.3 Analýza výsuvné skruže ŽM16

Výsuvná skruž se do výpočetního modelu projeví svou hmotností a vyvolanými reakcemi na nosnou konstrukci. Při použití modelu bez fázovaného příčného řezu není nutné v programu Midas Civil uvažovat skruž a je možné aplikovat přidávané prvky se stářím, které odpovídá době vnesení předpětí. To odpovídá fázi, ve které je průřez odskružen a stává se samonosným.

V případě fázovaného průřezu není možné tento předpoklad splnit. Po předepnutí spodní části není průřez dostatečně únosný a je potřebné, aby byl podporován skruží až do doby, kdy je dobetonována horní deska a aplikováno veškeré předpětí. Z toho plyne nutnost zanesení skruže do výpočetního modelu pomocí podpor působících pouze v tlaku.

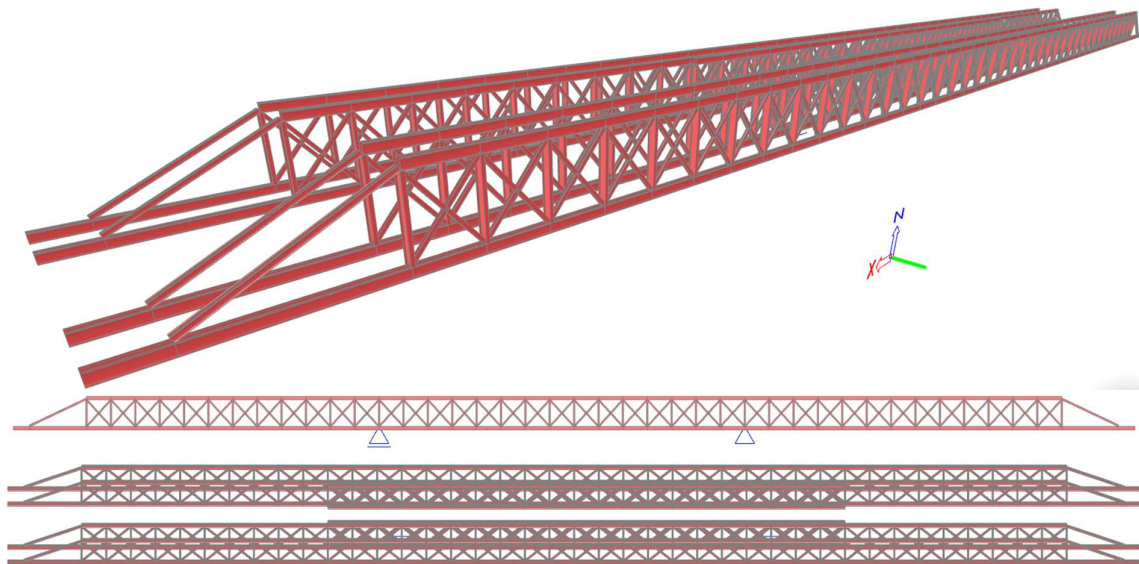
V této práci bude prověřena interakce tuhosti skruže na nosnou konstrukci vzhledem k betonáži po částech. Při betonáži horní desky je spodní U průřez již dostatečně starý a deformace skruže od tíhy čerstvého betonu by mohla vyvolat i při stálém podepření tahová napětí u spodních vláken U průřezu.

#### 5.2.3.1 Výpočetní model a použité průřezy

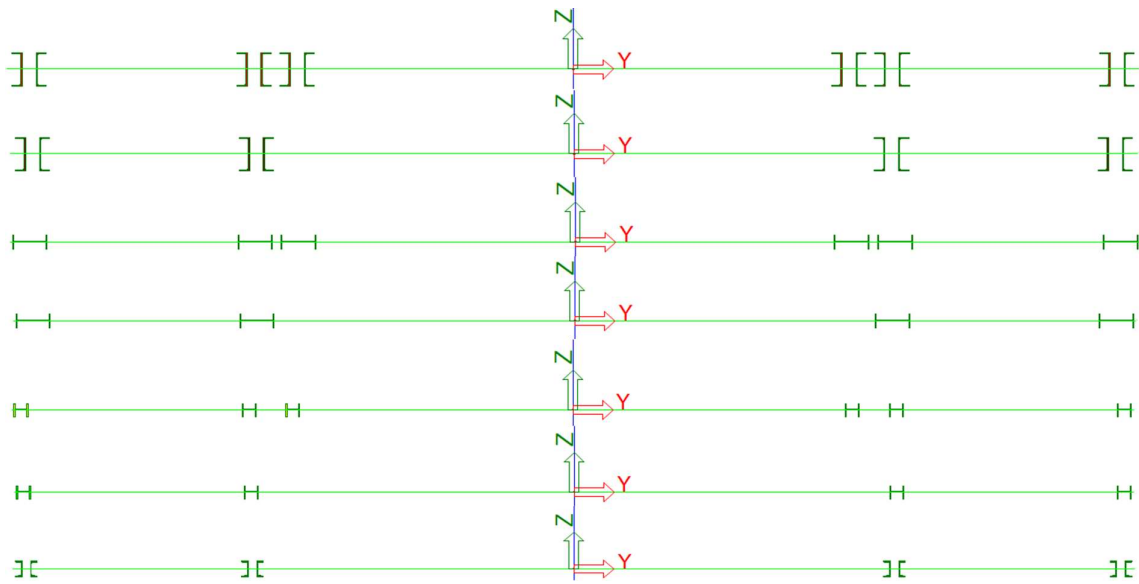
Skruž je modelována pomocí zjednodušeného 2D příhradového modelu v programu Scia Engineer. Upevnění svislic a diagonál je uvažováno kloubově. Vzhledem k velkému množství šroubů v přípojích bylo ověřeno také chování modelu s tuhými rámovými spoji. Po porovnání bylo zjištěno, že tato úprava má zanedbatelný vliv na výsledné deformace.

Tato analýza poskytla zároveň reakce od výsuvné skruže a tíhy čerstvého betonu, které jsou v každém taktu nerovnoměrně rozděleny do dvou bodů uchycení – konzoly předešlého taktu a následujícího pilíře.

Výsuvnou skruž tvoří 2 tubusy, které jsou složeny ve více namáhané části pod betonovaným polem ze 3 příhradových nosníků a ve zbylých krajních částech ze 2 nosníků z dílců ŽM16. Průřezy a rozměry byly určeny z poskytnutých výkresových podkladů. V modelu jsou zohledněny horní a dolní pásy, svislice, diagonály a nos skruže. Skruž dále obsahuje příčná ztužidla mezi příhradovými nosníky a mezivrstvy pro podporu bednění, která jsou uvažována pouze jako liniové zatížení.



Obrázek 143: Zobrazení výpočetního modelu výsuvné skruže

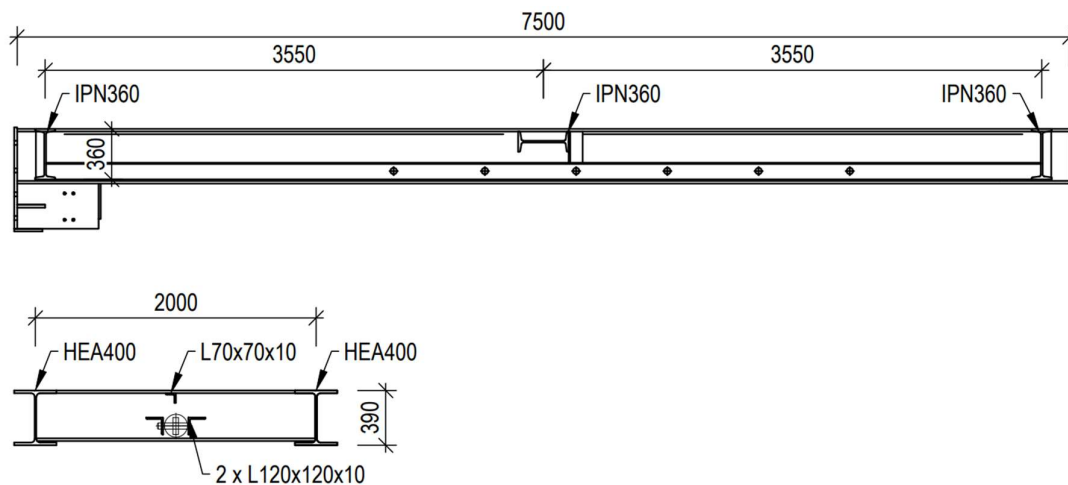


Obrázek 144: Použité průřezy (pásy, svislice, diagonály, nos)

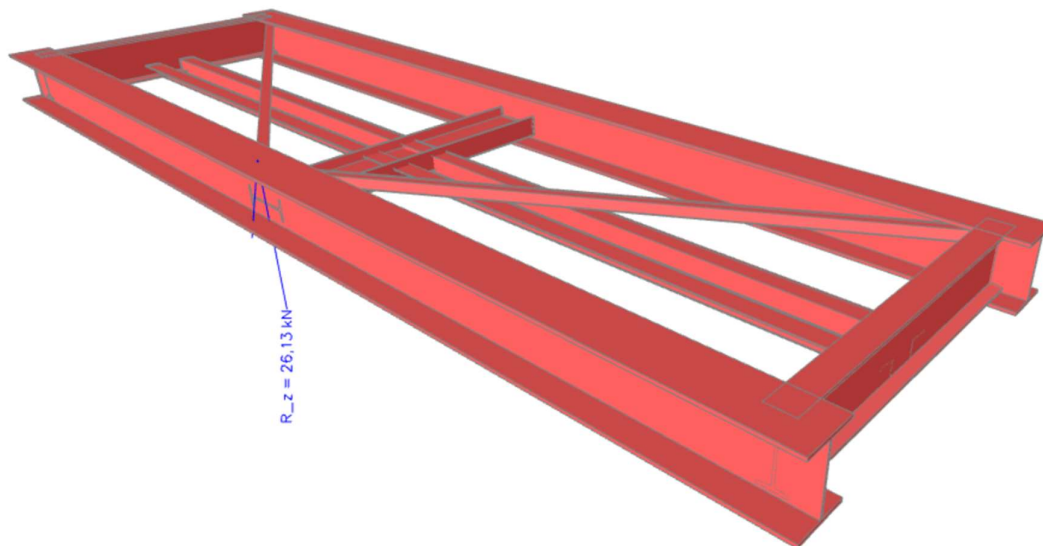
### 5.2.3.2 Výpočet tíhy mezivrstev

Mezivrstvy podírají bednění a přenášejí síly od čerstvého betonu do hlavních tubusů skruže. Nachází se pouze v délce, ve které je předpokládáno ukládání čerstvého betonu. Aby bylo možné se skruží přejíždět mezi jednotlivými taktly, musí být mezivrstvy rozpojitelné a zároveň musí být možný jejich dostatečný příčný posun, aby nebyly v kolizi s pilířem mostu.

Na následujících schématech je zobrazena konstrukce mezivrstvy, která je na levém i pravém tubusu výsuvné skruže. Na každý díl ŽM16 dlouhý 3 m připadá jeden pár mezivrstev. Celková reakce tohoto dílce bude násobena 2/3 pro získání liniového zatížení na 1 m.



Obrázek 145: Podélný a příčný řez s pojmenovanými profily [31]



Obrázek 146: Axonometrický model v programu Scia Engineer

Pro rychlejší získání celkové tíhy dílce a pro přehlednější zobrazení byl vytvořen prostorový model. Celková tíha dílce se zanedbáním tíhy přípoju je 26,13 kN a přepočtem 2 kusů na 3 délkové metry je získáno liniové zatížení od mezivrstev o hodnotě 17,42 kN/m. Toto zatížení je aplikováno na příslušnou část příhradového modelu nosné konstrukce skruže.

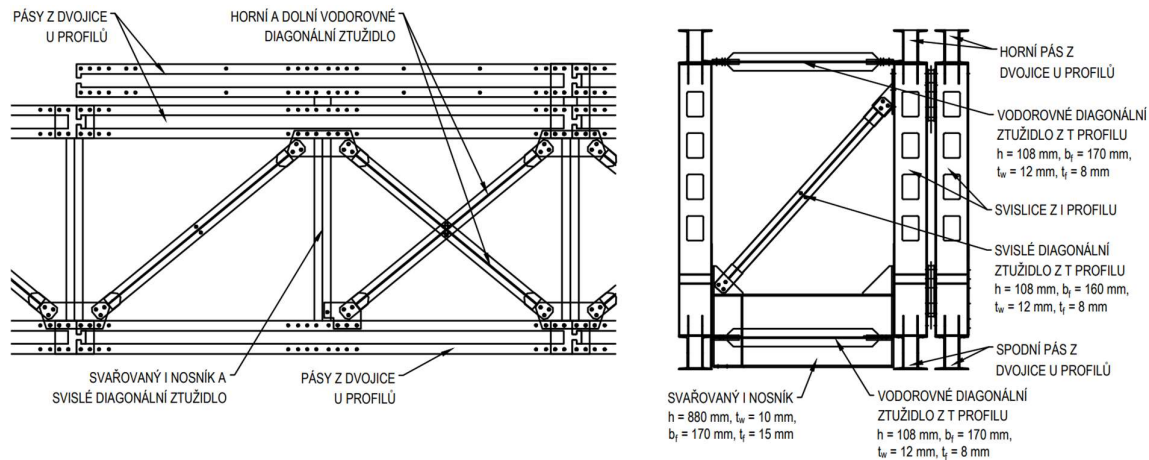
### 5.2.3.3 Výpočet tíhy příčného ztužení

Z poskytnutých podkladů a fotografií nebylo možné určit přesné rozměry veškerých prvků příčného ztužení. To se skládá z vysokých I nosníků a diagonál z T průřezu, které jsou vždy v rovině kolmé na podélný směr skruže v místě svislic hlavních nosníků. Tyto dva prvky se nachází každé 3 metry po celé délce skruže.

Dále jsou první dva příhradové nosníky vzájemně ztuženy sestavou vodorovných ztužidel z T profilů u horního a dolního pásu, které diagonálně spojují vždy po sobě jdoucí svislice. Tyto prvky mají délku 3,25 metru. Na každý díl ŽM16 připadá jedno horní a jedno dolní ztužidlo. Pouze v délce betonážního taktu jsou tato ztužidla zdvojena tak, že se vzájemně kříží.

Tabulka 2: Přepočet vlastní tíhy ztužení na liniové zatížení

Popis	A [m <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	q [kN/m]	L [m]	R <sub>z</sub> [kN]	Liniové [kN/m]
Svařovaný I nosník	0,0136	78,50	1,07	2,16	2,301	0,767
Diagonála svislá	0,0025	78,50	0,20	3,07	0,602	0,201
Diagonála vodorovná dolní	0,0026	78,50	0,20	3,25	0,663	0,221
Diagonála vodorovná horní	0,0026	78,50	0,20	3,25	0,663	0,221
Celkové liniové zatížení od ztužení pro oba tubusy skruže [kN/m]						2,820



Obrázek 147: Horní pohled a příčný řez tubusem výsvuné skruže [31]

### 5.2.3.4 Výpočet tíhy bednění

Bednění je mezi jednotlivými taktly posouváno společně se skruží. Jeho délka je závislá na maximální délce betonážního taktu, která je 54 m. Bednění je složeno z třívrstvé bednicí desky tloušťky 21 mm, podélných 3 m dlouhých dřevěných I nosníků výšky 200 mm a ramenátů. Vnitřní bednění stěn je pomocí závitových tyčí spojeno s bedněním vnějšího povrchu stěn.

Po dokončení betonáže spodní části průřezu je provedeno bednění pro horní desku. Toto bednění bude pravděpodobně složeno ze shodných desek a dřevěných nosníků a bude podepřeno pojízdným vozíkem, který se bude přesouvat po již vybetonované dolní desce komory. Tíha těchto vozíků je zjednodušeně odhadnuta na 1 kN/m. Hodnotou 1 kN/m jsou

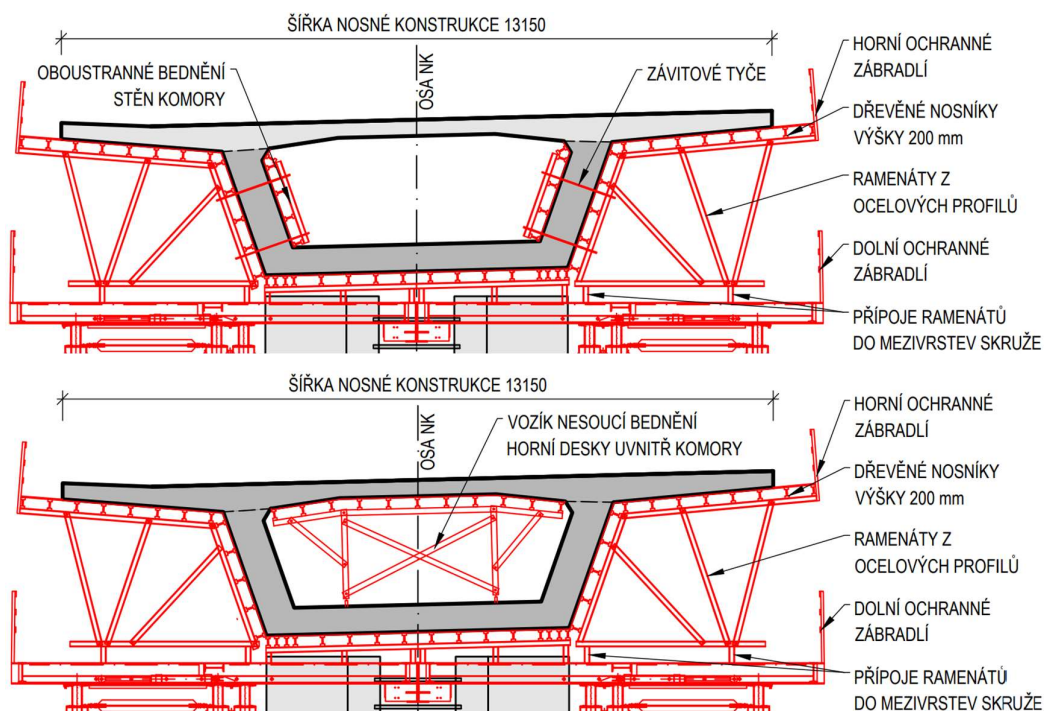
odhadnuty také příčné profily ramenátů, které jsou dle fotografií navrženy z velice subtilních profilů a jsou rozmístěny v osově vzdálenosti přibližně 1,5 m.



Obrázek 148: Vozík pro podepření bednění horní desky komorového průřezu [11]

V příčném řezu je bednění spodní části průřezu i desky složeno z 53 dřevěných nosníků, které jsou rozmístěny přibližně po 0,5 metrech kromě oblasti pod stěnami komory, kde jsou zhuštěny díky větší tíže čerstvého betonu. Tíha těchto nosníků je dle podkladů firmy Doka [30] 0,051 kN/m, celkem je tedy liniové zatížení od nosníků 2,703 kN/m.

Pro 1 metr příčného řezu je potřeba 27,4 m<sup>2</sup> bednicích desek. Tíha desek je dle [30] 0,126 kN/m<sup>2</sup>. Celkové liniové zatížení od bednicích desek je 3,45 kN/m. Do bednění je započtena také čtveřice ochranných zábradlí, které jsou celkově odhadnuty liniovým zatížením 1 kN/m. Celkové liniové zatížení od bednění uvažované ve výpočtu je 9,15 kN/m.



Obrázek 149: Schéma bednění - první fáze (nahore), druhá fáze (dole)

### 5.2.3.5 Stanovení reakcí

Zatížení vlastní tíhou příhradových nosníků je generováno automaticky programem Scia Engineer dle objemové hmotnosti a použitých průřezů. K tomu je přidáno zatížení od mezivrstev, bednění a příčného ztužení.

Výsledná hodnota liniového zatížení v místě betonovaného taktu: 17,42 (mezivrstvy) + 2,82 + 2\*0,221 (ztužení se zdvojenými diagonálami) + 9,15 (bednění) = 29,81 kN/m. Mimo betonovaný takt je přidána pouze hodnota příčného ztužení 2,82 kN/m.

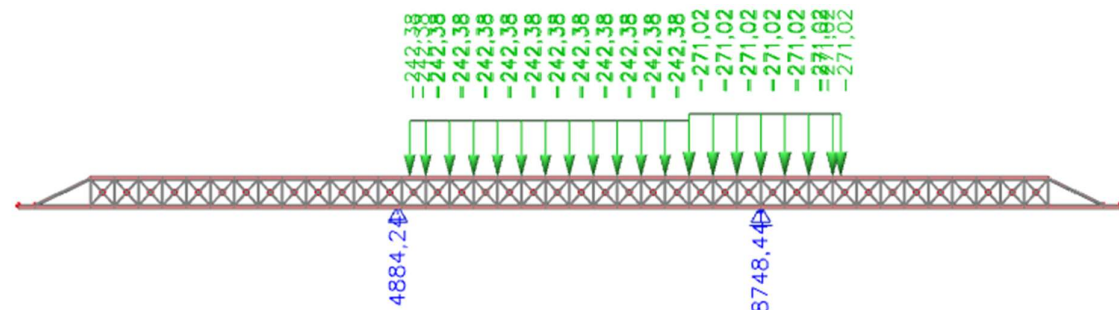
Hodnoty liniového zatížení vlastní tíhy čerstvého betonu jsou převzaty z kapitoly 6.4.1.1.

#### 5.2.3.5.1 Reakce od taktu délky 53 metrů

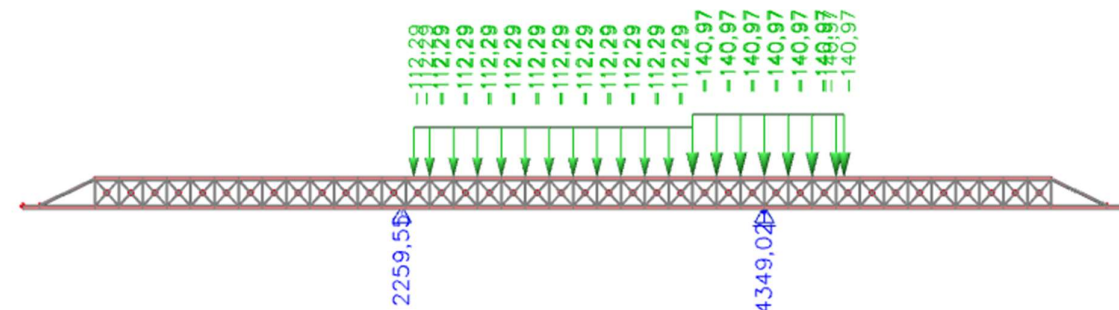
Při této délce betonážního taktu je před přední podporou na pilíři převislá konzola o délce 12 dílců ŽM16 a výsuvný nos. Zadní podpora se nachází 54,5 metrů od této pozice.



Obrázek 150: Reakce od výsuvné skruže, mezivrstev, ztužidel a bednění [kN]



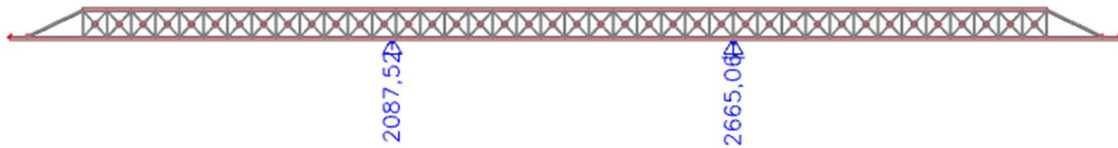
Obrázek 151: Reakce od tíhy čerstvého betonu celého průřezu [kN]



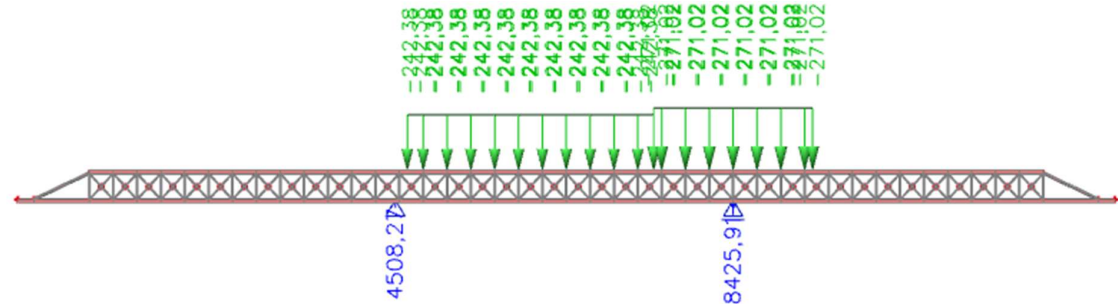
Obrázek 152: Reakce od tíhy čerstvého betonu dolní části průřezu [kN]

#### 5.2.3.5.2 Reakce od taktu délky 50 metrů

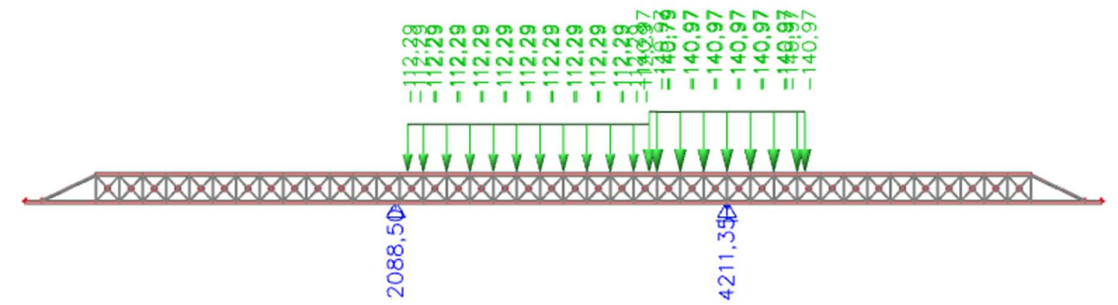
Aby bylo mezi různě dlouhými takty co nejméně úprav bednění, je přední poloha skruže shodná jako u taktu délky 53 m a zadní poloha je posunuta o 3 m blíže. Dle těchto změn je upraven výpočetní model.



Obrázek 153: Reakce od výsuvné skruže, mezivrstev, ztužidel a bednění [kN]



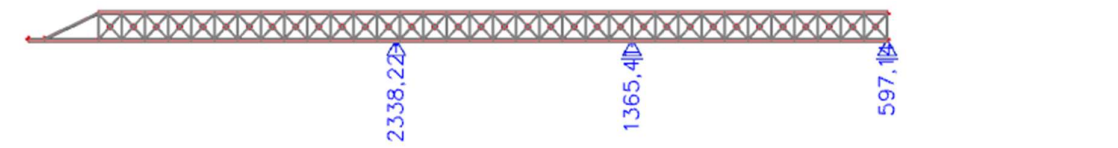
Obrázek 154: Reakce od tíhy čerstvého betonu celého průřezu [kN]



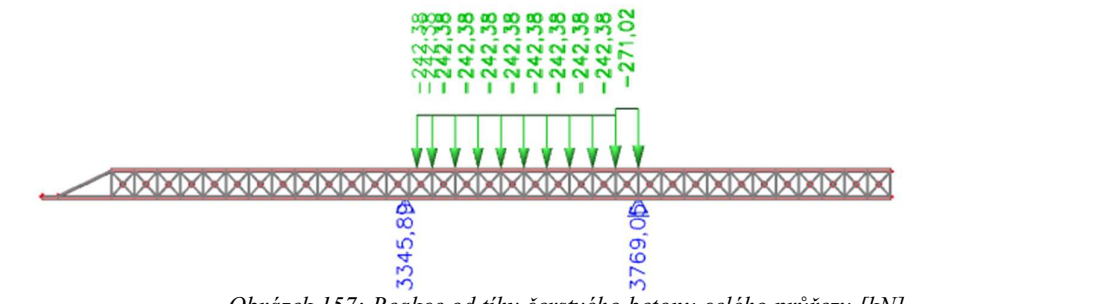
Obrázek 155: Reakce od tíhy čerstvého betonu dolní části průřezu [kN]

### 5.2.3.5.3 Reakce od posledního taktu délky 32 metrů

V tomto taktu leží přední část skruže na montážní plošině a část je již demontována. Přední část působila v předchozích případech jako protizávaží a její demontáží se reakce od skruže na zadní část zvětšila. Podepření je modelováno posuvným kloubem pouze pro řešení vlastní tíhy, od zatížení čerstvým betonem by v tomto kloubu vznikala tahová reakce, což není reálný případ.

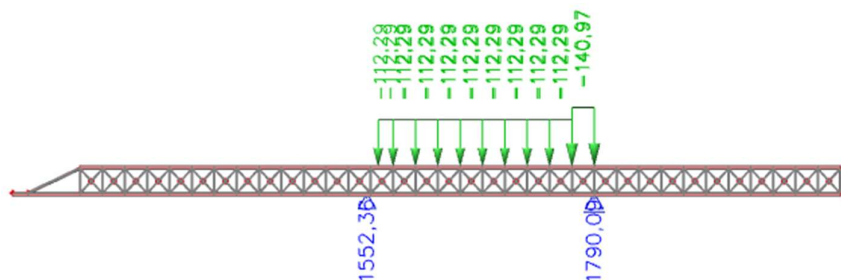


Obrázek 156: Reakce od výsuvné skruže, mezivrstev, ztužidel a bednění [kN]



Obrázek 157: Reakce od tíhy čerstvého betonu celého průřezu [kN]





Obrázek 158: Reakce od tíhy čerstvého betonu dolní části průřezu [kN]

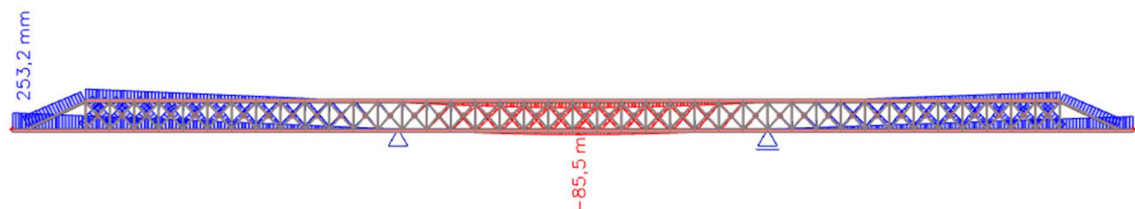
#### 5.2.3.5.4 Shrnutí reakcí

Tabulka 3: Shrnutí reakcí od skruže a čerstvého betonu

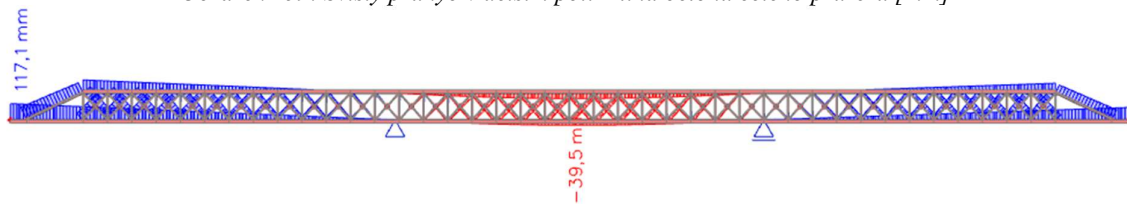
Typ zatížení	Délka taktu					
	53 m		50 m		32 m	
	Konzola	Pilíř	Konzola	Pilíř	Konzola	Opěra
Skruž celkem	2263,24	2489,34	2087,52	2665,06	2338,22	1365,41
Čerstvý beton celkem	4884,24	8748,44	4508,27	8425,91	3345,89	3769,05
Čerstvý beton U-průřezu	2259,55	4349,02	2088,50	4211,35	1552,36	1790,09

#### 5.2.3.6 Stanovení deformací a tuhostí skruže

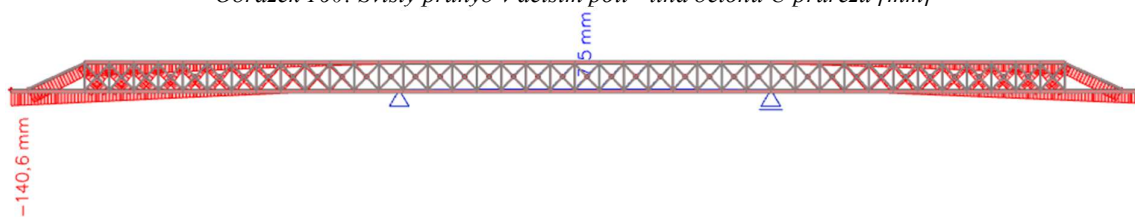
Nejprve bylo ověřeno chování modelu při účincích vlastní tíhy a čerstvého betonu. Velice dobrou kontrolu poskytla informace, že průhyb uprostřed pole od čerstvého betonu u mostu na slovenské dálnici D1 byl přibližně 8 cm. [11]



Obrázek 159: Svislý průhyb v delším poli – tíha betonu celého průřezu [mm]



Obrázek 160: Svislý průhyb v delším poli - tíha betonu U průřezu [mm]

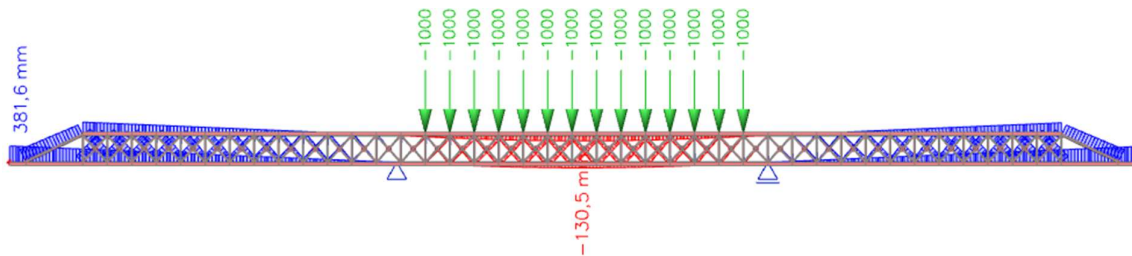


Obrázek 161: Svislý průhyb v delším poli - vlastní tíha skruže a bednění [mm]

Tato část kapitoly byla dopracována společně s tvorbou fázovaného výpočetního modelu, který je popsán v kapitole 6.1.1.1. Aby bylo možné chování skruže přenést do výpočetního modelu mostu, je nutné stanovit svislé tuhosti v jednotlivých bodech výpočetního modelu, které jsou stejně jako dílce ŽM16 rozmístěny po 3 m.

Pro toto stanovení je použita přibližná metoda. Vzhledem k tomu, že se tuhost skruže nahrazuje více podporami, není možné použít běžný postup teorie mechaniky, ve kterém se tuhost rovná podílu síly a deformace. Pokud by tento postup byl proveden v každém místě po 3 metrech, výsledné tuhosti by byly mnohonásobně vyšší, než doopravdy jsou.

V tomto postupu je model zatížen v prostředním poli soustavou sil po vzdálenosti 3 m. Každá síla má velikost 1000 kN. Tato celá soustava vyvolá výrazně větší deformace než jednotlivé samostatné síly. Následně je z deformace od celé soustavy v jednotlivých bodech získána hodnota svislé deformace a tou je vydělena síla 1000 kN.



Obrázek 162: Zatěžovací schéma a průhyb konstrukce

Výsledky jsou pro obě délky polí shrnuty v tabulce a je ověřeno, že při zadání těchto tuhostí do modelu mostu v Midas Civil je dosaženo od čerstvé tíhy betonu spodní části průřezu velice blízkých deformací, jako je tomu u modelu skruže v programu Scia Engineer. Konkrétní hodnoty jsou 30 mm v kratších polích a 40 mm v delších.

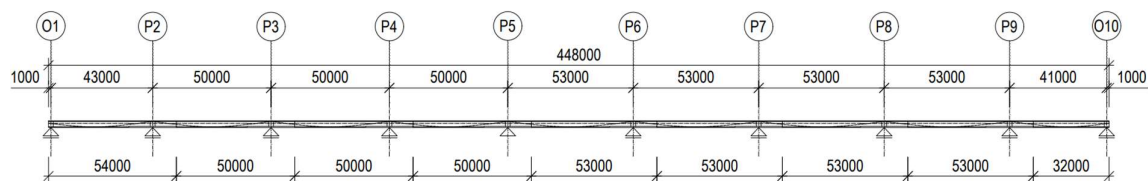
Tabulka 4: Vypočtené tuhosti skruže

Pole délky 50 m				Pole délky 53 m			
Bod	F [kN]	v [mm]	k [kN/m]	Bod	F [kN]	v [mm]	k [kN/m]
1	1000	29	34500	1	1000	34	29400
2	1000	49	20400	2	1000	59	16900
3	1000	65	15400	3	1000	82	12200
4	1000	81	12300	4	1000	100	10000
5	1000	92	10900	5	1000	115	8700
6	1000	99	10100	6	1000	125	8000
7	1000	101	9900	7	1000	130	7700
8	1000	99	10100	8	1000	130	7700
9	1000	92	10900	9	1000	125	8000
10	1000	81	12300	10	1000	115	8700
11	1000	65	15400	11	1000	100	10000
12	1000	49	20400	12	1000	82	12200
13	1000	29	34500	13	1000	59	16900
-	-	-	-	14	1000	34	29400

U pružných podpor na konzole je nastavena výrazně vyšší tuhost, která má zajistit správné fungování. Tato část by se dle zobrazených průhybů nikdy neměla prohýbat směrem dolů kvůli výraznému přetížení ve středním poli od samotné tíhy skruže a čerstvého betonu.

## 6 Statický výpočet nosné konstrukce v podélném směru

Pro navrženou nosnou konstrukci z kapitoly 5.1.1 je nutné provést návrh předpínací a betonářské výztuže a posoudit mezní stavy použitelnosti a únosnosti. Komentovaný statický výpočet bude s ohledem na časovou náročnost proveden pouze pro levý most, který má větší maximální rozpětí i celkovou délku. Vzhledem k různému směru výstavby i neshodným rozpětím by bylo nutné samostatně posoudit i most pravý, což je jistá nevýhoda zvoleného postupu výstavby a koncepčního návrhu. Celková délka nosné konstrukce levého mostu je 448 m s rozpětím jednotlivých polí 43 + 3x50 + 4x53 + 41 m.



Obrázek 163: Schéma nosné konstrukce

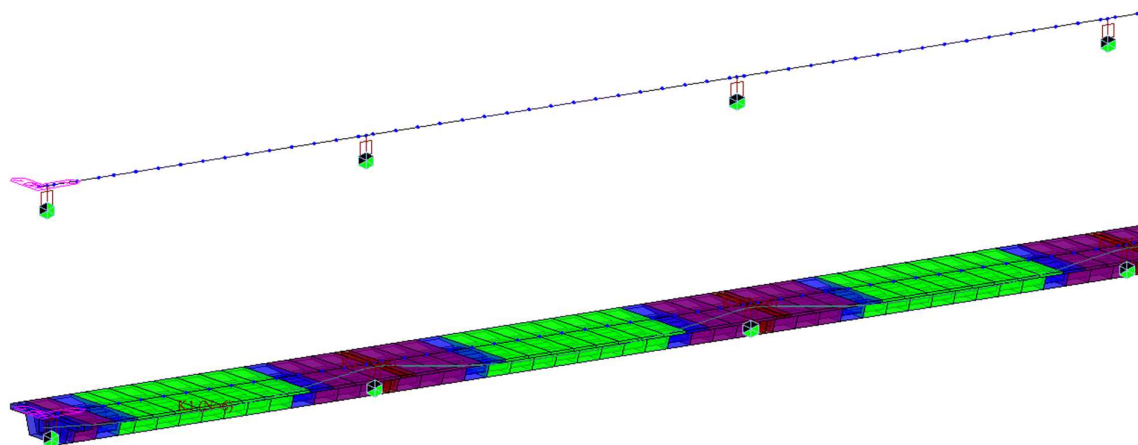
### 6.1 Popis výpočetního modelu a fází výstavby

Pro výpočet vnitřních sil na prutovém modelu je použit program Midas Civil. Prutový model je vytvořen jako vodorovný bez zohlednění příčného a podélného sklonu. Nosná konstrukce je podepřena sestavou svisle tuhých podpor a vliv spodní stavby a založení není pro návrh nosné konstrukce uvažován. Toto zjednodušení má vzhledem k uložení na ložiskách minimální dopad na výsledné vnitřní síly v nosné konstrukci a na rozdíl od integrovaných a rámových mostů v tomto případě lze posoudit nosnou konstrukci a spodní stavbu odděleně. Spodní stavba bude do výpočetního modelu přidána v kapitole 8.

#### 6.1.1 Model bez postupné výstavby příčného řezu

Tento model slouží pro předběžný návrh variant uspořádání předpětí a zároveň bude použit pro kontrolu výrazně složitějšího modelu s fázovaným průřezem. S ohledem na délku mostu a polí je zvolena délka typického prvku 3 m. V oblasti u podpor jsou vždy první prvky symetricky na obě strany o délce 1 m.

U modelu je použit přednastavený průřez typu PSC se zarovnáním k hornímu povrchu. Podpory jsou zvoleny jako pevné a posuvné klouby. Každý kloub nahrazuje dvojici ložisek a pro zajištění stability jsou tyto klouby uvažovány jako torzně tuhé. Pro model je předpokládáno použití jediného pevného ložiska na pilíři P5.



Obrázek 164: Výpočetní model bez fázovaného průřezu

### 6.1.1.1 Fáze výstavby modelu úrovně 1

Pro model s fázemi výstavby je nutné rozdělit veškeré vytvořené prvky, zatížení a podpory do skupin. S těmito skupinami se dále pracuje pomocí jejich přidávání i odebrání v záložce construction stages. Nosná konstrukce je dělena do skupin dle jednotlivých betonážních taktů 1-9. Stejným způsobem jsou děleny podpory.

Například v prvním betonážním taktu jsou přidány podpory číslo 1 a 2 a následně s každým taktem přibývá další nová podpora. Podpora na krajní opěře musí být uvažována jako pevná do doby, kdy je na pilíři P5 aktivováno pevné ložisko.

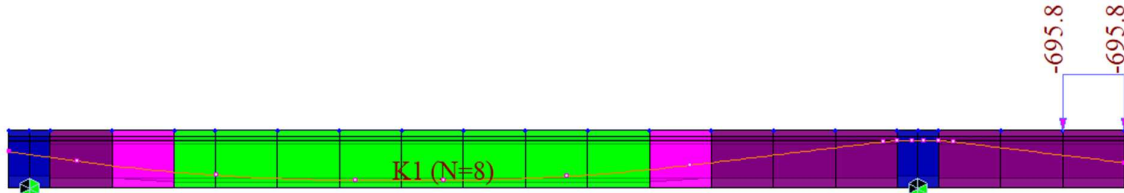
Do skupin zatížení je nutné přidat vlastní tíhu a ostatní stálé zatížení. Dále jsou přidány zatížení z výstavby, kterými je tíha skruže a tíha čerstvého betonu. Tato zatížení mají vliv na výpočet dotvarování betonu. Proměnná zatížení a nerovnoměrné poklesy se do těchto skupin nepřidávají. Bez fázovaného průřezu není nutné přidávat do výpočetního modelu podepření skruží. Prvky jsou přidávány ve stáří, které odpovídá době předpínání a zároveň je aplikováno předpětí, čímž se nosník stává samonosný.

Z toho vyplývá, že již v nultém dni fáze je beton starý 6 dní. Aby modelování odpovídalo reálnému působení, je těchto 6 dní přidáno do fáze s označením skruž 2-9. Na začátku této fáze je konzola předešlého taktu zatížena reakcí od skruže a čerstvého betonu. Obě reakce přichází do konstrukce postupně. Důležité je však až stádium, kdy jsou na konstrukci společně, a proto jsou uvažovány ve stejný čas s ohledem na snížení pracnosti modelu.

Tyto reakce ovlivňují dotvarování betonu a jsou uvažovány jako stálé zatížení, které působí od jeho aktivace po deaktivaci. Deaktivace je již rozdělena pro skruž a čerstvý beton. Čerstvý beton musí být odebrán na začátku fáze dalšího taktu. V tu chvíli začíná nový takt působit svou vlastní tíhou a společně s působením reakce by síly byly duplikovány. Síla od skruže v tomto

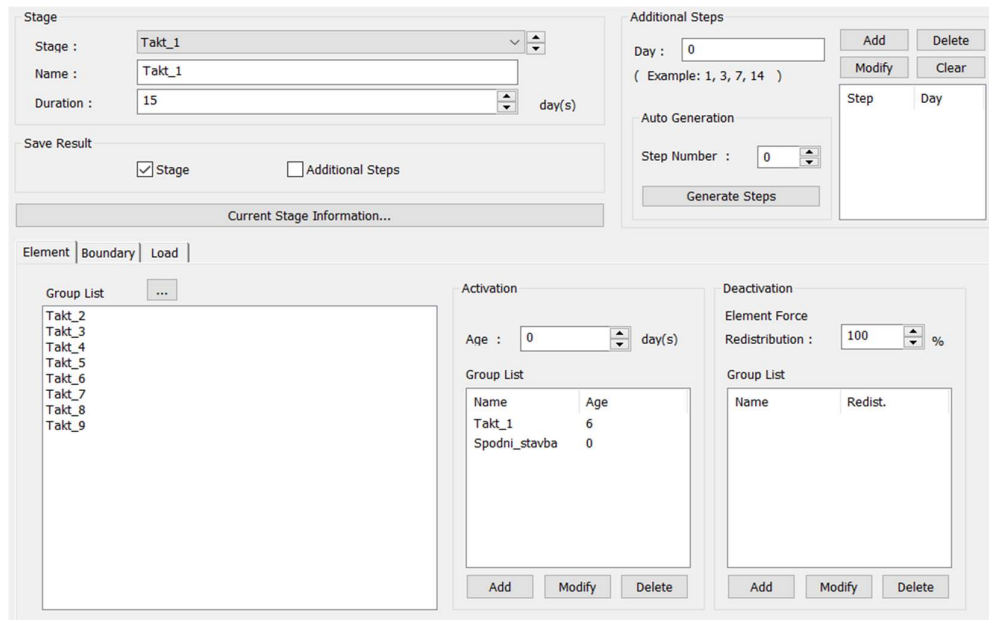
taktu zůstává i po přidání nových prvků a je deaktivována vždy na konci fáze betonážního taktu a následně je nahrazena hned na začátku následující fáze sílou od skruže v dalším poli.

V programu Midas Civil lze zadávat bodové síly pouze do uzlů. Aby nebylo nutné konstrukci dělit, byly tyto reakce rozpočteny na poslední prvek délky 3 metry, což vystihuje, že výslednice se nachází 1,5 metru od pracovní spáry.

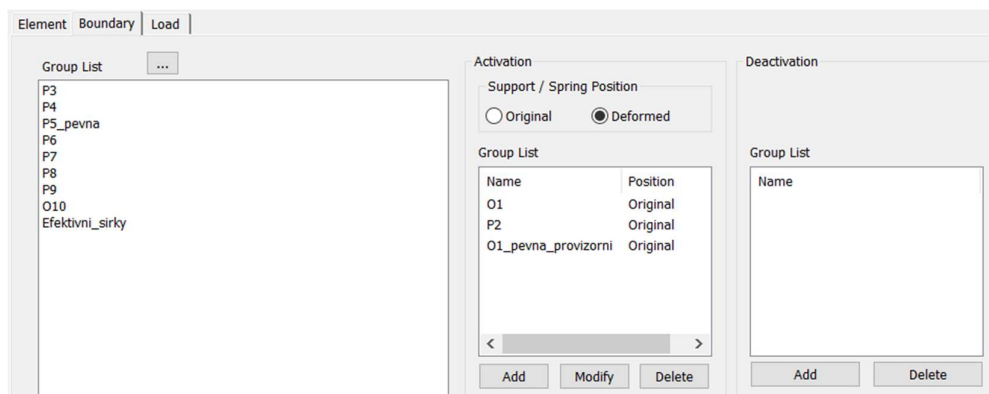


Obrázek 165: Skruz\_2 - zatížení konzoly reakcemi

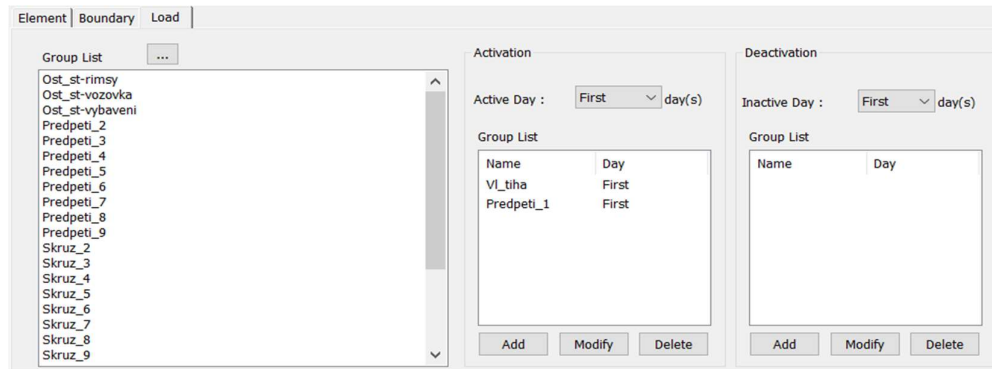
Na přidávaných výstřizích z programu Midas Civil je zobrazeno pracovní prostředí při vytváření fází výstavby. Konkrétně se jedná o fáze: Takt\_1, Skruz\_2. Spodní stavba v první fázi je složena pouze z přidání uzlů pro následné podpory.



Obrázek 166: Takt\_1 - celkové okno se záložkou pro přidávání prvků



Obrázek 167: Takt\_1 - záložka pro přidávání podpor



Obrázek 168: Takt\_1 - záložka pro přidání zatížení

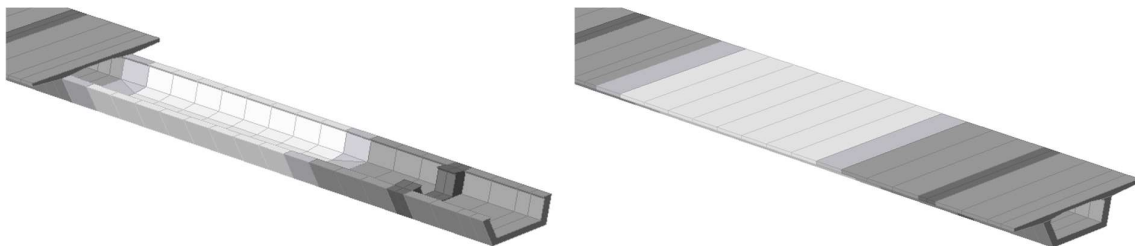
Ostatní takty probíhají obdobným způsobem. Po dokončení konstrukce je vytvořena fáze pro aplikaci ostatního stálého zatížení, ve které jsou přidány také efektivní šířky zadané dle výpočtu průřezových charakteristik v kapitole 6.3.2. Dále jsou přidány fáze uvedení do provozu a konec životnosti, které slouží pro posouzení a neprobíhají v nich žádné změny konstrukce, zatížení ani podpor.

Tabulka 5: Seznam uvažovaných fází výstavby v programu Midas Civil

Číslo fáze	Název fáze	Délka fáze [dny]	Čas celkem [dny]	Přidané prvky (stáří)	Přidané podpory	Odebrané podpory	Přidaná zatížení (Začátek/Konec fáze)	Odebraná zatížení (Začátek/Konec fáze)
1	Takt 1	15	15	SS (0), Takt 1 (6)	O1, P2, Proviz	-	Vl tíha (Z), Predpeti 1 (Z)	-
2	Skruz 2	6	21	-	-	-	Skruz 2 (Z), Cerstvy 2 (Z)	-
3	Takt 2	15	36	Takt 2 (6)	P3	-	Predpeti 2 (Z)	Skruz 2 (K), Cerstvy 2 (Z)
4	Skruz 3	6	42	-	-	-	Skruz 3 (Z), Cerstvy 3 (Z)	-
5	Takt 3	15	57	Takt 3 (6)	P4	-	Predpeti 3 (Z)	Skruz 3 (K), Cerstvy 3 (Z)
6	Skruz 4	6	63	-	-	-	Skruz 4 (Z), Cerstvy 4 (Z)	-
7	Takt 4	15	78	Takt 4 (6)	P5 pevna	Proviz	Predpeti 4 (Z)	Skruz 4 (K), Cerstvy 4 (Z)
8	Skruz 5	6	84	-	-	-	Skruz 5 (Z), Cerstvy 5 (Z)	-
9	Takt 5	15	99	Takt 5 (6)	P6	-	Predpeti 5 (Z)	Skruz 5 (K), Cerstvy 5 (Z)
10	Skruz 6	6	105	-	-	-	Skruz 6 (Z), Cerstvy 6 (Z)	-
11	Takt 6	15	120	Takt 6 (6)	P7	-	Predpeti 6 (Z)	Skruz 6 (K), Cerstvy 6 (Z)
12	Skruz 7	6	126	-	-	-	Skruz 7 (Z), Cerstvy 7 (Z)	-
13	Takt 7	15	141	Takt 7 (6)	P8	-	Predpeti 7 (Z)	Skruz 7 (K), Cerstvy 7 (Z)
14	Skruz 8	6	147	-	-	-	Skruz 8 (Z), Cerstvy 8 (Z)	-
15	Takt 8	15	162	Takt 8 (6)	P9	-	Predpeti 8 (Z)	Skruz 8 (K), Cerstvy 8 (Z)
16	Skruz 9	6	168	-	-	-	Skruz 9 (Z), Cerstvy 9 (Z)	-
17	Takt 9	15	183	Takt 9 (6)	O10	-	Predpeti 9 (Z)	Skruz 9 (K), Cerstvy 9 (Z)
18	Ost stale	90	273	-	Efektivní sirky	-	Ost st-rimsy, voz., vyb.	-
19	UP	30	303	-	-	-	-	-
20	KZ	36197	36500	-	-	-	-	-

### 6.1.2 Model s fázovaným příčným řezem

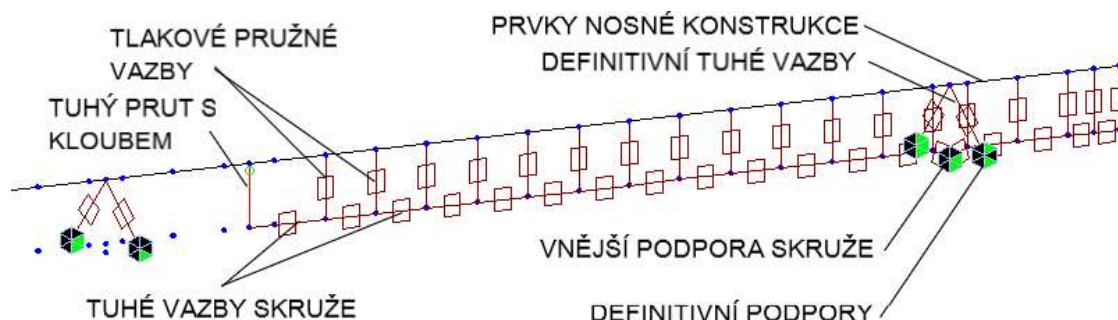
Aby bylo možné posoudit vliv postupné výstavby a předpínání příčného řezu, je nutné pracovat s modelem uvažujícím fáze výstavby průřezu.



Obrázek 169: Fázovaný výpočetní modelu před a po betonáži horní desky

Významnou změnou oproti předchozí úrovni je nutnost uvažování skruže jako podpory pro čerstvý beton. Tato nutnost je způsobena tím, že spodní část průřezu není dostatečně únosná a až do doby předepnutí celého průřezu je podporována výsuvnou skruží.

Skruž je složena z vodorovných tuhých vazeb a svislých pružných podpor působících pouze v tlaku. Midas Civil umožňuje použití nelineárních podpor ve fázích výstavby současně s lineárním výpočtem na finální konstrukci.



Obrázek 170: Zobrazení statického schématu výsuvné skruže v jednom z taktů

Torzně tuhé podpory jsou nahrazeny dvojicí podpor, které odpovídají reálné poloze ložisek. Skruž je v přední části podporována samostatnou podporou, která se nachází v ose mostu. Po dokončení taktu je tato sestava podpor deaktivována.

Tento model již má rozdělený poslední prvek betonážního taktu, aby mohl být přesně ve vzdálenosti 8,5 m od podpory umístěn fiktivní prut představující závěs, který do nosné konstrukce přenáší reakci od čerstvého betonu z vazeb skruže.

Reakce od samotné skruže je přidána pomocí bodové síly. Fiktivní prut tvoří velmi tuhý materiál s nulovou hmotností. Aby soustava tuhých vazeb nezamezovala deformacím, je tento prut ke konzole připojen kloubově, což zároveň odpovídá reálnému spojení skruže a závěsu.

Výpočetní model obsahuje přesné trasování předpínacích kabelů ve svislé rovině, které odpovídá výsledné variantě z kapitoly 6.7. Půdorysné vedení není uvažováno.



Obrázek 171: Výpočetní model se zobrazenými předpínacími kabely

### 6.1.2.1 Fáze výstavby modelu s fázovaným průřezem

V tomto modelu obsahuje reakce na konzolu pouze čerstvý beton U průřezu. Čerstvý beton horní desky se zohlední svou vlastní tíhou v době, kdy už je U průřez pevně spojen s předchozím taktem a podílí se na přenosu této tíhy. Fáze označené Takt\_XD jsou v této tabulce prázdné a slouží pouze jako fáze pro přidání 2 částí průřezu.

Tabulka 6: Seznam uvažovaných fází pro postupnou výstavbu příčného řezu

Číslo fáze	Název fáze	Délka fáze [dny]	Čas celkem [dny]	Přidané prvky (stáří)	Přidané podpory	Odebrané podpory	Přidaná zatížení (Začátek/Konec fáze)	Odebraná zatížení (Začátek/Konec fáze)
1	Takt 1U	6	6	Takt 1 (0), SS(0)	O1, P2, Proviz, Skruz 1	-	VI tíha (Z)	-
2	Předpeti 1U	1	7	-	-	-	Předpeti 1-1 (Z)	-
3	Takt 1D	6	13	-	-	-	-	-
4	Předpeti 1D	1	14	-	-	-	Předpeti 1-2, Předpeti 1-3 (Z)	-
5	Presun 1	3	17	-	-	Skruz 1	-	-
6	Skruz 2	4	21	-	-	-	Skruz 2 (Z), Cerstvy 2 (K)	-
7	Takt 2U	6	27	Takt 2 (0)	P3, Skruz 2	-	-	Cerstvy 2 (Z)
8	Předpeti 2U	1	28	-	-	-	Předpeti 2-1 (Z)	-
9	Takt 2D	6	34	-	-	-	-	-
10	Předpeti 2D	1	35	-	-	-	Předpeti 2-2, Předpeti 2-3 (Z)	-
11	Presun 2	3	38	-	-	Skruz 2	-	Skruz 2 (Z)
12	Skruz 3	4	42	-	-	-	Skruz 3 (Z), Cerstvy 3 (K)	-
13	Takt 3U	6	48	Takt 3 (0)	P4, Skruz 3	-	-	Cerstvy 3 (Z)
14	Předpeti 3U	1	49	-	-	-	Předpeti 3-1 (Z)	-
15	Takt 3D	6	55	-	-	-	-	-
16	Předpeti 3D	1	56	-	-	-	Předpeti 3-2, Předpeti 3-3 (Z)	-
17	Presun 3	3	59	-	-	Skruz 3	-	Skruz 3 (Z)
18	Skruz 4	4	63	-	-	-	Skruz 4 (Z), Cerstvy 4 (K)	-
19	Takt 4U	6	69	Takt 4 (0)	P5 pevná, Skruz 4	Proviz	-	Cerstvy 4 (Z)
20	Předpeti 4U	1	70	-	-	-	Předpeti 4-1 (Z)	-
21	Takt 4D	6	76	-	-	-	-	-
22	Předpeti 4D	1	77	-	-	-	Předpeti 4-2, Předpeti 4-3 (Z)	-
23	Presun 4	3	80	-	-	Skruz 4	-	Skruz 4 (Z)
24	Skruz 5	4	84	-	-	-	Skruz 6 (Z), Cerstvy 5 (K)	-
25	Takt 5U	6	90	Takt 5 (0)	P6, Skruz 5	-	-	Cerstvy 5 (Z)
26	Předpeti 5U	1	91	-	-	-	Předpeti 5-1 (Z)	-
27	Takt 5D	6	97	-	-	-	-	-
28	Předpeti 5D	1	98	-	-	-	Předpeti 5-2, Předpeti 5-3 (Z)	-
29	Presun 5	3	101	-	-	Skruz 5	-	Skruz 5 (Z)
30	Skruz 6	4	105	-	-	-	Skruz 6 (Z), Cerstvy 6 (K)	-
31	Takt 6U	6	111	Takt 6 (0)	P7, Skruz 6	-	-	Cerstvy 6 (Z)
32	Předpeti 6U	1	112	-	-	-	Předpeti 6-1 (Z)	-
33	Takt 6D	6	118	-	-	-	-	-
34	Předpeti 6D	1	119	-	-	-	Předpeti 6-2, Předpeti 6-3 (Z)	-
35	Presun 6	3	122	-	-	Skruz 6	-	Skruz 6 (Z)
36	Skruz 7	4	126	-	-	-	Skruz 7 (Z), Cerstvy 7 (K)	-
37	Takt 7U	6	132	Takt 7 (0)	P8, Skruz 7	-	-	Cerstvy 7 (Z)
38	Předpeti 7U	1	133	-	-	-	Předpeti 7-1 (Z)	-
39	Takt 7D	6	139	-	-	-	-	-
40	Předpeti 7D	1	140	-	-	-	Předpeti 7-2, Předpeti 7-3 (Z)	-
41	Presun 7	3	143	-	-	Skruz 7	-	Skruz 7 (Z)
42	Skruz 8	4	147	-	-	-	Skruz 8 (Z), Cerstvy 8 (K)	-
43	Takt 8U	6	153	Takt 8 (0)	P9, Skruz 8	-	-	Cerstvy 8 (Z)
44	Předpeti 8U	1	154	-	-	-	Předpeti 8-1 (Z)	-
45	Takt 8D	6	160	-	-	-	-	-
46	Předpeti 8D	1	161	-	-	-	Předpeti 8-2, Předpeti 8-3 (Z)	-
47	Presun 8	3	164	-	-	Skruz 8	-	Skruz 8 (Z)
48	Skruz 9	4	168	-	-	-	Skruz 9 (Z), Cerstvy 9 (K)	-
49	Takt 9U	6	174	Takt 9 (0)	O10, Skruz 9	-	-	Cerstvy 9 (Z)
50	Předpeti 9U	1	175	-	-	-	Předpeti 9-1 (Z)	-
51	Takt 9D	6	181	-	-	-	-	-
52	Předpeti 9D	1	182	-	-	-	Předpeti 9-2, Předpeti 9-3 (Z)	-
53	Presun 9	3	185	-	-	Skruz 9	-	Skruz 9 (Z)
54	Ost stáke	90	275	-	Efektivní sirky	-	Ost st-rimsy, voz., vyb.	-
55	UP	30	305	-	-	-	-	-
56	KZ	36195	36500	-	-	-	-	-



## 6.2 Materiálové charakteristiky

### 6.2.1 Beton

Pro nosnou konstrukci a dřívky pilířů je navržen beton C35/45-XF2-XD1-XC4. U nosné konstrukce je navržená doba předpínání 6 dní po betonáži a je navržen cement třídy N.

Tabulka 7: Charakteristiky betonu C35/45 včetně časového vývoje  $\beta_{cc}$

<b>Základní informace o materiálu</b>			
<b>Beton:</b>	<b>C35/45</b>		
<b>Cement:</b>	<b>CEM 32.5 R, CEM 42.5 N (třída N)</b>		
Charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku	$f_{ck} =$	35,00	Mpa
Charakteristická krychelná pevnost betonu v tlaku	$f_{ck,cube} =$	45,00	MPa
Dílčí součinitel betonu	$\gamma_c =$	1,50	-
Součinitel zohledňující dlouhodobé účinky na pevnost v tlaku	$\alpha_{cc} =$	0,90	-
Návrhová pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} =$	21,00	MPa
Průměrná válcová pevnost betonu v tlaku	$f_{cm} =$	43,00	MPa
Průměrná tahová pevnost betonu	$f_{ctm} =$	3,20	MPa
5% kvantil pevnosti betonu v tahu	$f_{ctk,0,05} =$	2,20	Mpa
95% kvantil pevnosti betonu v tahu	$f_{ctk,0,95} =$	4,20	MPa
Modul pružnosti	$E_{cm} =$	34,00	Gpa
<b>Vývoj pevnosti v čase</b>			
Řešený čas	$t =$	<b>6,00</b>	[dny]
Koeficient druhu cementu	$s =$	0,25	-
Součinitel stáří betonu	$\beta_{cc}(t) =$	0,75	-
Průměrná pevnost betonu v čase t	$f_{cm}(t) =$	32,17	MPa
<b>Charakteristická pevnost betonu v čase t:</b>	<b><math>f_{ck}(t) =</math></b>	<b>24,17</b>	<b>MPa</b>
<b>Průměrná tahová pevnost betonu v čase t</b>	<b><math>f_{ctm}(t) =</math></b>	<b>2,39</b>	<b>MPa</b>
<b>Modul pružnosti v čase t</b>	<b><math>E_{cm}(t) =</math></b>	<b>31,17</b>	<b>MPa</b>

Programem Midas Civil je zohledněn časový vývoj pevnosti betonu dle evropských norem [32]. Charakteristiky časového nárůstu pevnosti a reologických vlastností betonu jsou propojeny s použitým materiálem C35/45 pomocí funkcionality material link.

## 6.2.2 Betonářská výztuž

### 6.2.2.1 Pevnostní a přetvárné charakteristiky

Pro konstrukci je navržena betonářská výztuž s označením B500B.

- charakteristická mez kluzu... $f_{yk} = 500$  MPa
- návrhová mez kluzu... $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 500/1,15 = 435$  MPa

### 6.2.2.2 Krycí vrstva betonu konstrukčních prvků

Krycí vrstva je navržena dle [32]. Pro betonářskou výztuž jsou rozhodující podmínky z hlediska vlivu vnějšího prostředí.

Tabulka 8: Krycí vrstva betonářské výztuže [32]

Část konstrukce	Třída betonu	Stupeň vlivu prostředí	Třída konstrukce	$c_{\min,b}$ [mm]	$c_{\min,dur}$ [mm]	$\Delta c_{dur,\gamma}$ [mm]	$\Delta c_{dur,ad}$ [mm]	$\Delta c_{dur,st}$ [mm]	$c_{\min}$ [mm]	$c_{dev}$ [mm]	$c_{nom}$ [mm]
Nosná konstrukce	C35/45	XD1	S6	32	45	0	0	0	45	10	55
Dířky pilířů a opěr	C35/45	XD1	S6	32	45	0	0	0	45	10	55

### 6.2.3 Předpínací výztuž

Je navrženo dodatečné vnitřní předpětí se soudržností pomocí předpínacích lan s označením Y1860S7. Lano profilu 15,7 milimetru je složeno ze 7 drátů.

- plocha jednoho lana... $A_{pl} = 150$  mm<sup>2</sup>
- modul pružnosti... $E = 195$  GPa
- charakteristická pevnost předpínací oceli v tahu... $f_{pk} = 1860$  MPa
- charakteristická smluvní mez kluzu... $f_{p0,1k} = 1640$  MPa (dle [33])
- maximální povolené napětí v předpínací výztuži:

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

$$\sigma_{p,max} = \min(0,8 \cdot 1860; 0,9 \cdot 1640) = \min(1488; 1476) = 1476 \text{ MPa}$$

- maximální povolené napětí po zakotvení:

$$\sigma_{p,m0} = \min(0,75 \cdot f_{pk}; 0,8 \cdot f_{p,0,1k})$$

$$\sigma_{p,m0} = \min(0,75 \cdot 1860; 0,85 \cdot 1640) = \min(1395; 1394) = 1394 \text{ MPa}$$

Kanáلكy z vinutého plechu jsou uvažovány dle [33] v následujících rozměrech:

- kabely o 12 lanech s průměry 80/87 mm
- kabely o 19 lanech s průměry 90/97 mm
- kabely o 22 lanech s průměry 100/107 mm
- kabely o 27 lanech s průměry 110/117 mm

Krycí vrstva předpínací výztuže je navržena dle [32]. Rozhodující je minimální vrstva z hlediska soudržnosti, kde se  $c_{\min,b}$  rovná vnitřnímu průměru kanálku, maximálně však 80 mm.

Tabulka 9: Krycí vrstva předpínací výztuže [32]

Část konstrukce	Třída betonu	Stupeň vlivu prostředí	Třída konstrukce	$c_{min,b}$ [mm]	$c_{min,dur}$ [mm]	$\Delta c_{dur,\gamma}$ [mm]	$\Delta c_{dur,ad}$ [mm]	$\Delta c_{dur,st}$ [mm]	$c_{min}$ [mm]	$c_{dev}$ [mm]	$c_{nom}$ [mm]
Nosná konstrukce	C35/45	XD1	S6	80	55	0	0	0	80	10	90

Pro časově závislou analýzu a výpočet ztrát třením a pokluzem jsou zadány parametry předpínací výztuže dle podkladů firmy VSL [33]. Pro koeficient tření v oblouku  $\mu$  je doporučená hodnota pro plechové kanálky 0,2. Náhodná křivost kabelového kanálku v přímém úseku na 1 metr délky je uvažována doporučenou hodnotou 0,008 rad/m.

Obrázek 172: Parametry předpínací výztuže v záložce tendon property

## 6.3 Průřezové charakteristiky

### 6.3.1 Použité průřezy

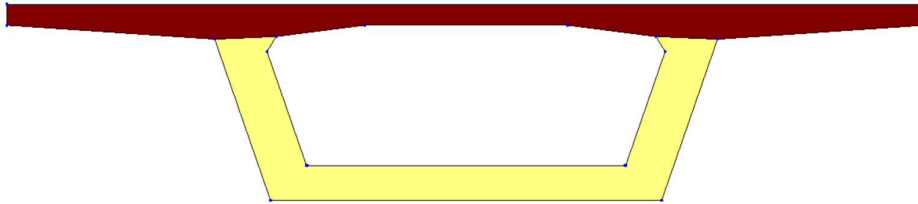
Ve výpočetním modelu nosné konstrukce jsou použity průřezy uvedené v následující tabulce. Mezi podporovým průřezem a průřezem v poli je vložen průřez s lineárním náběhem na délce 3 m respektující navrženou geometrii konstrukce.

Tabulka 10: Použité průřezy nosné konstrukce

<b>U průřez v poli</b>	
$A = 4,3189 \text{ m}^2$	
$I_y = 2,2503 \text{ m}^4$	
$z_h = 1,517 \text{ m}$	
$z_d = 0,808 \text{ m}$	
<b>Kompletní průřez v poli</b>	
$A = 9,3906 \text{ m}^2$	
$I_y = 9,8205 \text{ m}^4$	
$z_h = 1,024 \text{ m}$	
$z_d = 1,776 \text{ m}$	
<b>U průřez u podpor</b>	
$A = 5,422 \text{ m}^2$	
$I_y = 2,6237 \text{ m}^4$	
$z_h = 1,538 \text{ m}$	
$z_d = 0,800 \text{ m}$	
<b>Kompletní průřez u podpor</b>	
$A = 10,4914 \text{ m}^2$	
$I_y = 11,1992 \text{ m}^4$	
$z_h = 1,131 \text{ m}$	
$z_d = 1,669 \text{ m}$	
<b>U průřez opěrového příčniku</b>	
$A = 10,1036 \text{ m}^2$	
$I_y = 4,3837 \text{ m}^4$	
$z_h = 1,174 \text{ m}$	
$z_d = 1,026 \text{ m}$	
<b>Kompletní průřez opěrového příčniku</b>	
$A = 17,9936 \text{ m}^2$	
$I_y = 14,2426 \text{ m}^4$	
$z_h = 1,128 \text{ m}$	
$z_d = 1,672 \text{ m}$	
<b>U průřez pilířového příčniku</b>	
$A = 9,6519 \text{ m}^2$	
$I_y = 4,811 \text{ m}^4$	
$z_h = 1,410 \text{ m}$	
$z_d = 1,057 \text{ m}$	
<b>Kompletní průřez pilířového příčniku</b>	
$A = 14,7162 \text{ m}^2$	
$I_y = 11,1992 \text{ m}^4$	
$z_h = 1,212 \text{ m}$	
$z_d = 1,588 \text{ m}$	

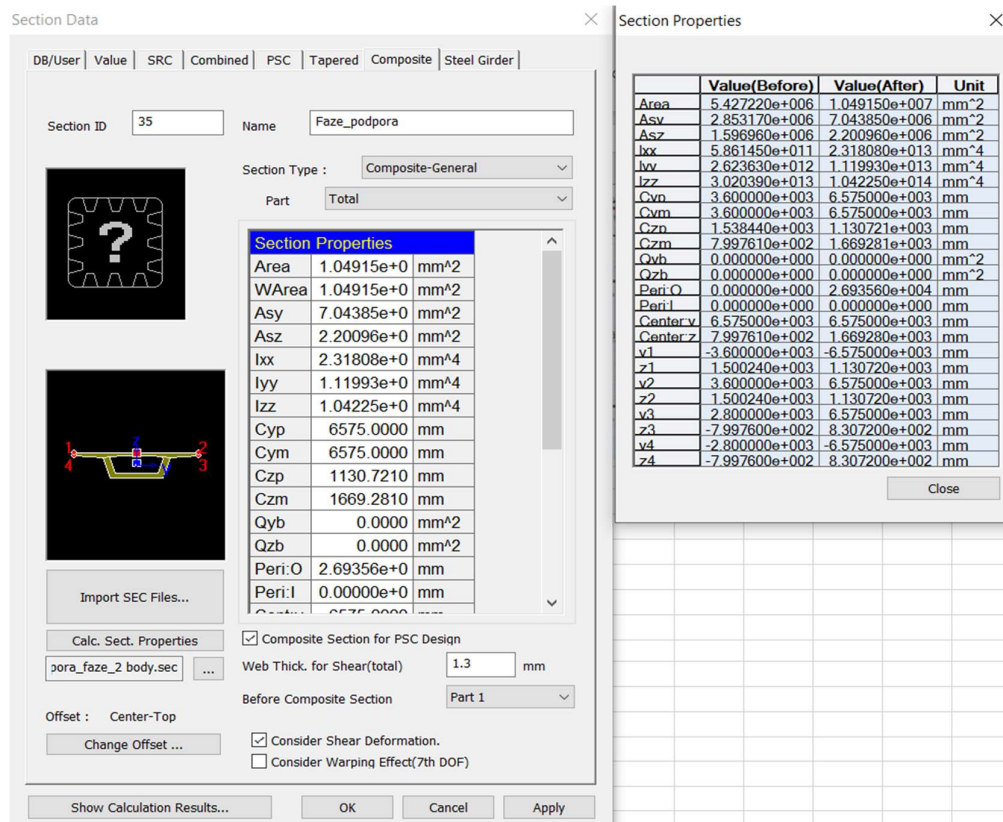
### 6.3.1.1 Generování komorového spřaženého průřezu

Komorový spřažený průřez je vytvořen pomocí funkcionality sectional property calculator, která slouží pro definování obecných průřezů. V této funkcionalitě se nejprve definuje materiál a následně se importuje příčný řez ve formátu dxf. Dále je nutné definovat spřažený průřez a počet částí, ze kterých je složen.



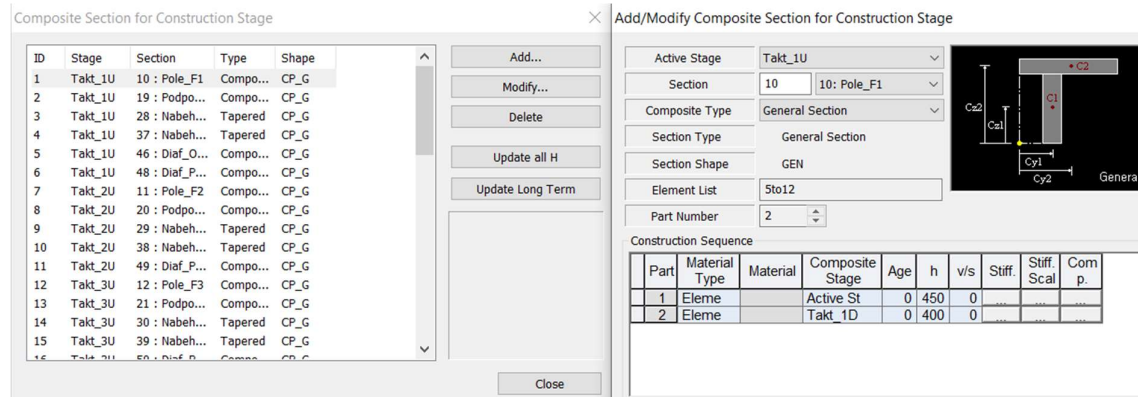
Obrázek 173: Tvorba fázovaného průřezu

Poté je spřažený průřez exportován a v záložce sectional properties je vytvořen nový průřez typu composite – general, do kterého je importován připravený soubor. Po importu je upraveno zarovnání průřezu k horní hraně a je provedena kontrola průřezových charakteristik spodní části i celého průřezu.



Obrázek 174: Definování nového spřaženého průřezu

Pro správné fungování je nutné v posledním kroku nastavit spřaženému průřezu fáze výstavby v záložce composite section for construction stage. V této záložce je zadán materiál, fáze aktivace, stáří přidávaných prvků a náhradní rozměr průřezu  $h_0$ .



Obrázek 175: Přidání spřaženého průřezu do fázi výstavby

### 6.3.2 Smykové ochabnutí

Smykové ochabnutí je zavedeno do výpočtu dle [32] efektivními šířkami pro jednotlivé podporové průřezy. U průřezů v poli dle výpočtu není nutné průřez redukovat. Pro oslabené průřezy jsou vypočteny průřezové charakteristiky, které jsou do programu Midas Civil zadány pomocí poměrů s plnými průřezy. Shodným způsobem jako u uvedených průřezů byl proveden výpočet pro průřezy příčníků, u kterých je smykovým ochabnutím redukována šířka konzol.

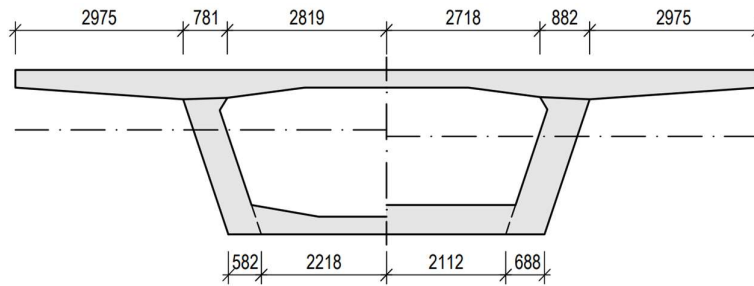
#### 6.3.2.1 Výpočet efektivních šířek a oslabené průřezy

Tabulka 11: Efektivní šířky pro horní desku komory

Průřez	Popis	$l_0$	Efektivní šířky - horní deska									
			$b_{i,L}$	$b_w$	$b_{i,P}$	$b_{eff,i,L}$	$\leq 0,2l_0$	$\leq b_{i,P}$	$b_{eff,i,P}$	$\leq 0,2l_0$	$\leq b_{i,P}$	
Podporové	1 43 m zleva; 50 m zprava	13,95	2,718	0,882	2,975	1,939	OK	OK	1,990	OK	OK	
	2 50 m zleva; 50 m zprava	15,00	2,718	0,882	2,975	2,044	OK	OK	2,095	OK	OK	
	3 50 m zleva; 53 m zprava	15,45	2,718	0,882	2,975	2,089	OK	OK	2,140	OK	OK	
	4 53 m zleva; 53 m zprava	15,90	2,718	0,882	2,975	2,134	OK	OK	2,185	OK	OK	
	5 53 m zleva; 41 m zprava	14,40	2,718	0,882	2,975	1,984	OK	OK	2,035	OK	OK	
V poli	6 krajní 43	36,55	2,975	0,781	2,819	2,975	OK	OK	2,819	OK	OK	
	7 mezilehlé 50	35,00	2,975	0,781	2,819	2,975	OK	OK	2,819	OK	OK	
	8 mezilehlé 53	37,10	2,975	0,781	2,819	2,975	OK	OK	2,819	OK	OK	
	9 krajní 41	36,55	2,975	0,781	2,819	2,975	OK	OK	2,819	OK	OK	

Tabulka 12: Efektivní šířky pro dolní desky komory

Průřez	Popis	$l_0$	Efektivní šířky - dolní deska									
			$b_{i,L}$	$b_w$	$b_{i,P}$	$b_{eff,i,L}$	$\leq 0,2l_0$	$\leq b_{i,P}$	$b_{eff,i,P}$	$\leq 0,2l_0$	$\leq b_{i,P}$	
Podporové	1 43 m zleva; 50 m zprava	13,95	2,112	0,688	0,000	1,817	OK	OK	0,000	OK	OK	
	2 50 m zleva; 50 m zprava	15,00	2,112	0,688	0,000	1,922	OK	OK	0,000	OK	OK	
	3 50 m zleva; 53 m zprava	15,45	2,112	0,688	0,000	1,967	OK	OK	0,000	OK	OK	
	4 53 m zleva; 53 m zprava	15,90	2,112	0,688	0,000	2,012	OK	OK	0,000	OK	OK	
	5 53 m zleva; 41 m zprava	14,40	2,112	0,688	0,000	1,862	OK	OK	0,000	OK	OK	
V poli	6 krajní 43	36,55	0,000	0,582	2,218	0,000	OK	OK	2,218	OK	OK	
	7 mezilehlé 50	35,00	0,000	0,582	2,218	0,000	OK	OK	2,218	OK	OK	
	8 mezilehlé 53	37,10	0,000	0,582	2,218	0,000	OK	OK	2,218	OK	OK	
	9 krajní 41	36,55	0,000	0,582	2,218	0,000	OK	OK	2,218	OK	OK	



Obrázek 176: Průřez v poli/nad podporou pro výpočet efektivních šířek

Tabulka 13: Oslabené průřezy - parametry pro Midas Civil

Redukovaný průřez 1	
$I_{y,eff}/I_y = 84,6 \%$	
$Z_{h,eff}/Z_h = 106,5 \%$	
$Z_{d,eff}/Z_d = 95,6 \%$	
Redukovaný průřez 2	
$I_{y,eff}/I_y = 87,7 \%$	
$Z_{h,eff}/Z_h = 106,5 \%$	
$Z_{d,eff}/Z_d = 95,6 \%$	
Redukovaný průřez 3	
$I_{y,eff}/I_y = 89,0 \%$	
$Z_{h,eff}/Z_h = 106,5 \%$	
$Z_{d,eff}/Z_d = 95,6 \%$	
Redukovaný průřez 4	
$I_{y,eff}/I_y = 90,3 \%$	
$Z_{h,eff}/Z_h = 106,5 \%$	
$Z_{d,eff}/Z_d = 95,6 \%$	
Redukovaný průřez 5	
$I_{y,eff}/I_y = 85,9 \%$	
$Z_{h,eff}/Z_h = 106,5 \%$	
$Z_{d,eff}/Z_d = 95,6 \%$	

## 6.4 Zatížení

### 6.4.1 Stálá zatížení

#### 6.4.1.1 Vlastní tíha

Výpočet vlastní tíhy je proveden programem Midas Civil na základě průřezových charakteristik a objemových hmotností. Pro předpjatý beton je uvažována dle [34] objemová hmotnost  $2600 \text{ kg/m}^3$  a pro železobeton  $2500 \text{ kg/m}^3$ .

Vzhledem k důležitosti tohoto zatěžovacího stavu je provedena kontrola výpočetního modelu na základě porovnání svislých reakcí od vlastní tíhy z programu Midas Civil a ručně vypočtené celkové tíhy nosné konstrukce. Výsledný poměr s minimálním rozdílem svědčí o správnosti výpočetního modelu.

Tabulka 14: Kontrola generované vlastní tíhy

Popis	A [m <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	q [kN/m]	L [m]	Celkem R <sub>z</sub> [kN]
Průřez v poli	9,391	26,0	244,16	224,0	54690,85
Průřez nad podporou	10,491	26,0	272,78	150,0	40916,46
Průřez s lineárním náběhem	9,941	26,0	258,47	54,0	13957,16
Příčník u opěr	17,994	26,0	467,83	4,0	1871,33
Příčník u pilířů	14,716	26,0	382,62	16,0	6121,94
Celková svislá reakce nosné konstrukce - spočtená hodnota [kN]					117557,75
Celková svislá reakce nosné konstrukce - hodnota z Midas Civil [kN]					117624,38
Poměr					1,0006

#### 6.4.1.2 Ostatní stálé zatížení

Ostatní stálé zatížení obsahuje veškeré části mostního svršku a vybavení. Do prostorového prutového modelu je zadáno ve 3 zatěžovacích stavech (řimsy, vozovka, vybavení) s příslušnými excentricitami, které způsobují kromě namáhání ve svislé rovině také kroutící moment  $M_x$ . Vozovkové souvrství je dle [34] vzhledem k možné proměnnosti tloušťky vrstev uvažováno se součiniteli  $k_{sup} = 1,2$  a  $k_{inf} = 0,8$  a je vytvořena jejich obálka v kombinacích pro posouzení v době uvedení do provozu a na konci životnosti. Ostatní stálé zatížení je přidáno do fázi výstavby v časově závislé analýze programu Midas Civil a má vliv na dotvarování.

Hodnoty liniového zatížení svodidel, pochozího roštu a podélného svodu odvodnění jsou odhadnuty hodnotou 1 a 0,5 kN/m. Pro návrh protihlukové stěny je vybrán průhledný panel z katalogu [29] o rozměrech 4500x2000 s tloušťkou 20 mm, což je maximální vyráběná tloušťka. Při této výšce jsou předpokládány sloupky HEA 180 v osové vzdálenosti 2,0 m. Tíha protihlukové stěny je vzhledem ke své značné výšce ověřena výpočtem:

Sloupky: - profil HEA 180	=	35,5	kg/m
- výška sloupku	=	4,5	m
- osová vzdálenost	=	2	m
- liniové zatížení	=	0,80	kN/m

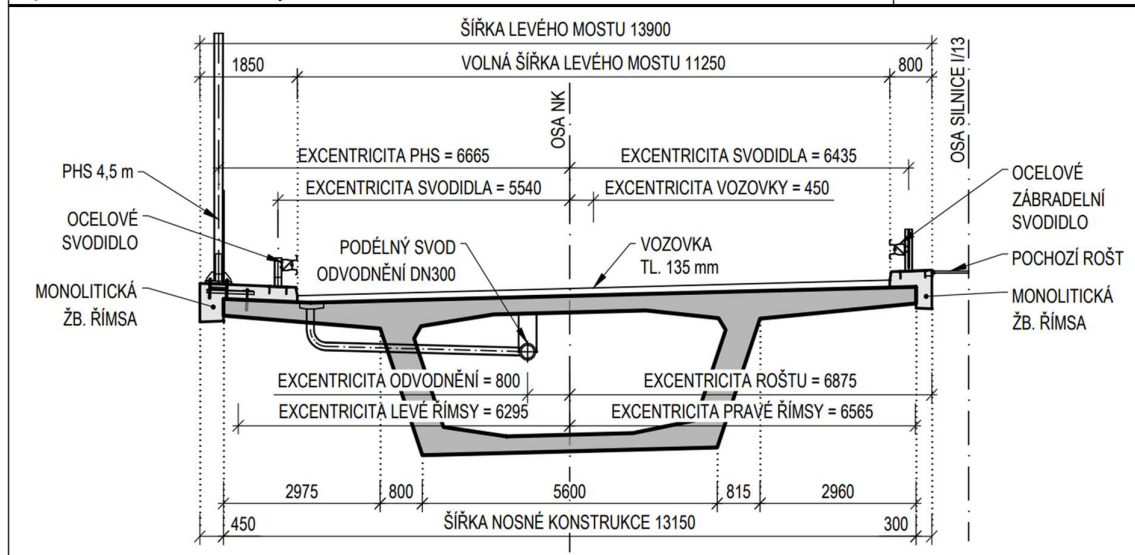


Panely:	- výška panelu	=	4,5	m
	- šířka panelu	=	2	m
	- tloušťka panelu	=	0,02	m
	- objem panelu	=	0,18	m <sup>3</sup>
	- tíha plexiskla	=	12	kN/m <sup>3</sup>
	- liniové zatížení	=	1,08	kN/m
Celkem:	- liniové zatížení	=	1,88	kN/m

S přihlédnutím na rezervu pro hmotnost kotevního materiálu je uvažováno liniové zatížení na odpovídající excentricitě o hodnotě 2,0 kN/m.

Tabulka 15: Ostatní stálé zatížení

Popis	š. [m]	tl. [m]	A [m <sup>2</sup> ]	γ [kN/m <sup>3</sup> ]	q [kN/m]	e [m]
Vozovkové souvrství	11.25	0.135	1.52	23.00	34.93	-0.450
Římsa pravá			0.35	25.00	8.71	-6.565
Římsa levá			0.68	25.00	17.02	6.295
PHS vlevo			-	-	2.00	6.665
Svodidlo vlevo			-	-	1.00	5.540
Svodidlo zábradelní vpravo			-	-	1.00	-6.435
Podélný svod odvodnění			-	-	0.50	0.800
Pochozí rošt			-	-	0.50	-6.875
Liniové zatížení g-g <sub>0</sub> celkem					65.67	kN/m
Výsledná excentricita e <sub>y</sub> celkem					0.665	m



### 6.4.1.3 Nerovnoměrný pokles podpor

Pro zohlednění nepříznivých geologických poměrů je uvažováno s nerovnoměrným poklesem podpor o velikosti 20 mm. V případě, že by tento stav činil problémy a vyžadoval výrazně větší počet předpínacích kabelů, bude zváženo snížení nerovnoměrných poklesů na nižší hodnotu s návrhem pravidelného geodetického sledování konstrukce, které by u mostu

této velikosti pravděpodobně bylo navrženo i bez této skutečnosti. Pokud by byly tyto hodnoty při měření překročeny, bylo by přistoupeno k rektifikaci příslušných ložisek do správné výšky.

Nerovnoměrný pokles podpor je zadán obálkovou kombinací s prázdným zatěžovacím stavem tak, aby bylo uvažováno pouze s nepříznivými účinky. S kladnými účinky nerovnoměrného poklesu podpor není uvažováno.

#### 6.4.1.4 Předpětí

Vzhledem k možnosti velice dobré kontroly předpínací síly a protažení kabelů není ve fázích výstavby uvažováno s koeficienty  $k_{inf} = 0,9$  a  $k_{sup} = 1,1$  [32]. Předpětí však není možné kontrolovat během celé životnosti a vzhledem k možné nejistotě velikosti ztrát předpětí jsou ve finálním působení v mezním stavu použitelnosti tyto koeficienty zohledněny. Při vytváření kombinací pro výsledný stav v době uvedení do provozu a na konci životnosti je předpětí uvažováno obálkou obsahující koeficienty  $k_{inf} = 1,1$  a  $k_{sup} = 0,9$ . Pro posouzení mezního stavu únosnosti tyto koeficienty nemají být uvažovány a budou nahrazeny hodnotou 1,0.

Předpínací kabely jsou zadávány v programu Midas Civil včetně výpočtu ztrát předpětí v časově závislé analýze se zohledněním postupu výstavby. Trasování je provedeno v záložce tendon profile a napínání kabelů v záložce tendon prestress.

	x(m)	y(m)	z(m)	R(m)
1	0.0000	0.0000	1.2680	0.0000
2	7.0000	0.0000	0.4400	100.0000
3	23.0000	0.0000	0.4400	100.0000
4	39.0000	0.0000	2.3600	12.0000
5	41.0000	0.0000	2.3600	12.0000
6	57.0000	0.0000	0.4400	100.0000
7	76.0000	0.0000	0.4400	100.0000
8	92.0000	0.0000	2.3600	12.0000
9	94.0000	0.0000	2.3600	12.0000
10	103.0000	0.0000	1.2680	0.0000

Obrázek 177: Zadávání předpínacích kabelů - tendon profile

#### 6.4.1.5 Dotvarování a smršťování

Pro výpočet smršťování a dotvarování je vypočten náhradní rozměr průřezu  $h_0$ . Bez použití fázovaného průřezu je do programu Midas Civil zadán shodný rozměr  $h_0$  pro všechny průřezy. Jako reprezentativní je vybrán průřez v poli:

$$A_c = 9,391 \text{ m}^2$$

$$u = 30,827 \text{ m}$$

$$h_0 = 0,609 \text{ m}$$

Vysychající obvod kompletního průřezu je roven celkovému vnitřnímu a vnějšímu obvodu komorového průřezu, ze kterého je odečtena délka horní desky a boční hrany konzol, které jsou pokryty vozovkou a římsami. Reologické vlastnosti jsou uvažovány v programu Midas Civil dle ČSN EN 1992-2 [35] s uvažováním relativní vlhkosti 70%, cementu třídy N a dobu ošetřování 3 dny.

Podrobnější analýza náhradního rozměru prvku jednotlivých fázovaných průřezů bude provedena v kapitole 6.8.1 věnované diferenčnímu smršťování.

Name :  Code :

European

Characteristic compressive cylinder strength of concrete at the age of 28 days (f<sub>ck</sub>) :  kN/m<sup>2</sup>

Relative Humidity of ambient environment (40 - 99) :  %

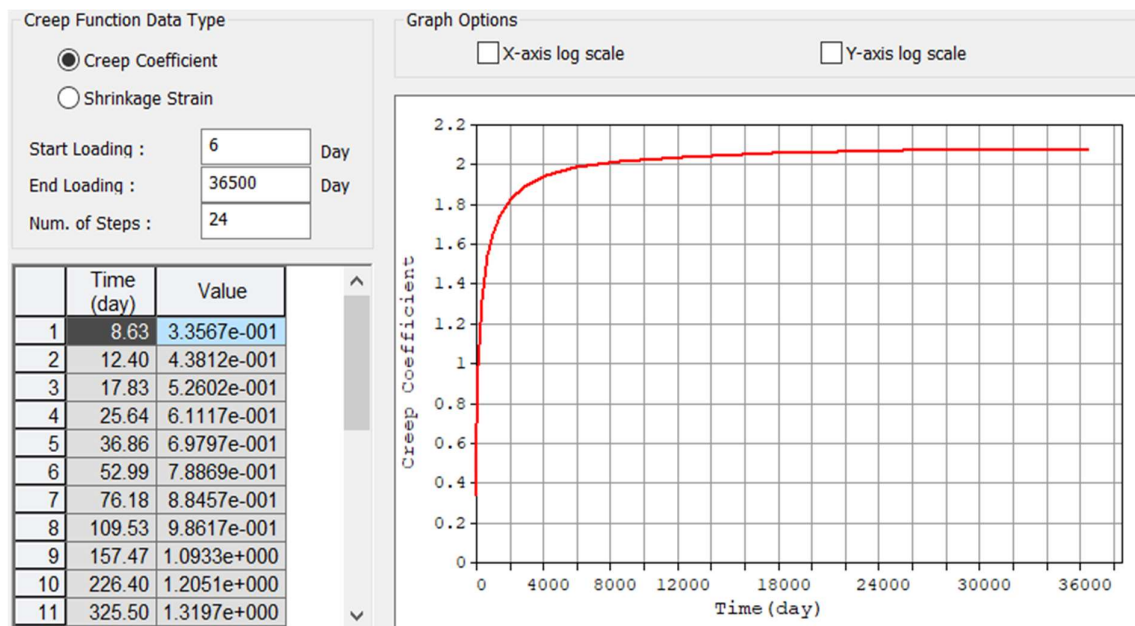
Notional size of member :  m  
 $h = 2 * A_c / u$  (A<sub>c</sub> : Section Area, u : Perimeter in contact with atmosphere)

Type of cement  
 Class S     Class N     Class R

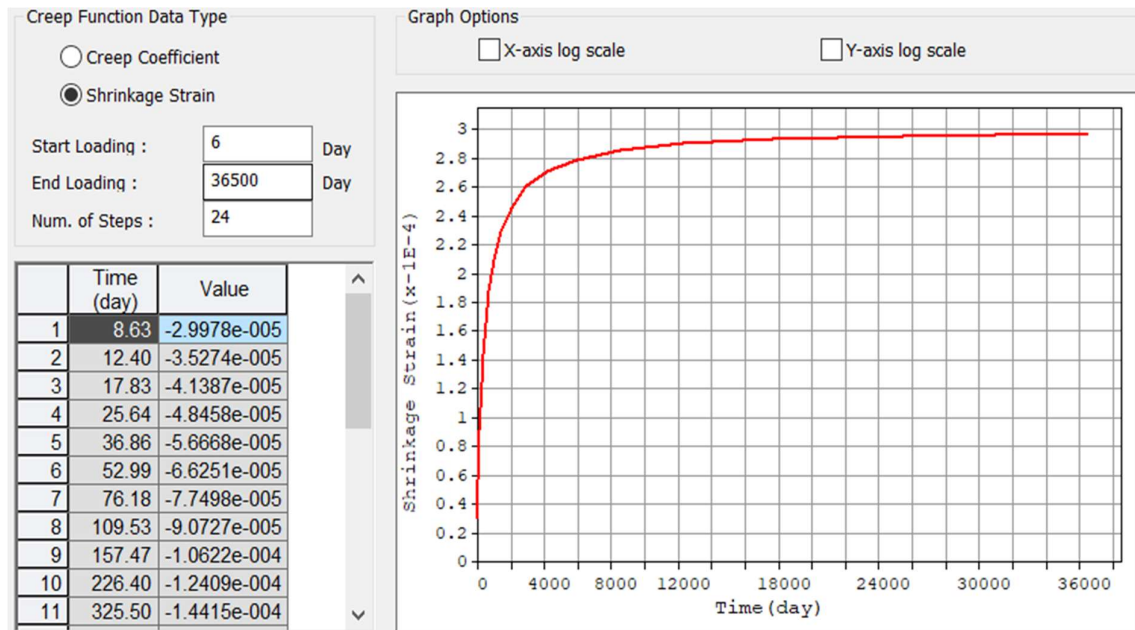
Type of code  
 EN 1992-1 (General Structure)  
 EN 1992-2 (Concrete Bridge)     Use of silica-fume

Age of concrete at the beginning of shrinkage :  day

Obrázek 178: Charakteristiky pro výpočet dotvarování a smršťování



Obrázek 179: Časový vývoj součinitele dotvarování



Obrázek 180: Časový vývoj smršťování

## 6.4.2 Proměnná zatížení

### 6.4.2.1 Zatížení teplotou

Zatížení teplotou je vypočteno dle [36]. Je uvažována rovnoměrná složka teploty a nelineární nerovnoměrná složka teploty dle postupu 2, která je doporučena pro betonové komorové nosníky.

Midas Civil umí zohlednit lineární i nelineární složku. V rámci této práce byly oba postupy porovnány. Kromě nelineární složky byla vypočtena také lineární nerovnoměrná teplota, jejíž výsledné hodnoty po vynásobení součinitelem  $k_{sur}$  pro danou tloušťku vozovky jsou:

$$\Delta T_{M,HEAT} = 5,6 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{M,COOL} = -5,0 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

Při současném působení rovnoměrné a nerovnoměrné složky teploty se využijí následující vztahy z normy ČSN EN 1991-1-5 [36]:

$$\Delta T_{M,heat}(\text{nebo } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \Delta T_{N,exp}(\text{nebo } \Delta T_{N,con})$$

$$\omega_M \Delta T_{M,heat}(\text{nebo } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp}(\text{nebo } \Delta T_{N,con})$$

$$\omega_N = 0,35; \omega_M = 0,75$$

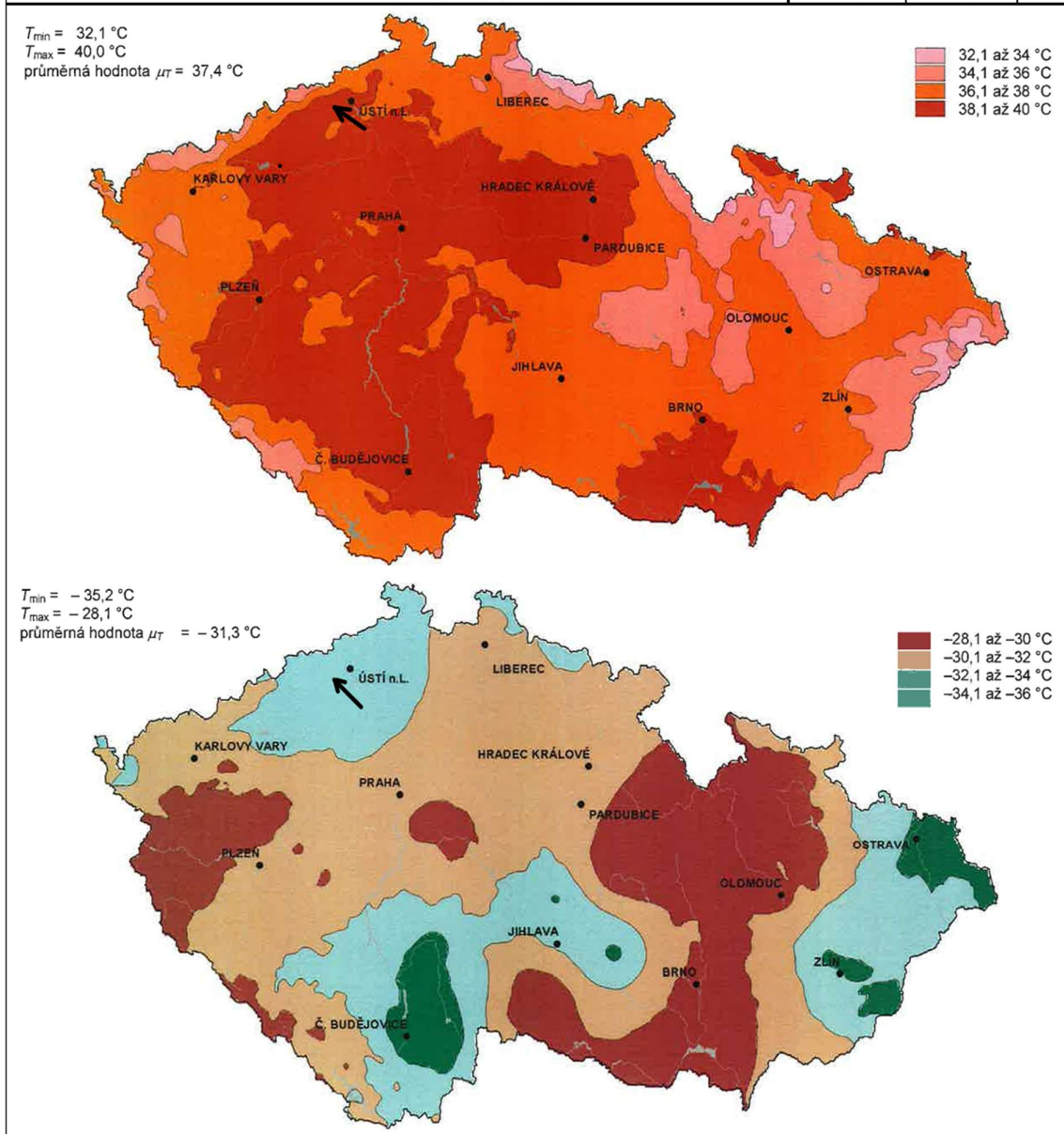
Pomocí těchto vztahů je vytvořena obálka celkového teplotního zatížení, která bude zahrnuta do výsledných kombinací MSÚ a MSP.

### 6.4.2.1.1 Rovnoměrná složka

Rovnoměrná teplota byla spočtena pro lokalitu města Teplice v blízkosti Ústí nad Labem.

Tabulka 16: Rovnoměrná složka teploty [36]

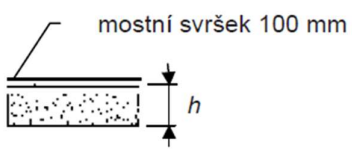
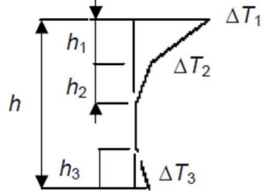
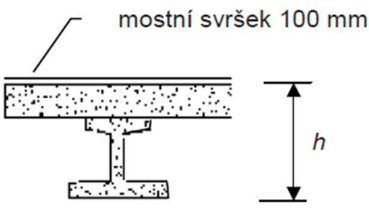
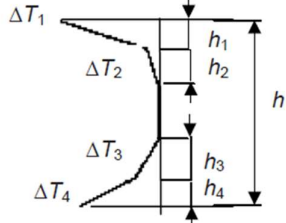

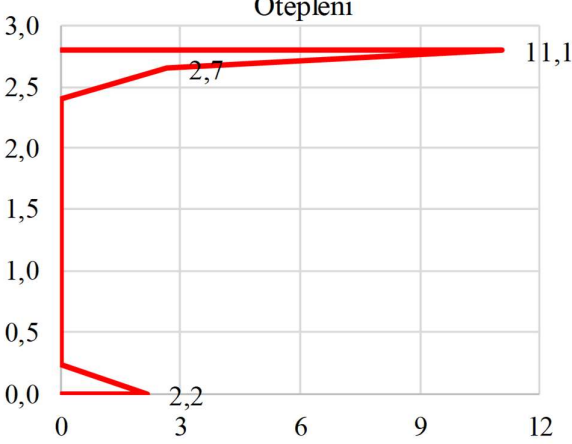
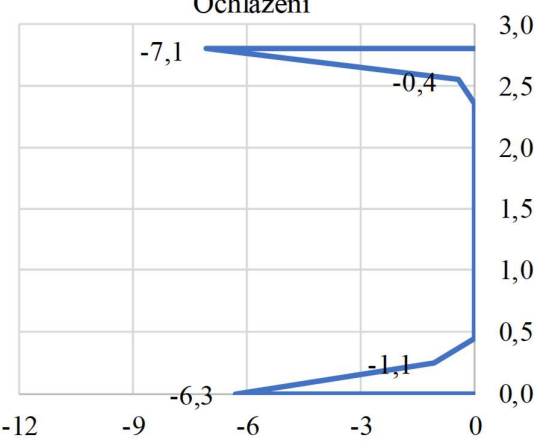
Typ nosné konstrukce (betonový komorový nosník)	Typ	III	
Maximální teplota vzduchu ve stínu (dle mapy)	$T_{\max}$	38,5	°C
Minimální teplota vzduchu ve stínu (dle mapy)	$T_{\min}$	-32,5	°C
Maximální rovnoměrná složka teploty mostu	$T_{e,\max}$	40,0	°C
Minimální rovnoměrná složka teploty mostu	$T_{e,\min}$	-24,5	°C
Výchozí teplota	$T_0$	10,0	°C
Maximální rozsah rovnoměrné složky teploty při výpočtu prodloužení	$T_{n,\exp}$	<b>30,0</b>	°C
Maximální rozsah rovnoměrné složky teploty při výpočtu zkrácení	$T_{n,\text{noc}}$	<b>-34,5</b>	°C



### 6.4.2.1.2 Nerovnoměrná složka

Dle postupu 2 z [36] je uvažována nelineární nerovnoměrná složka teploty, která je zadána pomocí funkcionality beam section temperature do programu Midas Civil.

Tabulka 17: Nerovnoměrná nelineární složka teploty [36]

Druh svršku:		vozovka	
Tloušťka vozovky =		135 mm	
Výška nosné konstrukce =		2,80 m	
Typ konstrukce: 3c		Oteplení	
 <p>mostní svršek 100 mm</p> <p>Typ 3.a: betonová desková konstrukce</p>	$h_1 = 0,150$ m	 <p><math>h_1 = 0,3 h</math>, avšak <math>\leq 0,15</math> m  <math>h_2 = 0,3 h</math>, avšak <math>\geq 0,10</math> m  avšak <math>\leq 0,25</math> m  <math>h_3 = 0,3 h</math>, avšak <math>\leq (0,10 +</math>  tloušťka mostního svršku v m)  pro tenké desky je <math>h_3</math> omezeno  <math>h - h_1 - h_2</math>)</p>	
	$h_2 = 0,250$ m		
	$h_3 = 0,235$ m		
	$\Delta T_1 = 11,1$ °C		
	$\Delta T_2 = 2,7$ °C		
 <p>mostní svršek 100 mm</p> <p>Typ 3.b: betonový nosník</p>	$\Delta T_3 = 2,2$ °C	<p>Ochlazení</p>  <p><math>h_1 = h_4 = 0,20 h</math>, avšak <math>\leq 0,25</math> m  <math>h_2 = h_3 = 0,25 h</math>, avšak <math>\leq 0,20</math> m</p>	
	$h_1 = 0,250$ m		
	$h_2 = 0,200$ m		
	$h_3 = 0,200$ m		
	$h_4 = 0,250$ m		
 <p>mostní svršek 100 mm</p> <p>Typ 3.c: betonový komorový nosník</p>	$\Delta T_1 = -7,1$ °C		
	$\Delta T_2 = -0,4$ °C		
	$\Delta T_3 = -1,1$ °C		
	$\Delta T_4 = -6,3$ °C		
 <p>Oteplení</p>		 <p>Ochlazení</p>	

### 6.4.2.2 Zatížení větrem

Jako zatížení nosné konstrukce je uvažováno zatížení větrem v příčném a podélném směru dle [37]. Zatížení větrem ve svislém směru není uvažováno.

Tabulka 18: Charakteristiky zatížení větrem [37]

Větrová oblast	obl. =	<b>II</b>	-
Výchozí rychlost větru	$V_{b,0}$ =	25,00	m/s
Kategorie terénu	kat. =	<b>II</b>	-
Součinitel směru větru	$c_{dir}$ =	1,00	-
Součinitel ročního období	$c_{season}$ =	1,00	-
<b>Základní rychlost větru</b>	$v_b$ =	25,00	m/s
Posuzovaná výška	$z$ =	<b>33,00</b>	m
Parametr drsnosti terénu	$z_0$ =	0,05	m
Minimální výška	$z_{min}$ =	2,00	
Součinitel terénu	$k_r$ =	0,19	-
Součinitel drsnosti terénu	$c_r(z)$ =	1,23	-
Součinitel orografie	$c_o(z)$ =	1,00	-
<b>Střední rychlost větru</b>	$v_m(z)$ =	30,84	m/s
Součinitel turbulence	$k_I$ =	1,00	-
Směrodatná odchylka turbulence	$\sigma_v$ =	4,75	-
Intenzita turbulence	$I_v(z)$ =	0,15	-
Měrná hmotnost vzduchu	$\rho$ =	1,25	kg/m <sup>3</sup>
Maximální dynamický tlak	$q_p(z)$ =	1235,22	Pa
<b>Součinitel expozice</b>	$c_e$ =	3,16	-

Dle [37] je v případě dvojice shodných nosných konstrukcí vedle sebe ve vzdálenosti výrazně nepřevyšující 1 metr možné uvážit jako šířku  $b$  šířku obou mostů, čímž se sníží výsledná velikost zatížení větrem.

Tabulka 19: Liniové zatížení od větru

Šířka NK	$b =$	29,20	m
Výška konstrukce	$d_{tot} =$	7,57	m
Poměr $b/d_{tot}$	$b/d_{tot} =$	3,86	-
Součinitel sil pro mosty - X	$c_{fx,0} =$	1,34	-
Součinitel zatížení větrem	$C =$	4,25	-
Liniové zatížení ve směru X (příčný vítr)	$f_{px} =$	12,56	kN/m
Liniové zatížení ve směru Y (podélný = 25% příčného)	$f_{py} =$	3,14	kN/m

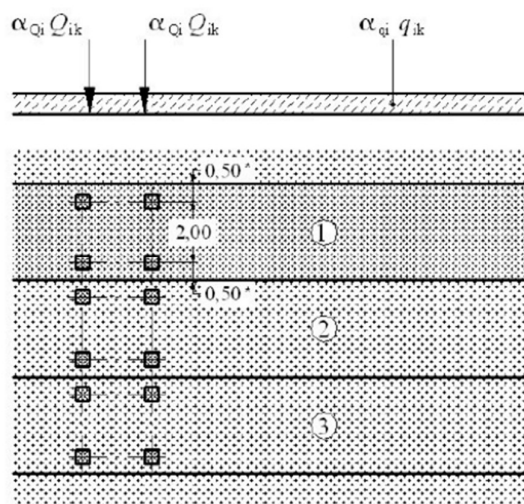
#### 6.4.2.3 Staveništní zatížení během provádění

Staveništní zatížení je uvažováno na ploše nosné konstrukce s hodnotou  $1 \text{ kN/m}^2$  dle [38].

#### 6.4.2.4 Zatížení dopravou

##### 6.4.2.4.1 Model LM1 – dvounáprava a rovnoměrné zatížení

Vozovka byla rozdělena na 3 dopravní pruhy a zbývající plochu šířky 2,25 m.



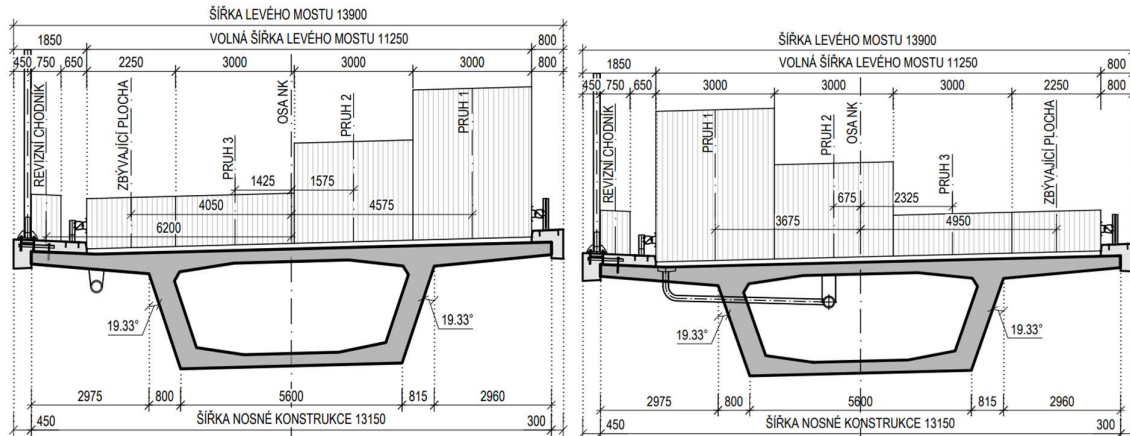
Obrázek 181: Uspořádání modelu LM1 dle [39]

Tabulka 20: Model zatížení LM1 s rozdělením na pruhy [39]

Typ zatížení	Pruh	Zatížení	Regulační součinitel	Výsledná hodnota
		$Q_{ik} [\text{kN}] / q_{ik} [\text{kN/m}^2]$		
Dvounáprava (TS)	1	300	1,0	300
	2	200	1,0	200
	3	100	1,0	100
	Zb. plocha	0	1,0	0
Rovnoměrné (UDL)	1	9	1,0	9
	2	2,5	2,4	6
	3	2,5	1,2	3
	Zb. plocha	2,5	1,2	3
Chodník	Šířka 0,75 m - kombinační hodnota sestavy gr1a			3



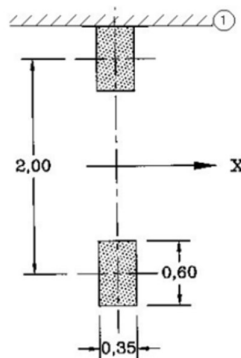
Pro potřeby prutového modelu bude zatížení uvažováno tak, aby vyvolalo maximální krouticí účinky. Toho lze dosáhnout při postavení pruhu 1 přímo u okraje vozovky s následujícím pruhem 2. Pro přesné určení by tedy bylo nutné v programu Midas Civil vytvořit 2 sestavy dopravních pruhů, u kterých by jedna sestava byla vkládána od levého kraje vozovky a druhá od pravého kraje vozovky. Dvě sestavy dopravních pruhů by výrazně zvýšily dobu výpočtu, proto je uvažována pouze poloha s rozmístěním od pravé strany, na které má dopravní pruh 1 větší excentricitu vůči těžišti průřezu.



Obrázek 182: Uspořádání dopravních pruhů modelu LM1 na pravé a levé straně

#### 6.4.2.4.2 Model LM2 – jednotlivá náprava

Model se skládá z jediné nápravy, která se pohybuje po celé šířce vozovky. Nápravová síla je uvažována hodnotou  $\beta_Q \cdot Q_{ak}$ , kde  $\beta_Q$  je dle národní přílohy 0,8 a  $Q_{ak}$  se rovná hodnotě 400 kN. Výsledná nápravová síla je v charakteristické hodnotě 320 kN.



Obrázek 183: Půdorysné schéma modelu LM2 [39]

#### 6.4.2.4.3 Model LM3 – zvláštní vozidlo

Pro silnici I. třídy má být uvažováno zvláštní vozidlo 1800/200 v ideální stopě s excentricitou 0,5 m. Tato komunikace je však určena jako trasa pro přepravu nadměrného nákladu, a proto je požadavek shodný jako u dálničních mostů – vozidlo 3000/240 jako jediné na mostě v ideální stopě s odchylkou 0,5 m a vozidlo 1800/200 se zatížením UDL modelu LM1 s vyloučením pruhu 1.

Tabulka 21: Zvláštní vozidla pro dálnice a vybrané trasy [39]

Celková tíha	1 800 kN	3 000 kN
Označení	1800/200	3000/240
Nápravy	$n = 9 \times 200$ kN, $e = 1,50$ m	$n = 1 \times 120 + 12 \times 240$ kN $e = 1,50$ m
Umístění zatížení	Zvláštní vozidlo se pohybuje v jednom jízdním pruhu (číslo 1), v tomto pruhu se nesmí umístit současně působící model zatížení LM1 po celé délce mostu. Rozdělení vozovky na zatěžovací pruhy se provede podle A.3(2).	Zvláštní vozidlo šířky do 4,5 m se pohybuje v ideální stopě v prostoru všech zatěžovacích pruhů podle A.3(2), přičemž se uvažuje možná odchylka od této polohy $\pm 0,50$ m.
Kombinace zatížení	Model zatížení LM1 se uvažuje v pruhu 2 (a dalších) hodnotami pro pruh 2 (a další) bez soustředěných zatížení od dvojnápravy, tj. pouze charakteristickými hodnotami pro rovnoměrné zatížení $\alpha_{q1}Q_{ik}$ , resp. $\alpha_{q1}Q_{kr}$ .	Po celé délce nosné konstrukce mostu musí být vyloučena veškerá ostatní doprava.
Rychlost	Normální ( $\leq 70$ km/hod)	Nizká ( $\leq 5$ km/hod)
Dynamický součinitel	Ano, $\varphi = 1,25^{1)}$	Ano, $\varphi = 1,05$
Poznámka	Při přejezdu zvláštního vozidla nebude povolen souběžný provoz pro vozidla nad 5 t.	Jedná se o jediné vozidlo na mostě.

#### 6.4.2.4.4 Model LM4 – zatížení davem lidí

Model je reprezentován plošným zatížením o hodnotě  $5 \text{ kN/m}^2$  ve všech pruzích včetně revizního chodníku. [39]

#### 6.4.2.4.5 Brzdné a rozjezdové síly

Vzhledem k délce nosné konstrukce jsou brzdné síly pro model LM1 i LM3 určeny horní hranicí 900 a 600 kN. Brzdné síly působí v úrovni vozovky v nejméně příznivé poloze, ve které se může daný model zatížení vyskytovat. Pro oba modely je tato poloha určena osou pravého krajního pruhu, která má excentricitu vůči těžišti 4,575 m.

Tabulka 22: Brzdná síla modelu LM1 [39]

Délka nosné konstrukce	$L = 448,00$ m
Šířka jízdního pruhu	$w_i = 3,00$ m
Nápravová síla (TS)	$Q_1 = 300$ kN
Klasifikační součinitel $Q_1$	$\alpha_{Q1} = 1,00$ -
Rovnoměrné zatížení (UDL)	$q_1 = 9,00$ kN/m <sup>2</sup>
Klasifikační součinitel $q_1$	$\alpha_{q1} = 1,00$ -
$180 * \alpha_{q1}$ (kN) < $Q_{ik}$ < 900 (kN)	Nesplněno
Výsledná podélná brzdná síla	$Q_{ik} = 900,00$ kN
Liniové podélné zatížení brzdou silou	$Q_{ik} = 2,01$ kN/m

Tabulka 23: Brzdná síla modelu LM3 [39]

Délka nosné konstrukce	L = 448,00 m
Šířka jízdního pruhu	w <sub>i</sub> = 3,00 m
Tíha zvláštního vozidla	Q <sub>LM3</sub> = 1800 kN
Klasifikační součinitel Q <sub>1</sub>	α <sub>Q1</sub> = 1,00 -
Rovnoměrné zatížení (UDL)	q <sub>2K</sub> = 2,50 kN/m <sup>2</sup>
Klasifikační součinitel q <sub>2</sub>	α <sub>q2</sub> = 2,40 -
Podélná brzdná síla	Q <sub>ik</sub> = 1886,4 kN
180 * α <sub>q1</sub> (kN) < Q <sub>ik</sub> < 600 (kN)	Nesplněno
Výsledná podélná brzdná síla	Q <sub>ik</sub> = <b>600,00</b> kN
Liniové podélné zatížení brzdou silou	Q <sub>ik</sub> = <b>1,34</b> kN/m

#### 6.4.2.4.6 Odstředivé síly

Vzhledem ke směrovému vedení mostu nejsou uvažovány odstředivé síly.

#### 6.4.2.4.7 Sestavy zatížení dopravou

Uvedené typy dopravních zatížení jsou seskupeny do sestav gr1a až gr5. Dle národní přílohy číslo 21 [39] se do sestavy gr1a nemají uvažovat účinky vodorovných sil. Sestava gr3 nemá při uvažování sestavy gr4 význam a nebude uvažována.

Sestava gr5 je upřesněna v národní příloze a souvisí s údaji uvedenými v kapitole 6.4.2.4.3. K modelu LM3 1800/200 bude doplněno rovnoměrné zatížení UDL ve všech dopravních pruzích kromě pruhu 1. Model LM3 3000/240 se pohybuje jako jediné vozidlo na mostě. Brzdné síly modelu LM3 nejsou uvažovány v případě, když se pohybují na mostě rychlostí menší než 5 km/h, což platí pouze u sestavy LM3 3000/240. S modelem LM3 1800/200 jsou kombinovány brzdné síly dle kapitoly 6.4.2.4.5.

Tabulka 24: Sestavy zatížení dopravou [39]

Typ zatížení	Vozovka						Chodníky	
	Svislé síly				Vodorovné síly		Svislé	
Zatěžovací systém	LM1 (TS a UDL)	LM2 (náprava)	LM3 (zvláštní voz.)	LM4 (dav lidí)	Brzdné a rozjezdové	Příčné a odstředivé	Rovnoměrné zatížení	
Sestavy zatížení	gr1a	charakteristické hodnoty				dle NP21	dle NP21	kombinační hodnota 3 kN/m <sup>2</sup>
	gr1b		charakteristická hodnota					
	gr2	časté hodnoty				charakteristická hodnota	charakteristická hodnota	
	gr3							charakteristická hodnota
	gr4				charakteristická hodnota			charakteristická hodnota
	gr5	dle NP16		charakteristická hodnota		dle NP18	dle NP20	

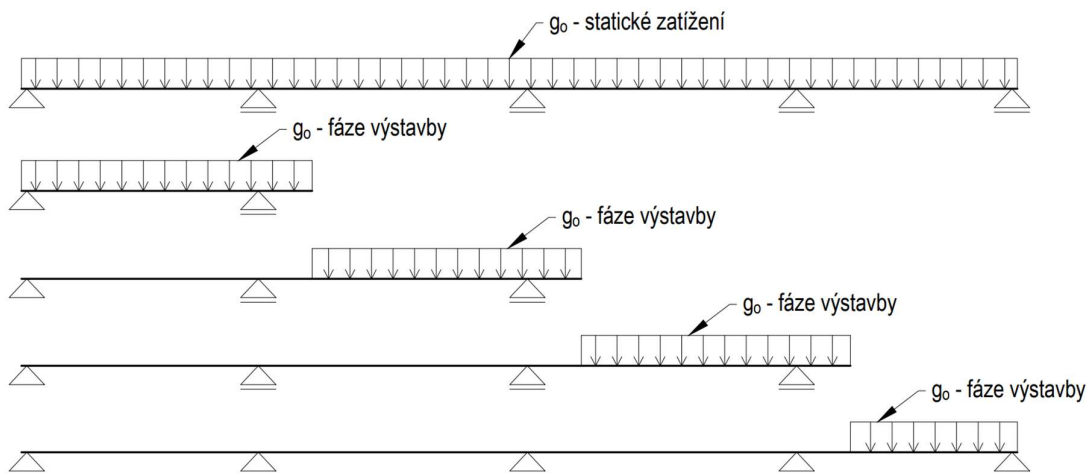
## 6.5 Průběhy vnitřních sil

Uvedená zatížení působí na výsledný statický systém a jsou uvedena pro nosnou konstrukci bez založení a spodní stavby. Vnitřní síly od proměnných zatížení a sedání působí na výsledné statické schéma a neliší se u fázovaného a nefázovaného průřezu.

### 6.5.1 Stálá zatížení

#### 6.5.1.1 Vlastní tíha

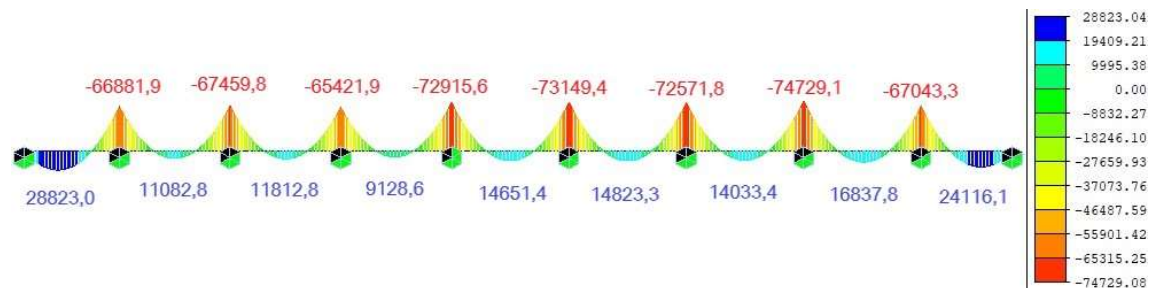
U zatížení vlastní tíhou je důležité nezaměnit static load case a construction stage load case. Statický zatěžovací stav vlastní tíha působí na finální konstrukci a nezohledňuje postupnou výstavbu, zatímco zatěžovací stav dead load z fází výstavby uvažuje s působením vlastní tíhy na aktuální statické schéma.



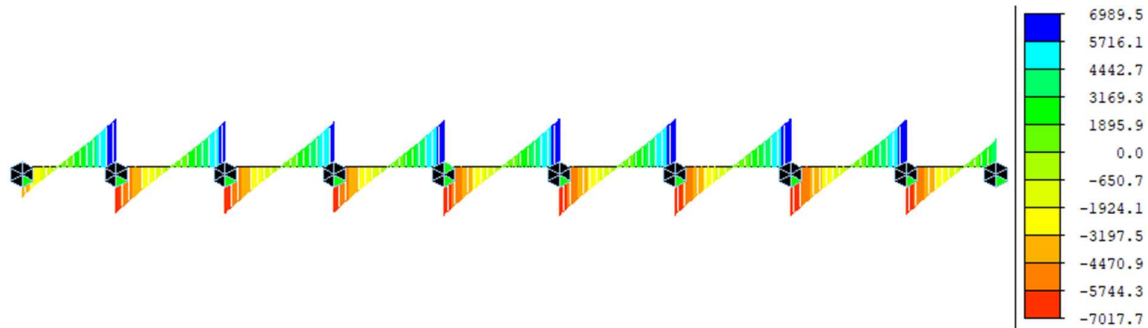
Obrázek 184: Rozdíl mezi statickým zatížením a zatížením z fází výstavby

Výsledné schéma tvoří spojitý nosník s vhodným poměrem krajních polí. Během výstavby je však zatížení aplikováno na prostý či spojitý nosník s převislým koncem. Tento převislý konec nevytváří dostatečnou protiváhu a vždy při přidání nového taktu je zvětšené namáhání uprostřed rozpětí posledního pole a nad předcházející podporou.

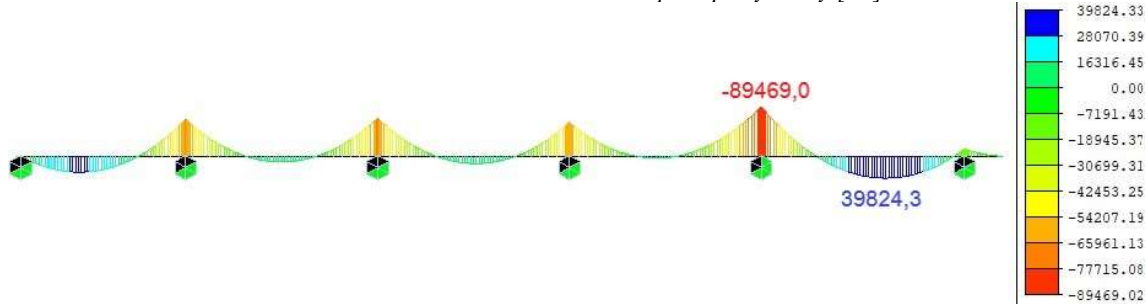
Ohybový moment v poli je vždy snížen přidáním následujícího taktu, a proto jsou po dokončení konstrukce momenty v poli menší než u stavu bez vlivu výstavby a nad podporami naopak větší. Tyto skutečnosti dokazují zobrazené vnitřní síly.



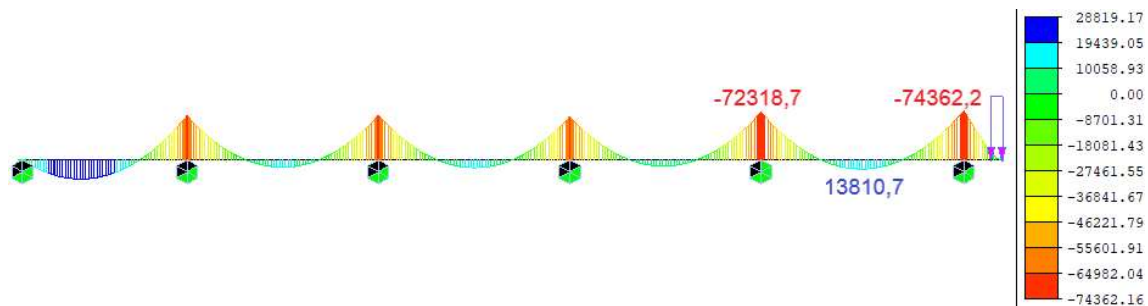
Obrázek 185:  $M_y$  - vlastní tíha s vlivem postupné výstavby [kNm]



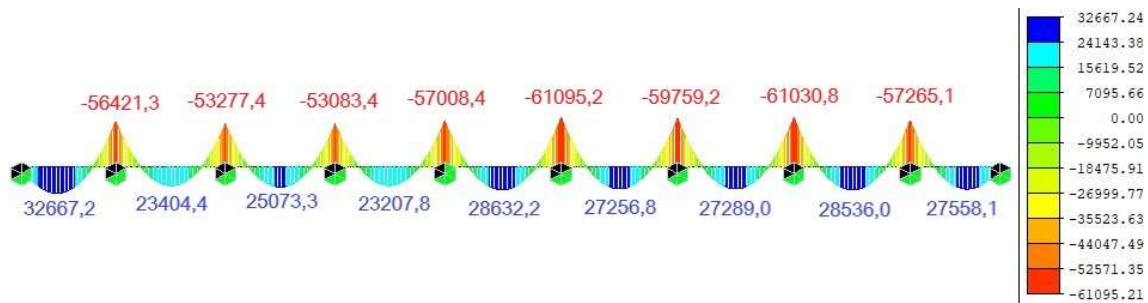
Obrázek 186:  $V_z$  - vlastní tíha s vlivem postupu výstavby [kN]



Obrázek 187:  $M_y$  - vlastní tíha v betonážním taktu 5 [kNm]



Obrázek 188:  $M_y$  - vlastní tíha, skruž a čerstvý beton následujícího taktu [kNm]

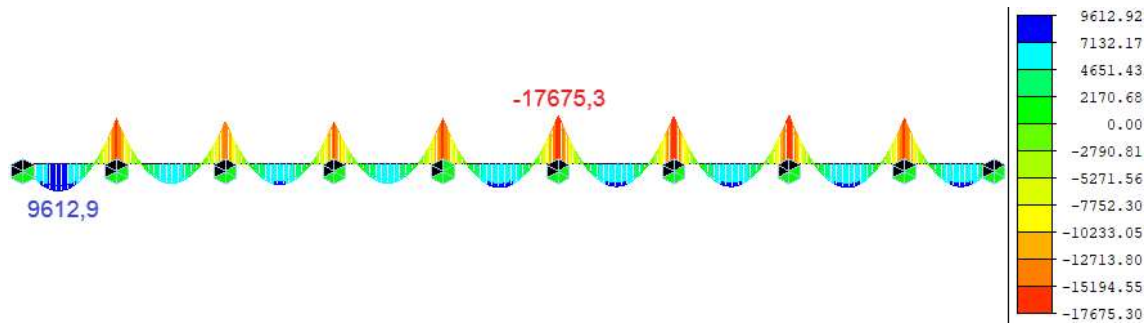


Obrázek 189:  $M_y$  - vlastní tíha bez vlivu postupné výstavby [kNm]

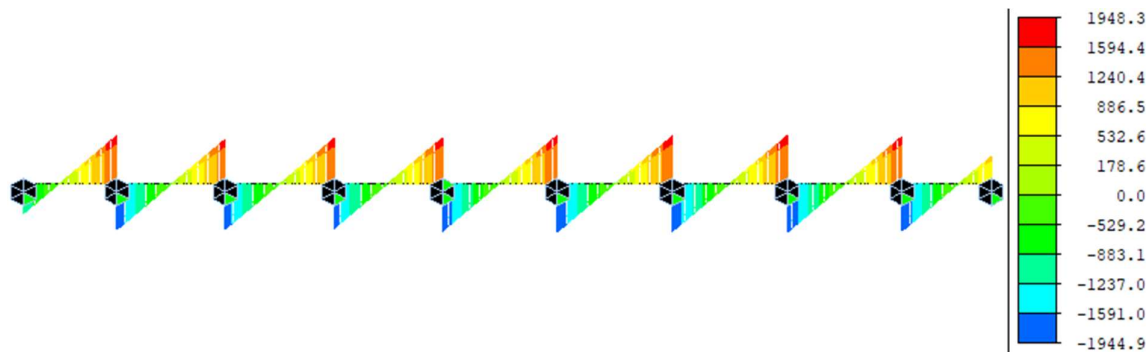
Vnitřní síly na spojitém nosníku bez vlivu výstavby jsou zajímavé také z hlediska dotvarování. Vlivem dotvarování se chování spojitého nosníku z předpjatého betonu postupně blíží namáhání, které je vyvoláno na spojitém nosníku bez vlivu výstavby. Tento předpoklad by měl být potvrzen ohybovým momentem od dotvarování, který lze očekávat kladný s hodnotou přibližně 10000 kNm. Dotvarování bude zobrazeno společně s návrhem uspořádání předpětí.

### 6.5.1.2 Ostatní stálé zatížení

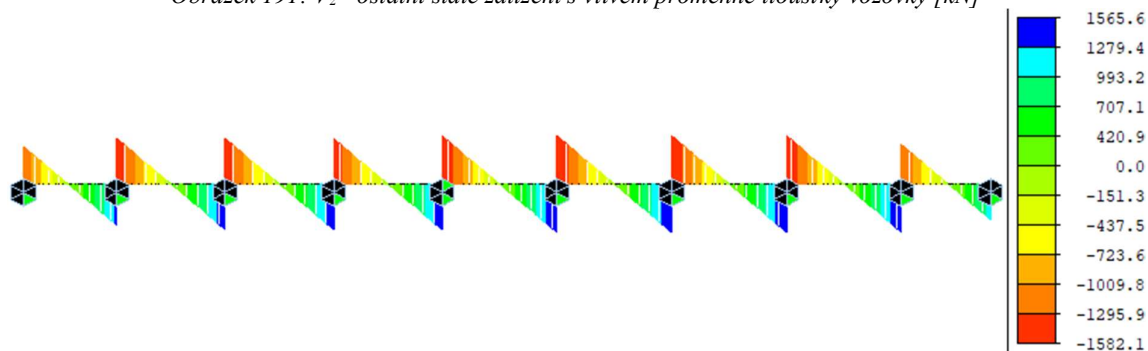
Ostatní stálé zatížení je na rozdíl od vlastní tíhy aplikováno na finální statické schéma.



Obrázek 190:  $M_y$  - ostatní stálé zatížení s vlivem proměnné tloušťky vozovky [kNm]



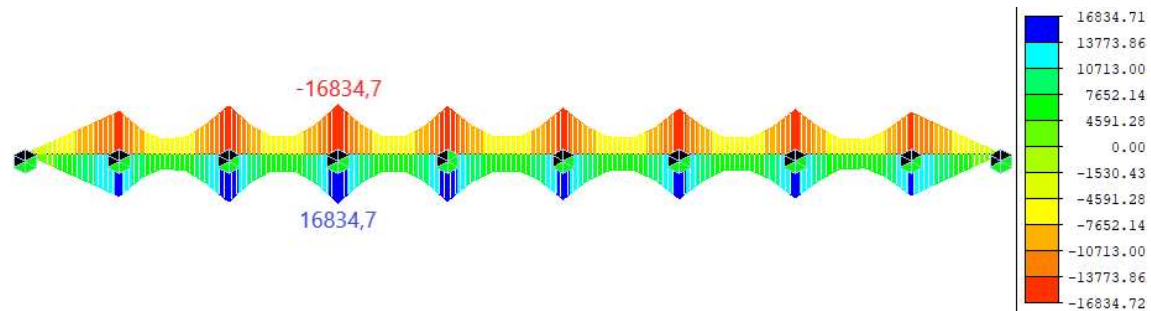
Obrázek 191:  $V_z$  - ostatní stálé zatížení s vlivem proměnné tloušťky vozovky [kN]



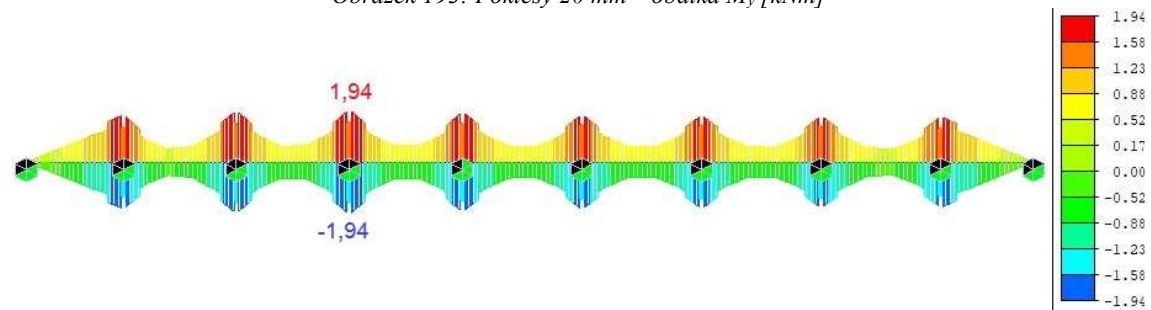
Obrázek 192:  $M_x$  - ostatní stálé zatížení s vlivem proměnné tloušťky vozovky [kNm]

### 6.5.1.3 Nerovnoměrné sedání

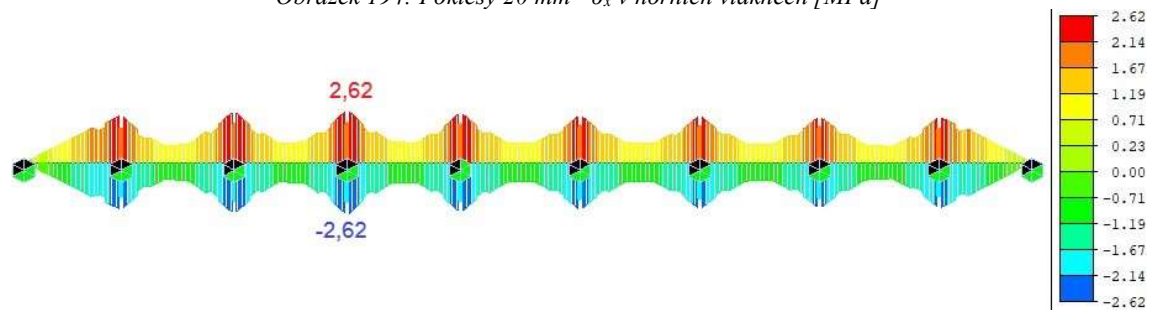
Na následujících obrázcích jsou zobrazeny vnitřní síly a napětí v horních a dolních vláknech pro nerovnoměrný pokles podpor 20 mm. Nerovnoměrné sedání má výraznější vliv u kratších polí, které jsou tužší.



Obrázek 193: Poklesy 20 mm – obálka  $M_y$  [kNm]



Obrázek 194: Poklesy 20 mm -  $\sigma_x$  v horních vláknech [MPa]



Obrázek 195: Poklesy 20 mm - napětí  $\sigma_x$  v dolních vláknech [MPa]

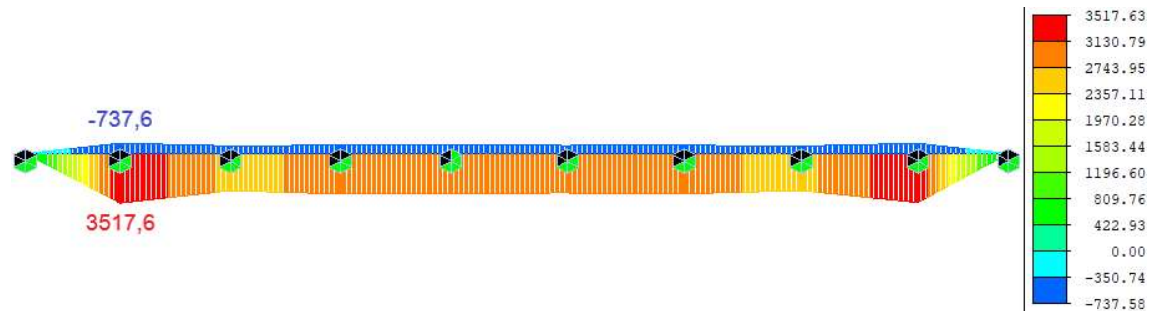
Mezi hodnotou nerovnoměrného poklesu a vzniklého napětí je lineární závislost. Je patrné, že uvažování 20 mm poklesu bude mít vzhledem k vzniklému tahovému napětí u horních vláken nad podporou téměř 2 MPa výrazný vliv na množství předpínací výztuže, protože vstupuje do kvazistálé kombinace s koeficientem 1,0.

## 6.5.2 Proměnná zatížení

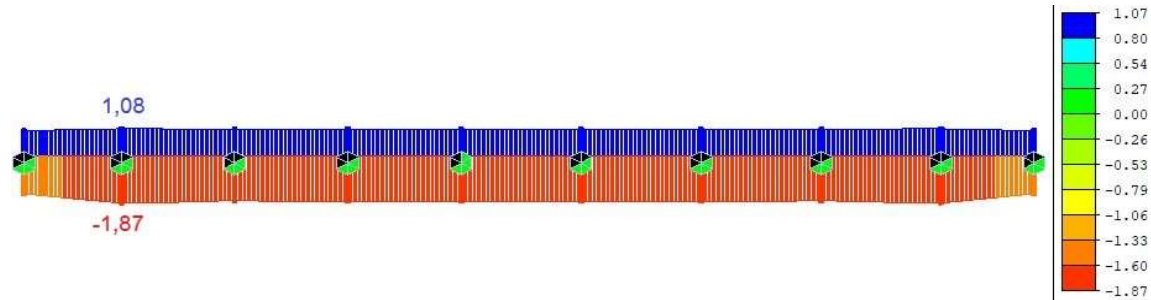
### 6.5.2.1 Zatížení teplotou

Rovnoměrná teplota v této úrovni modelu nemá vliv na vnitřní síly, protože je vzhledem k jedinému pevnému bodu na konstrukci umožněna volná délková dilatace. V této kapitole je podrobněji rozebrána teplota nerovnoměrná, která vstupuje i do kvazistálé kombinace a je důležitá pro návrh konstrukce.

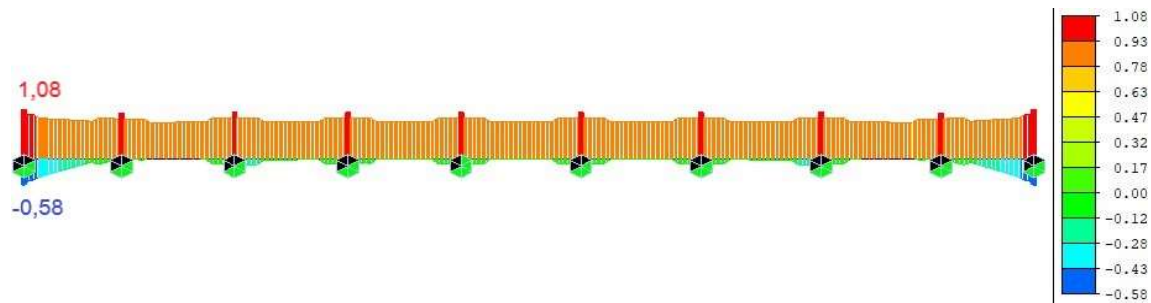
Jako první jsou uvedeny výsledky dle postupu 2 z [36], které obsahují nelineární nerovnoměrnou složku teploty. Tento postup je doporučen pro komorové betonové průřezy. Problémy pro návrh konstrukce způsobuje nelineární ochlazení, které způsobuje tahové napětí přesahující 1 MPa u horního i dolního povrchu.



Obrázek 196: Nelineární ochlazení/oteplení – obálka  $M_y$  [kNm]



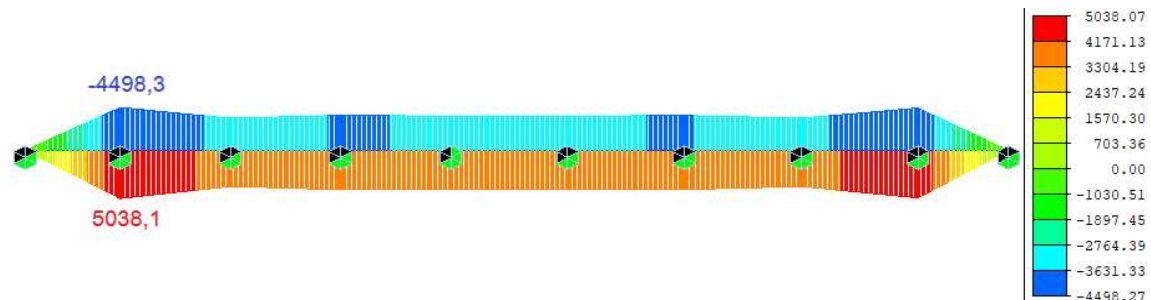
Obrázek 197: Nelineární teplota – obálka napětí  $\sigma_x$  v horních vláknech [MPa]



Obrázek 198: Nelineární teplota – obálka napětí  $\sigma_x$  v dolních vláknech [MPa]

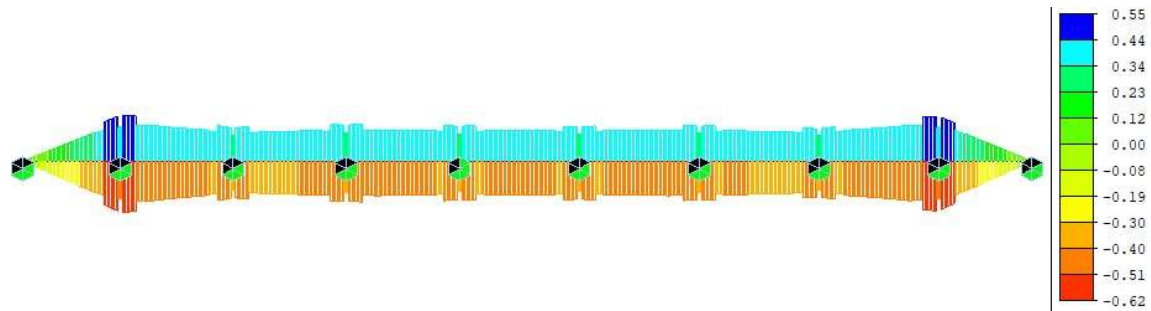
Výpočet napětí od nelineární teploty neodpovídá vnitřním silám. Tento problém byl řešen s podporou programu Midas Civil. Problém spočívá ve způsobu výpočtu napětí od nelineární teploty, které na rozdíl od ohybového momentu nemá po výšce průřezu lineární průběh.

Pro porovnání jsou zobrazeny účinky lineární nerovnoměrné teploty dle postupu 1, u kterých platí závislost mezi vnitřními silami a napětím, ale má oproti postupu 2 příznivější účinky v napětíových stavech, které jsou u horních vláken téměř poloviční. Pro další výpočet je proto uvažován postup 2.

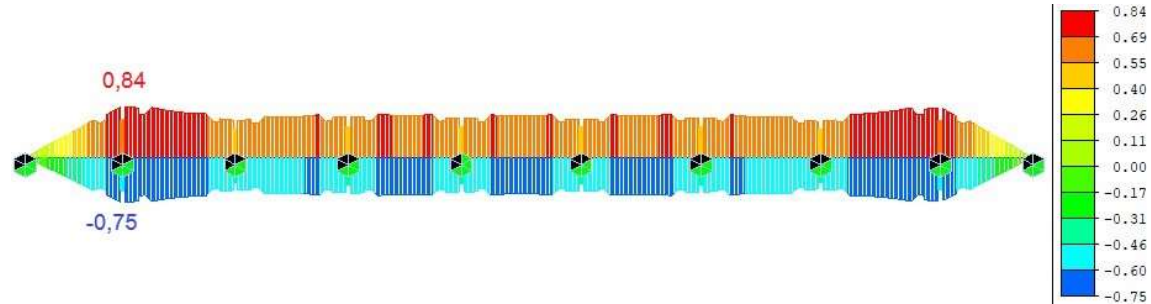


Obrázek 199: Lineární ochlazení/oteplení - obálka  $M_y$  [kNm]





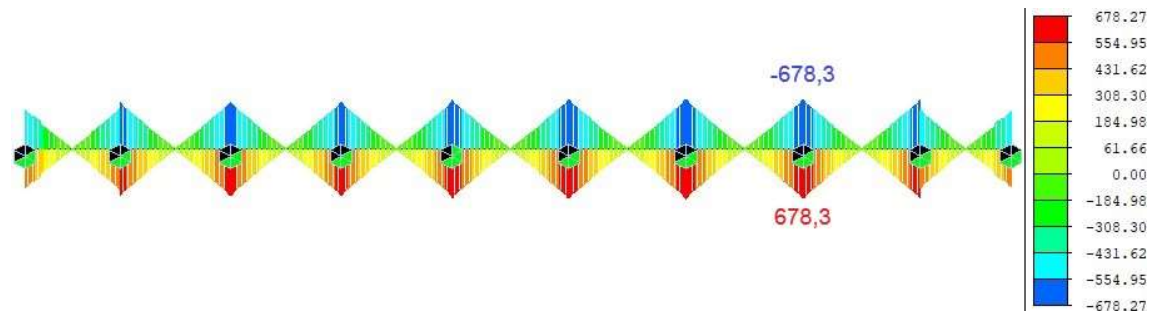
Obrázek 200: Lineární teplota – obálka napětí  $\sigma_x$  v horních vláknech [MPa]



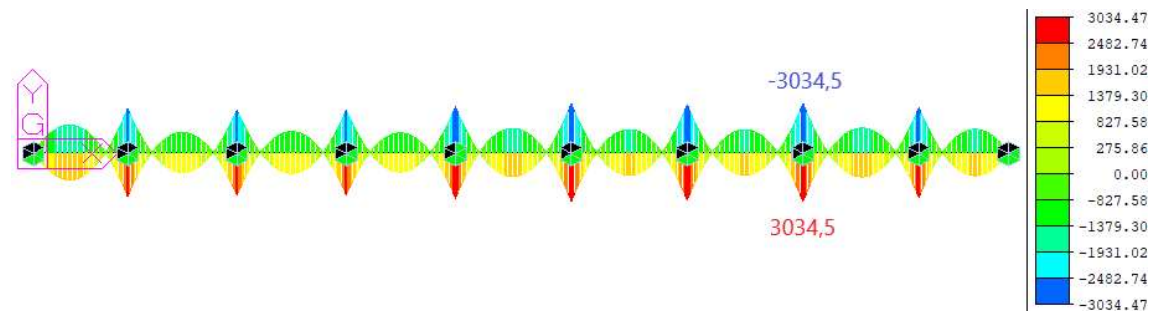
Obrázek 201: Lineární teplota – obálka napětí  $\sigma_x$  v dolních vláknech [MPa]

### 6.5.2.2 Zatížení větrem

Příčný vítr má vliv na ohybový moment  $M_z$  a kroutící moment  $M_x$ . Na spodní stavbu nemá příčný vítr tak zásadní vliv, protože působí kolmo k tužší ose pilířů. Z tohoto hlediska je velice nepříznivý podélný vítr, který nabývá při dané délce a výšce mostu vysokých hodnot a ovlivňuje návrh pilířů.



Obrázek 202: Obálka  $M_x$  - zatížení větrem [kNm]

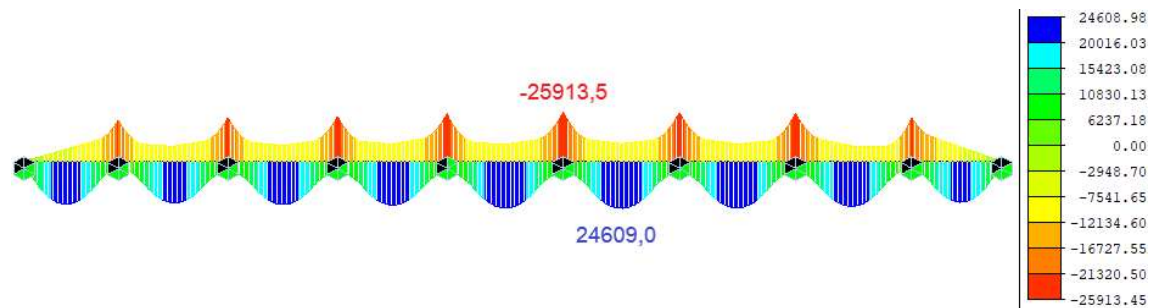


Obrázek 203: Obálka  $M_z$  - zatížení větrem [kNm]

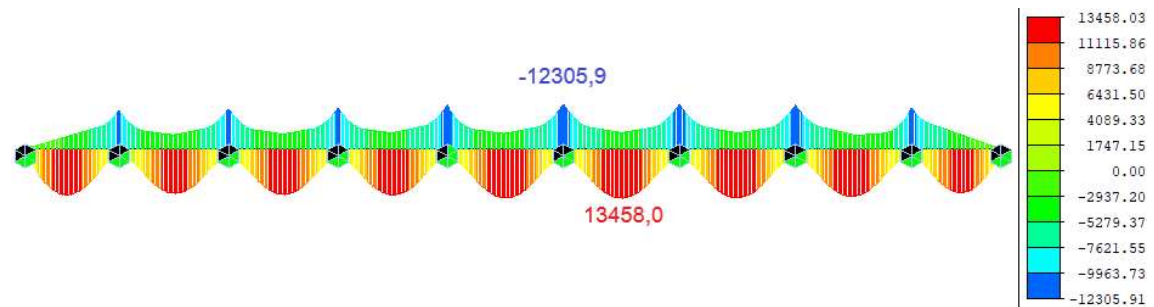
### 6.5.2.3 Zatížení dopravou

Ze zatížení dopravou má největší vliv sestava gr1a s modelem LM1. Sestava gr1b je vzhledem k největším brzdovým silám důležitá pro návrh spodní stavby a sestavy gr2, gr4 a gr5 mají pro návrh konstrukce v podélném směru podružný vliv v porovnání s gr1a.

V porovnání s účinky větru a teploty lze jednoznačně určit, že pro návrh podélného směru nosné konstrukce je zatížení dopravou dominantním proměnným zatížením.



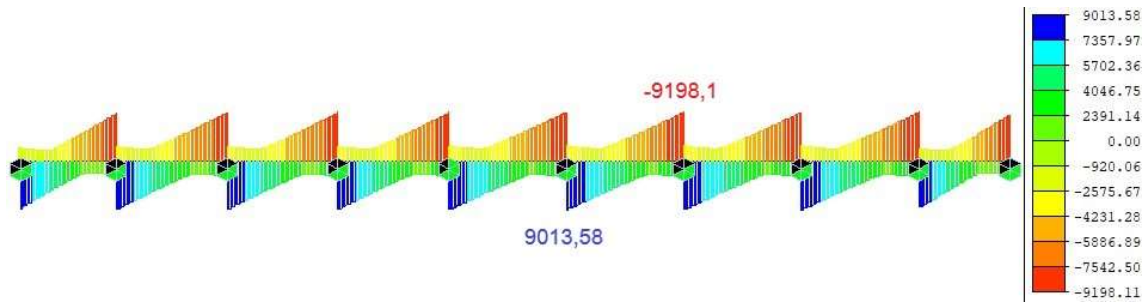
Obrázek 204: Obálka  $M_y$  - zatížení dopravou v charakteristických hodnotách [kNm]



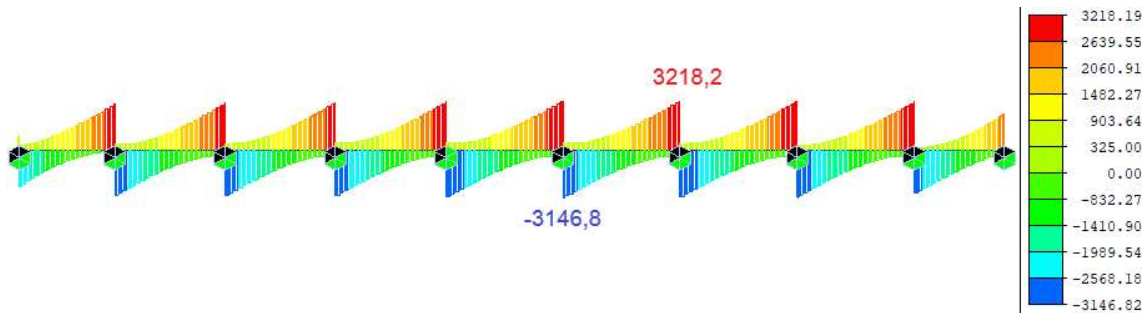
Obrázek 205: Obálka  $M_y$  - zatížení dopravou v častých hodnotách s  $\psi$  [kNm]

Při vykreslení obálek lineárního napětí bylo zjištěno, že doprava v charakteristických hodnotách vyvolá tahové napětí 2,8 MPa v kritickém místě v horních vláknech nad podporou P6 a 4,2 MPa v dolních vláknech uprostřed pole 6. V častých hodnotách jsou tahová napětí nad podporou P6 1,3 MPa a v poli 6 2,3 MPa. Pomocí těchto hodnot bude možné zkontrolovat správnost kombinací pro MSP, kde by se o uvedené hodnoty měly lišit kombinace častá a charakteristická v porovnání s kvazistálou, do které zatížení dopravou nevstupuje.

Zatížení dopravou má také výrazný vliv na posouvající sílu  $F_z$  a kroutící moment  $M_x$ . U posouvající síly je rozhodující sestava gr1a s modelem LM1. Maximální kroutící moment je vyvolán sestavou gr5, konkrétně modelem 1800/200.



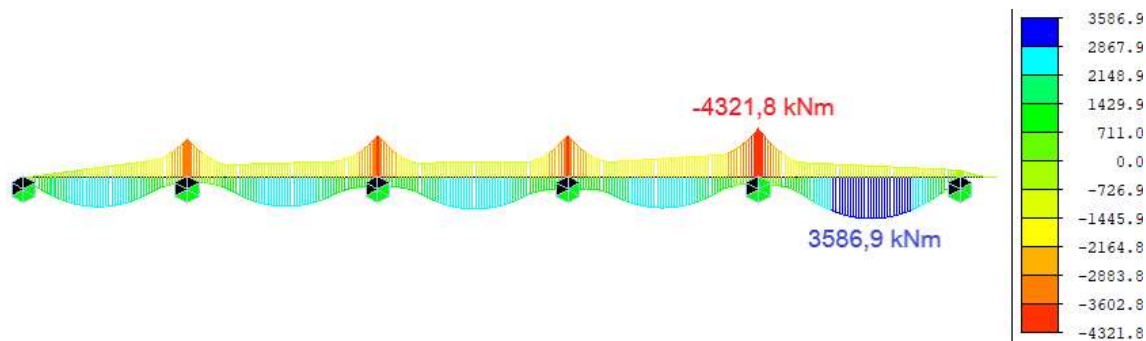
Obrázek 206: Obálka  $M_x$  - zatížení dopravou v charakteristických hodnotách [kNm]



Obrázek 207: Obálka  $V_z$  - zatížení dopravou v charakteristických hodnotách [kN]

#### 6.5.2.4 Staveništní zatížení

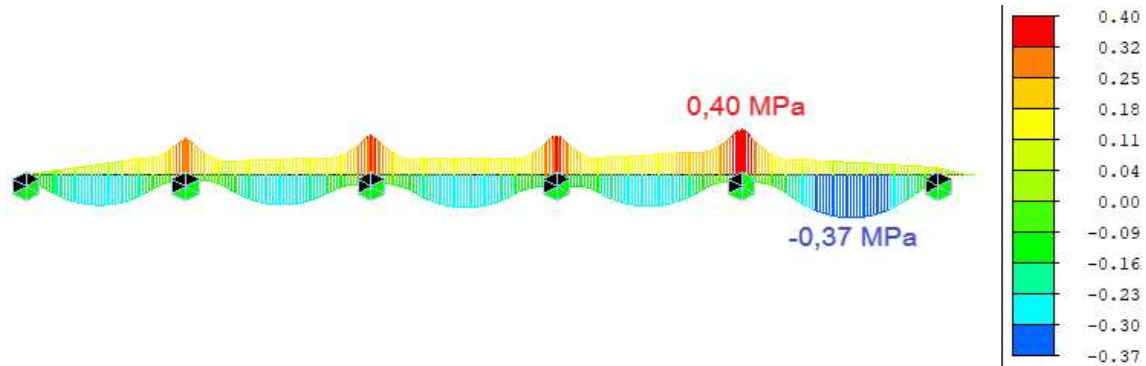
Vzhledem k problematickému přidávání proměnných zatížení do kombinací ve fázích výstavby v programu Midas Civil jsou účinky od staveništního zatížení zjištěny samostatným výpočtem. Zatížení je uvažováno jako pohyblivé rovnoměrné zatížení tak, aby vyvolalo co nejméně příznivé účinky. Zobrazené výsledky odpovídají taktu číslo 5 s polem o délce 53 metrů.



Obrázek 208: Ohybový moment  $M_y$  od staveništního zatížení [kNm]

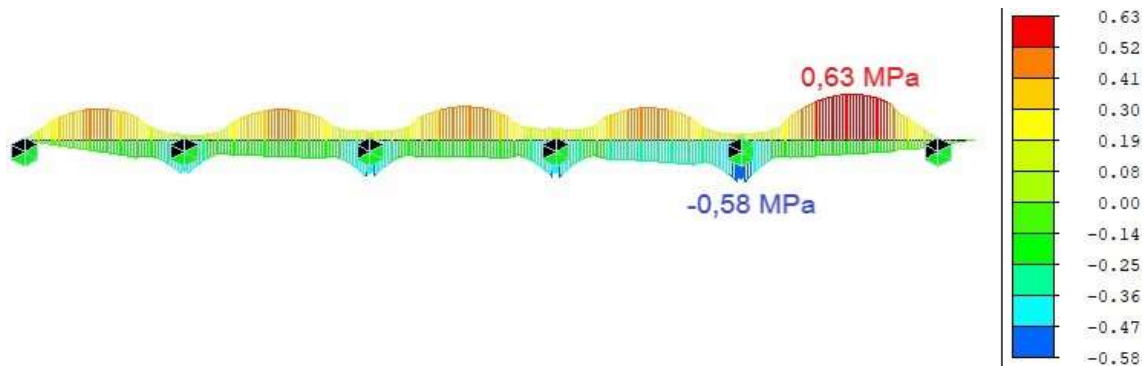
Je zjišťováno napětí ve dvou kritických bodech výstavby, kterými jsou horní vlákna nad podporou a dolní vlákna v poli. Namáhání u dolních vláken v poli je rozhodující u posledního kompletního pole před převislým koncem. Zatížení v horních vláknech nad podporou je zjišťováno v místě druhé podpory od převislého konce. Důvod toho je fakt, že staveništní zatížení se může vyskytovat i na výsuvné skruži.

Na následujících průbězích napětí v horních a dolních vláknech jsou patrná výsledná napětí. Nad podporou by měla být v kritické fázi, ve které bude působit na konzolu tíha skruže a čerstvého betonu, ponechána rezerva od limitní časové pevnosti betonu v tahu 0,40 MPa. Pokud by byl problematický i tlak v poli u horních vláken, měla by být ponechána rezerva 0,37 MPa.



Obrázek 209: Napětí  $\sigma_x$  - horní vlákna [MPa]

V průřezu uprostřed rozpětí v kritické fázi, ve které bude po odskržení napnuta pouze polovina kabelů, bude ponechána rezerva oproti limitní hodnotě 0,63 MPa.



Obrázek 210: Napětí  $\sigma_x$  - dolní vlákna [MPa]

## 6.6 Kombinace zatížení

### 6.6.1 Obecná metodika

Kombinace zatížení jsou vytvořeny dle zásad ČSN EN 1990 [40]. Program Midas Civil umožňuje v záložce pro tvorbu kombinací vytvářet lineární i obálkové kombinace zatěžovacích stavů a také kombinace předchozích kombinací. Pro mosty pozemních komunikací není dle [40] nutné uvažovat zatížení větrem společně se zatížením teplotou a zároveň s brzdnými silami. To je důležité zvláště pro velikost vodorovných sil a dimenzování spodní stavby.

#### 6.6.1.1 Mezní stav únosnosti

Pro posouzení je použita méně příznivá kombinace z výrazů 6.10a a 6.10b.

Tabulka 25: Kombinace 6.10a a 6.10b [40]

Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Předpětí	Hlavní proměnné zatížení (*)	Vedlejší proměnná zatížení (*)	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
(Výraz (6.10a))	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_P P$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Výraz (6.10b))	$\xi \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

Součinitel  $\xi$  pro kombinaci 6.10b je roven 0,85. Součinitele spolehlivosti zatížení  $\gamma$  pro mezní stav únosnosti jsou shrnuty v následujícím odstavci:

Stálé zatížení:	nepříznivé:	$\gamma_{Gsup} = 1,35$
	příznivé:	$\gamma_{Ginf} = 1,00$
Poklesy:	nepříznivé:	$\gamma_{Gset} = 1,20$
	příznivé:	$\gamma_{Gset} = 0,00$
Zatížení silniční dopravou a chodci:	nepříznivé:	$\gamma_Q = 1,35$
	příznivé:	$\gamma_Q = 0,00$
Ostatní proměnná zatížení:	nepříznivé:	$\gamma_Q = 1,50$
	příznivé:	$\gamma_Q = 0,00$
Předpětí:	nepříznivé:	$\gamma_P = 1,00$
	příznivé:	$\gamma_P = 1,00$

#### 6.6.1.2 Mezní stav použitelnosti

Pro posouzení je použita charakteristická, častá a kvazistálá kombinace zatížení.

Tabulka 26: Kombinace pro mezní stav použitelnosti [40]

Kombinace	Stálá zatížení $G_d$		Předpětí	Proměnná zatížení $Q_d$	
	Nepříznivá	Příznivá		Hlavní	Ostatní
Charakteristická	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$P$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Častá	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$P$	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Kvazistálá	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$P$	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

### 6.6.1.3 Součinitele kombinace pro mosty pozemních komunikací

Tabulka 27: Součinitele kombinace pro mosty pozemních komunikací [40]

Zatížení	Značka	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	
Zatížení dopravou (viz EN 1991-2, Tabulka 4.4)	gr1a (LM1+ zatížení chodci nebo cyklisty) <sup>1)</sup>	TS (dvojnápravy)	0,75	0,75	0
		UDL (rovnomé zátížení)	0,40	0,40	0
		Zatížení chodci + zatížení cyklisty <sup>2)</sup>	0,40	0,40	0
	gr1b (jednotlivá náprava)	0	0,75	0	
	gr2 (vodorovné síly)	0	0	0	
	gr3 (zatížení chodci)	0	0,40	0	
	gr4 (LM4 (zatížení davem lidí))	0	–	0	
gr5 (LM3 (zvláštní vozidla))	0	–	0		
Zatížení větrem	$F_{w,k}$				
	– Trvalé návrhové situace	0,6	0,2	0	
	– Provádění	0,8	–	0	
	$F_w^*$	1,0	–	–	
Zatížení teplotou	$T_k$	0,6 <sup>3)</sup>	0,6	0,5	
Zatížení sněhem	$Q_{Sn,k}$ (během provádění)	0,8	–	–	
Staveništní zatížení	$Q_c$	1,0	–	1,0	

### 6.6.2 Výpis zatěžovacích stavů

V seznamu zatížení jsou uvedeny veškeré zatěžovací stavy, které dále vstupují do kombinací. Program Midas Civil pracuje s několika typy zatěžovacích stavů, které budou v této kapitole vysvětleny.

Základním typem je static load case, který umožňuje zadání vlastní tíhy, uzlových zatížení nebo liniových a plošných zatížení na jednotlivé prvky a uzly. Dále jsou pomocí fází výstavby vytvořeny construction stage load cases, což jsou zatěžovací stavy zohledňující postupnou změnu statického systému, reologické vlastnosti betonu a ztráty předpětí.

Prvním z těchto stavů je dead load, který obsahuje veškeré stálé zatížení. Pomocí přidání stavů s názvem erection load lze definovat zatěžovací stavy obsahující stálá zatížení, která budou vyčleněna ze skupiny dead load jako například ostatní stálé zatížení. Dalšími stavy jsou primární a sekundární účinky předpětí.

Z pohledu kombinací je důležité správně vybrat z primárních a sekundárních účinků dotvarování a smršťování. Reálně mají tyto jevy pouze jediný účinek, ale z výpočetního hlediska jsou v programu Midas Civil rozděleny na primární, které hrají roli v deformacích konstrukce a sekundární, které mají vliv na silové veličiny.

V každé fázi výstavby je ve výsledcích vytvořena kombinace nazvaná summation. Tato kombinace ve výsledcích jednotlivých fází sloučí veškeré aktuální zatížení z výstavby se součiniteli 1,0.

Proměnná zatížení aplikovaná na finální statický systém nemají vliv na fáze výstavby a jsou přidána pouze do výsledných kombinací. Do této skupiny patří i skupina moving load cases, která obsahuje pohyblivá zatížení. Jako pohyblivé zatížení je uvažováno také zatížení

staveništní, čímž je zajištěno, že bude uvažováno v nejméně příznivé poloze na konstrukci. Posledním typem je settlement load case, který vytváří zatěžovací stav ze vzájemných nerovnoměrných poklesů podpor.

Tabulka 28: Seznam zatěžovacích stavů

Číslo	Název	Typ	Popis
1	Vlastní tíha	Static load case	Vlastní tíha
2	Vitr X+	Static load case	Příčný vítr zleva
3	Vitr X-	Static load case	Příčný vítr zprava
4	Vitr Y+	Static load case	Podélný vítr kladný
5	Vitr Y-	Static load case	Podélný vítr záporný
6	T rov+	Static load case	Rovnoměrné oteplení
7	T rov-	Static load case	Rovnoměrné ochlazení
8	T nelin+	Static load case	Nelineární nerovnoměrné oteplení
9	T nelin-	Static load case	Nelineární nerovnoměrné ochlazení
10	Brzda LM1+	Static load case	Brzdná síla modelu LM1 kladná
11	Brzda LM1-	Static load case	Brzdná síla modelu LM1 záporná
12	Brzda LM3+	Static load case	Brzdná síla modelu LM3 kladná
13	Brzda LM3-	Static load case	Brzdná síla modelu LM3 záporná
14	Předpetí	Static load case	Předpětí
15	Ost st-rimsy	Static load case	Ostatní stálé zatížení - římsy
16	Ost st-vozovka	Static load case	Ostatní stálé zatížení - vozovkové souvrství
17	Ost st-vybavení	Static load case	Ostatní stálé zatížení - mostní vybavení
18	Sedani	Settlement load case	Nerovnoměrný pokles podpor (20 mm)
19	LM1	Moving load case	Pohyblivé zatížení modelem LM1 (bez psi)
20	LM1 psi	Moving load case	Pohyblivé zatížení modelem LM1 (s psi)
21	LM2	Moving load case	Pohyblivé zatížení modelem LM2 (bez psi)
22	LM3 1800-200	Moving load case	Pohyblivé zatížení modelem LM3 1800/200 (bez psi)
23	LM3 UDL	Moving load case	Pohyblivé zatížení pro ostatní pruhy LM3 1800/200 (bez psi)
24	LM3 3000	Moving load case	Pohyblivé zatížení modelem LM3 3000/240 (bez psi)
25	LM4	Moving load case	Pohyblivé zatížení modelem LM4 (bez psi)
26	Staveništní	Moving load case	Staveništní zatížení při provádění
27	Skruz 2	Static load case	Zatížení od tíhy skruže na konzolu předešlého taktu v 2. poli
28	Skruz 3	Static load case	Zatížení od tíhy skruže na konzolu předešlého taktu v 3. poli
29	Skruz 4	Static load case	Zatížení od tíhy skruže na konzolu předešlého taktu v 4. poli
30	Skruz 5	Static load case	Zatížení od tíhy skruže na konzolu předešlého taktu v 5. poli
31	Skruz 6	Static load case	Zatížení od tíhy skruže na konzolu předešlého taktu v 6. poli
32	Skruz 7	Static load case	Zatížení od tíhy skruže na konzolu předešlého taktu v 7. poli
33	Skruz 8	Static load case	Zatížení od tíhy skruže na konzolu předešlého taktu v 8. poli
34	Skruz 9	Static load case	Zatížení od tíhy skruže na konzolu předešlého taktu v 9. poli
35	Cerstvy 2	Static load case	Zatížení od tíhy čerstvého betonu na konzolu předešlého taktu v 2. poli
36	Cerstvy 3	Static load case	Zatížení od tíhy čerstvého betonu na konzolu předešlého taktu v 3. poli
37	Cerstvy 4	Static load case	Zatížení od tíhy čerstvého betonu na konzolu předešlého taktu v 4. poli
38	Cerstvy 5	Static load case	Zatížení od tíhy čerstvého betonu na konzolu předešlého taktu v 5. poli
39	Cerstvy 6	Static load case	Zatížení od tíhy čerstvého betonu na konzolu předešlého taktu v 6. poli
40	Cerstvy 7	Static load case	Zatížení od tíhy čerstvého betonu na konzolu předešlého taktu v 7. poli
41	Cerstvy 8	Static load case	Zatížení od tíhy čerstvého betonu na konzolu předešlého taktu v 8. poli
42	Cerstvy 9	Static load case	Zatížení od tíhy čerstvého betonu na konzolu předešlého taktu v 9. poli
43	Dead load	Construction stage load case	vlastní tíha včetně dočasných sil od tíhy skruže
44	Ost st-rimsy	Erection load	Ostatní stálé zatížení - římsy po přidání do fázi výstavby
45	Ost st-vozovka	Erection load	Ostatní stálé zatížení - vozovkové souvrství po přidání do fázi výstavby
46	Ost st-vybavení	Erection load	Ostatní stálé zatížení - mostní vybavení po přidání do fázi výstavby
47	Tendon primary	Construction stage load case	Primární účinky předpětí s vlivem ztrát předpětí
48	Tendon secondary	Construction stage load case	Sekundární účinky předpětí s vlivem ztrát předpětí
49	Creep primary	Construction stage load case	Primární účinky dotvarování
50	Creep secondary	Construction stage load case	Sekundární účinky dotvarování
51	Shrinkage primary	Construction stage load case	Primární účinky smršťování
52	Shrinkage secondary	Construction stage load case	Sekundární účinky smršťování

### 6.6.3 Výpis kombinací

Kombinace zatížení jsou vytvořeny v programu Midas Civil. Zatěžovací stavy jsou postupně sestavovány až po výsledné kombinace pomocí lineárních a obálkových kombinací.

Tabulka 29: Seznam kombinací exportovaný z programu Midas Civil

Číslo	Název	Typ kombinace	Obsah kombinace (součinitel)
1	Prazdna_0-00	Add	Prázdná kombinace (kombinace s nulovým účinkem vytvořená pro obálky zatěžovacích stavů, které mají při příznivém působení součinitel 0)
2	Ost stale-ksub	Add	Ost st-rimsy( 1.00) + Ost st-vozovka( 1.20) + Ost st-vybavení( 1.00)
3	Ost stale-kinf	Add	Ost st-rimsy( 1.00) + Ost st-vozovka( 0.80) + Ost st-vybavení( 1.00)
4	Ost stale 1-00	Envelope	Ost stale-ksub( 1.00) + Ost stale-kinf( 1.00)
5	Stale_1-00	Add	Dead Load( 1.00) + Creep Secondary( 1.00) + Shrinkage Secondary( 1.00) + Ost stale 1-00( 1.00)
6	Stale_1-35	Add	Dead Load( 1.35) + Creep Secondary( 1.35) + Shrinkage Secondary( 1.35) + Ost stale 1-00( 1.35)
7	Stale MSUa	Envelope	Stale 1-00( 1.00) + Stale 1-35( 1.00)
8	Stale MSUb	Envelope	Stale 1-00( 1.00) + Stale 1-35( 0.85)
9	Sedani 1-00	Envelope	Sedani( 1.00) + Prazdna 0-00( 1.00)
10	Predpeti-ksub	Add	Tendon Primary( 1.10) + Tendon Secondary( 1.10)
11	Predpeti-kinf	Add	Tendon Primary( 0.90) + Tendon Secondary( 0.90)
12	Predpeti 1-00	Envelope	Predpeti-ksub( 1.00) + Predpeti-kinf( 1.00)
13	T++1	Add	T_nelin+( 1.00) + T_rov+( 0.35)
14	T++2	Add	T_nelin+( 0.75) + T_rov+( 1.00)
15	T+1	Add	T_nelin+( 1.00) + T_rov-( 0.35)
16	T+2	Add	T_nelin+( 0.75) + T_rov-( 1.00)
17	T-1	Add	T_nelin-( 1.00) + T_rov+( 0.35)
18	T-2	Add	T_nelin-( 0.75) + T_rov+( 1.00)
19	T--1	Add	T_nelin-( 1.00) + T_rov-( 0.35)
20	T--2	Add	T_nelin-( 0.75) + T_rov-( 1.00)
21	Teplota_1-00	Envelope	T++1( 1.00) + T++2( 1.00) + T+1( 1.00) + T+2( 1.00) + T-1( 1.00) + T-2( 1.00) + Prazdna 0-00( 1.00)
22	Vitr 1-00	Envelope	Vitr X+( 1.00) + Vitr X-( 1.00) + Vitr Y+( 1.00) + Vitr Y-( 1.00) + Prazdna 0-00( 1.00)
23	Brzda LM1	Envelope	Brzda LM1+( 1.00) + Brzda LM1-( 1.00)
24	Brzda LM3	Envelope	Brzda LM3+( 1.00) + Brzda LM3-( 1.00)
25	LM3 1800-200	Add	LM3 1800-200( 1.00) + LM3 UDL( 1.00) + Brzda LM3( 1.00)
26	gr2	Add	LM1 psi( 1.00) + Brzda LM1( 1.00)
27	gr5	Envelope	LM3 3000-240( 1.00) + LM3 1800-200( 1.00)
28	Doprava psi	Envelope	LM1 psi( 1.00) + Prazdna 0-00( 1.00)
29	Doprava 1-00	Envelope	LM1( 1.00) + LM2( 1.00) + gr2( 1.00) + LM4( 1.00) + gr5( 1.00) + Prazdna 0-00( 1.00)
30	MSP_Casta_dopr	Add	Stale_1-00( 1.00) + Doprava_psi( 1.00) + Teplota_1-00( 0.50) + Sedani_1-00( 1.00) + Predpeti 1-00( 1.00)
31	MSP_Casta_tep	Add	Stale_1-00( 1.00) + Teplota 1-00( 0.60) + Sedani 1-00( 1.00) + Predpeti 1-00( 1.00)
32	MSP_Casta_vitr	Add	Stale_1-00( 1.00) + Vitr 1-00( 0.200) + Sedani 1-00( 1.00) + Predpeti 1-00( 1.00)
33	MSP_Char_dopr_vitr	Add	Stale_1-00( 1.00) + Doprava_1-00( 1.00) + Vitr 1-00( 0.60) + Sedani_1-00( 1.00) + Predpeti 1-00( 1.00)
34	MSP_Char_dopr_tep	Add	Stale_1-00( 1.00) + Doprava_1-00( 1.00) + Teplota_1-00( 0.60) + Sedani_1-00( 1.00) + Predpeti 1-00( 1.00)
35	MSP_Char_tep	Add	Stale_1-00( 1.00) + Teplota 1-00( 1.00) + Doprava_psi( 1.00) + Predpeti 1-00( 1.00)
36	MSP_Char_vitr	Add	Stale_1-00( 1.00) + Vitr 1-00( 1.00) + Doprava_psi( 1.00) + Predpeti 1-00( 1.00)
37	6.10a_dopr_vitr	Add	Stale_MSUa( 1.00) + Predpeti_1-00( 1.00) + Sedani_1-00( 1.20) + Doprava_psi( 1.35) + Vitr 1-00( 0.90)
38	6.10a_dopr_tep	Add	Stale_MSUa( 1.00) + Predpeti_1-00( 1.00) + Sedani_1-00( 1.20) + Doprava_psi( 1.35) + Teplota 1-00( 0.90)
39	6.10b_dopr_vitr	Add	Stale_MSUb( 1.00) + Predpeti_1-00( 1.00) + Sedani_1-00( 1.20) + Doprava_1-00( 1.35) + Vitr 1-00( 0.90)
40	6.10b_dopr_tep	Add	Stale_MSUb( 1.00) + Predpeti_1-00( 1.00) + Sedani_1-00( 1.20) + Doprava_1-00( 1.35) + Teplota 1-00( 0.90)
41	6.10b_tep_dopr	Add	Stale_MSUb( 1.00) + Predpeti_1-00( 1.00) + Sedani_1-00( 1.20) + Teplota_1-00( 1.50) + Doprava_psi( 1.35)
42	6.10b_vitr_dopr	Add	Stale_MSUb( 1.00) + Predpeti_1-00( 1.00) + Sedani_1-00( 1.20) + Vitr 1-00( 1.50) + Doprava_psi( 1.35)
43	MSP_Kvazi_celk	Add	Stale_1-00( 1.00) + Teplota 1-00( 0.50) + Sedani 1-00( 1.00) + Predpeti 1-00( 1.00)
44	MSP_Casta_celk	Envelope	MSP_Casta_dopr( 1.00) + MSP_Casta_tep( 1.00) + MSP_Casta_vitr( 1.00)
45	MSP_Char_celk	Envelope	MSP_Char_dopr_vitr( 1.00) + MSP_Char_dopr_tep( 1.00) + MSP_Char_tep( 1.00) + MSP_Char_vitr( 1.00)
46	MSU_celk	Envelope	6.10a_dopr_vitr( 1.00) + 6.10a_dopr_tep( 1.00) + 6.10b_dopr_vitr( 1.00) + 6.10b_dopr_tep( 1.00) + 6.10b_tep_dopr( 1.00) + 6.10b_vitr_dopr( 1.00)



## 6.7 Návrh uspořádání předpětí

### 6.7.1 Předběžný návrh předpětí

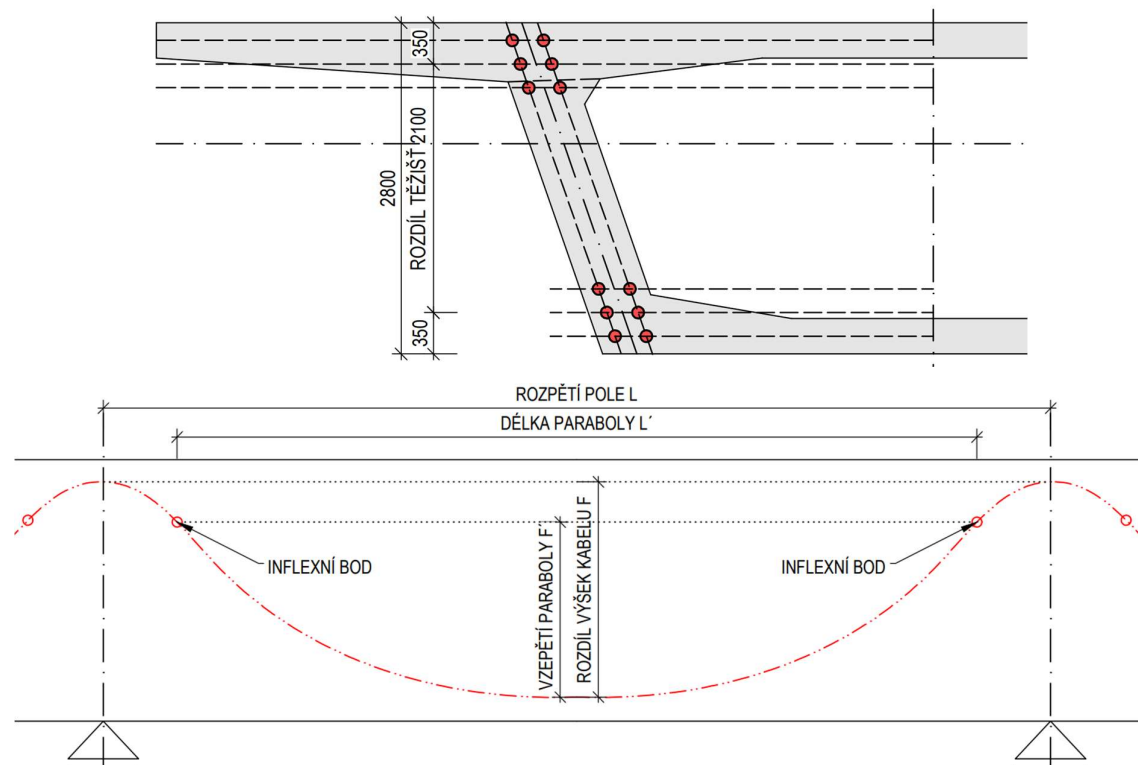
Předběžný návrh je proveden metodou vyrovnání zatížení. Cílem je ekvivalentními účinky zvedaných kabelů vyrovnat 80 – 100% stálého zatížení, které se skládá z vlastní tíhy a ostatního stálého zatížení. [41]

Snahou návrhu spojitě trémové konstrukce je použití co největšího počtu spojitých kabelů a minimalizace přílozek, které vyžadují pracné zhotovení kotevních náliček a nemají vliv na posouvající síly.

Prvotní návrh je proveden s ideálním kabelem bez řešení přechodu pracovních spár. Kabel je při podrobném návrhu trasován jako polygon s kružnicovými oblouky, v tomto případě je však pro zjednodušení složen z protisměrných parabol v poli a nad podporou.

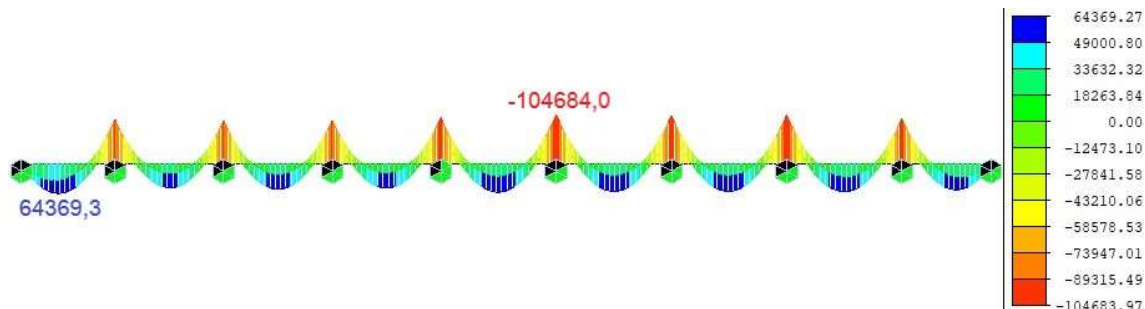
Vzhledem k tomu, že není známa poloha inflexních bodů, je v předběžném návrhu uvažováno s náhradní parabolou o vzepětí, které odpovídá výškovému rozdílu těžiště kabelů v poli a nad podporou. Délka paraboly je zjednodušeně uvažována jako rozpětí pole.

Návrh je složen z 6 kabelů o 22 lanech v každé stěně. Krajní kabely mají osovou vzdálenost od vnější hrany průřezu 150 mm a svislé osové vzdálenosti kabelů jsou 200 mm, což je dvojnásobek vnitřního průměru kanálku. Kabely jsou vzhledem k postupu výstavby napínány jednostranně z konce pracovní spáry s napínacím napětím 1450 MPa.



Obrázek 211: Schéma pro předběžný návrh předpětí

Vedení předpětí má odpovídat předběžně vytvořené kombinaci vlastní tíhy, ostatního stálého zatížení a zatížení dopravou. Uvedená zatížení jsou rozhodující, ale je nutné brát v potaz i ostatní vlivy. Potřebu předpětí výrazně zvýší použití součinitelů  $k_{sup}$  a  $k_{inf}$ , vliv teploty a sedání a v neposlední řadě vliv kritických stádií ve fázích výstavby.



Obrázek 212:  $M_y$  - kombinace vlastní tíhy, ostatního stálého zatížení a dopravy [kNm]

Tabulka 30: Předběžný návrh předpětí metodou vyrovnání zatížení

Působící zatížení	
Vlastní tíha (průřez v poli)	$g_0 = 242,38$ kN/m
Ostatní stálé zatížení	$(g - g_0) = 65,67$ kN/m
Stále zatížení celkem	$g_{celk} = 308,05$ kN/m
Charakteristiky předpětí	
Vzepětí paraboly - zjednodušeně rozpětí nejdelšího pole	$L = 53,00$ m
Rozpětí paraboly - zjednodušeně pro ideální kabel	$f = 2,1$ m
Napínací napětí	$\sigma_{nap} = 1450,00$ MPa
Napětí v době vnesení předpětí - odhadnuté ztráty 5%	$\sigma_{p,m,0} = 1377,5$ MPa
Napětí v době uvedení do provozu - odhadnuté ztráty 15 %	$\sigma_{UP} = 1232,5$ MPa
Napětí na konci životnosti - odhadnuté ztráty 25%	$\sigma_{K\check{Z}} = 1087,5$ MPa
Plocha jednoho lana	$A_{pl} = 150$ mm <sup>2</sup>
Počet lan v kabelu	$n_{lan} = 22$ ks
Počet kabelů v celém průřezu	$n_{kabelů} = 12$ ks
Celková plocha předpínací výztuže	$A_{p,RQD} = 39600$ mm <sup>2</sup>
Působící síla v době vnesení předpětí	$P_0 = 54,55$ MN
Působící síla v době uvedení do provozu	$P_{UP} = 48,81$ MN
Působící síla na konci životnosti	$P_{K\check{Z}} = 43,07$ MN
Výpočet ekvivalentního zatížení	
Odvození vzorce pro výpočet předpínací síly: $M_s = \frac{1}{8} p \cdot L^2$ ; $M_s = P \cdot f \rightarrow P = \frac{g \cdot L^2}{8f}$	
Předpínací síla P pro vyrovnání 100% stálého zatížení	$P_{100\%g} = 51,51$ MN
Předpínací síla P pro vyrovnání 90% stálého zatížení	$P_{90\%g} = 46,36$ MN
Předpínací síla P pro vyrovnání 80% stálého zatížení	$P_{80\%g} = 41,21$ MN
<b>Vyrovnání zatížení v době uvedení do provozu (cíl 90 - 100% g):</b>	<b>94,76</b> %
<b>Vyrovnání zatížení v době na konci životnosti (cíl 80 - 90% g):</b>	<b>83,61</b> %

## 6.7.2 Požadavky MSP

Pro návrh předpjatých mostů se vychází z podmínek MSP a MSÚ je ověřováno až dodatečně. Z hlediska normálových napětí je nutné respektovat podmínky stanovené mezními stavy omezení napětí a omezení šířky trhlin.

### 6.7.2.1 Omezení napětí

Tlakové napětí v betonu je omezeno s ohledem na vznik podélných tlakových trhlin a nadměrné dotvarování. Tento posudek stanovuje maximální hodnotu na  $0,6 \cdot f_{ck}$  při charakteristické kombinaci zatížení a  $0,45 \cdot f_{ck}$  při kvazistálé kombinaci zatížení.

Pokud je napětí vnášeno do betonu dříve než ve stáří 28 dní, je nutné posoudit podmínku s časově závislou pevností betonu  $f_{ck(t)}$ . V tomto případě bude čas  $t$  roven době předpínání 6 dní po betonáži.

### 6.7.2.2 Podmínky omezení šířky trhlin

Z hlediska omezení šířky trhlin je dle změny Z2 z roku 2014 z normy [35] požadována pro dodatečně předpjaté mosty se stupněm protikorozní ochrany PL1 požadována dekomprese při kvazistálé kombinaci zatížení.

Tabulka 31: Podmínky pro omezení šířky trhlin - změna Z2 normy [35]

Stupeň vlivu prostředí	Železobetonové prvky a prvky předpjaté bez soudržné předpínací výztuže (kvazi-stálá kombinace zatížení)	Prvky předpjaté soudržnou výztuží (častá kombinace zatížení)		
		Předem předpjatý beton	<u>Dodatečně předpjatý beton</u>	
			Stupeň protikorozní ochrany předpínací výztuže PL1 až PL3 <sup>c)</sup>	Stupeň protikorozní ochrany předpínací výztuže PL1 <sup>c)</sup>
X0, XC1	0,4 <sup>a)</sup>	0,2	0,2	0,3
XC2, XC3, XC4	0,3	0,1 <sup>b)</sup>	0,2 <sup>b)</sup>	0,3
<u>XD, XS, XF</u>	0,2	Dekomprese <sup>e)</sup>	<u>0,1<sup>b)</sup></u>	0,2
Stupeň vlivu prostředí	Dělené konstrukce (bez průběžné podélné betonářské výztuže)			
Nerohoduje	Nulový tah ve spáře: charakteristická kombinace zatížení (viz též ČSN EN 15050)			

a) Pro stupně vlivu prostředí X0, XC1 nemá šířka trhliny vliv na trvanlivost a uvedená hodnota má zajistit přijatelný vzhled. Pokud nejsou kladeny požadavky na vzhled, lze uvedenou hodnotu zvětšit.

b) Pro tyto případy musí být také posouzena dekomprese při kvazi-stálé kombinaci zatížení.

c) Stupně protikorozní ochrany (*Protection Level*) předpínací výztuže – viz tabulka NA.2 a tabulka NA.3.

d) Tato tabulka není určena pro hodnocení existujících (ani nových) konstrukcí.

e) Pro tento případ musí být také posouzena šířka trhlin 0,2 mm pro charakteristickou kombinaci zatížení.

f) Tato tabulka platí pro konstrukce působící v obou směrech jako železobetonové nebo jako předpjaté stejným druhem předpínací výztuže (výztuž se soudržností, výztuž bez soudržnosti). Doporučuje se tabulku použít a uvažovat přísnější požadavky i v případě, kdy je konstrukce navržena v podélném a v příčném směru rozdílně (např. v podélném směru působí jako předpjatá výztuž se soudržností a v příčném směru jako železobetonová).

g) Spřažené desky spolupůsobící s předpjatými nosníky se uvažují jako železobetonové, pokud po jejich betonáži již není do konstrukce vneseno další předpětí.

Stupeň protikorozní ochrany PL1 odpovídá použití zainjektované předpínací výztuže v plechových kanálcích. Dekomprese je v tomto případě uvažována tak, že ve vzdálenosti 100 milimetrů od vnější hrany kabelového kanálku musí být při kvazistálé kombinaci pouze tlakové napětí. Dále je omezena šířka trhliny při časté kombinaci zatížení na 0,1 milimetru.

Pro charakteristickou kombinaci není z hlediska šířky trhlin stanoveno žádné omezení. Pokud však při charakteristické kombinaci dojde ke vzniku trhlin, je nutné provést výpočet napětí na ideálním průřezu oslabeném trhlinou.

Během stavebních stádií je kritérium posouzení šířky trhlin zmírněno. Pokud je na dokončené konstrukci dodržena dekomprese při kvazistálé kombinaci zatížení, je možné ve stavebních stádiích povolit tahová namáhání s maximální hodnotou  $k \cdot f_{ctm(t)}$ , kde součinitel  $k$  je roven 1,0 a  $f_{ctm(t)}$  je střední hodnota tahové pevnosti betonu v čase  $t$ .

### 6.7.2.3 Limitní hodnoty pro splnění MSP

Pro beton C35/45 vystavený podmínkám prostředí XF2, XD1 a XC4 s protikorozní ochranou PL1 je sestavena tabulka maximálních povolených napětí, které je nutné dodržet během výstavby i ve finálním působení.

Tabulka 32: Povolené hodnoty normálových napětí pro splnění MSP

Popis posudku	Podmínka	Limit [MPa]
Omezení tlakového napětí v betonu při charakteristické kombinaci - provoz	$ \sigma_x  \leq 0,6 f_{ck}$	21,0
Omezení tlakového napětí v betonu při kvazistálé kombinaci - provoz	$ \sigma_x  \leq 0,45 f_{ck}$	15,75
Omezení tlakového napětí v době předpínání ve stáří 6 dní	$ \sigma_x  \leq 0,45 f_{ck(t=6)}$	10,88
Omezení tlakového napětí v době odskržení pole ve stáří 14 dnů	$ \sigma_x  \leq 0,45 f_{ck(t=14)}$	13,85
Šířka trhlin - dekomprese 100 mm od kanálku při kvazistálé - provoz	$\sigma_x < 0$	0,00
Šířka trhlin - tahové napětí v době předpínání ve stáří 6 dnů	$\sigma_x \leq f_{ctm(t=6)}$	2,39
Šířka trhlin - tahové napětí v době odskržení pole ve stáří 14 dnů	$\sigma_x \leq f_{ctm(t=14)}$	2,89
Šířka trhlin - tahové napětí během výstavby u betonu staršího 28 dnů	$\sigma_x \leq f_{ctm}$	3,20
Napětí v časté kombinaci nevyžadující výpočet šířky trhliny 0,1 mm	$\sigma_x \leq f_{ctm}$	3,20
Napětí v charakteristické kombinaci nevyžadující uvažování průřezu s trhlinou	$\sigma_x \leq f_{ctm}$	3,20

### 6.7.3 Požadavky předpínacího systému

Pro diplomovou práci je zvolen systém dodatečného předpětí VSL. Jsou použity plechové kabelové kanálky, aktivní i pasivní kotvy typu GC a spojky typu K. Napínací lis je zvolen dle počtu kabelů. Pro 22 lanové kabely se jedná o lis ZPE 500 a pro 27 lanové kabely ZPE 750.

Průměr napínacího lisu v nejširší části je u ZPE 500 580 mm a u ZPE 750 520 mm. Uspořádání předpětí by mělo respektovat rozměry napínacího zařízení a není proto možné umísťovat průběžné kabely do vzdálenosti od kotev, ve které by byly v kolizi s vnějším průměrem lisu.

Pro navržené 22 lanové kabely jsou z podkladů vypočteny nutné osové vzdálenosti kotev a dle těchto zásad bude následně navrženo uspořádání čel u opěr a pracovních spár. Pro napínání

v 6 dnech a odpovídající časově závislé střední tlakové pevnosti betonu 32 MPa jsou minimální osová vzdálenosti kotev 22 lanových kabelů 465 mm. Minimální poloměr zaoblení je u těchto kabelů 7,4 m a před kotvením je požadován 1 m dlouhý přímý úsek.

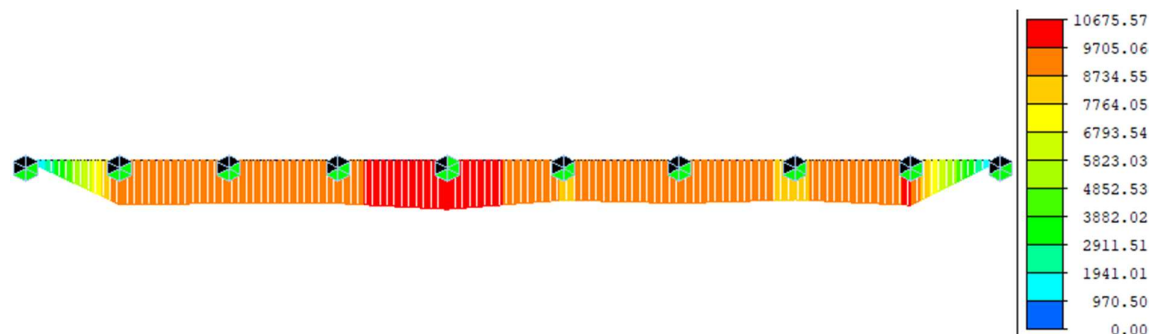
Pro 19 lanové kabely jsou parametry mírnější, minimální osová vzdálenost kotev je 430 mm a minimální poloměr je 6,9 m. Pro kabely 27 lanové je nutná osová vzdálenost kotev 515 mm, minimální poloměr 8,2 m a před kotvou je nutný přímý úsek délky 1,5 m.

#### 6.7.4 Reologické účinky a ztráty předpětí

Smršťování má vliv na vnitřní síly až ve chvíli, kdy nosná konstrukce nemůže volně dilatovat. To nastává při přidání pevných ložisek na větší množství pilířů a při návrhu s jedním pevným bodem na pilíři P5 má smršťování vliv pouze na deformace, nikoliv na vnitřní síly.

Dále se jeho vliv projeví při postupné výstavbě příčného řezu, u kterého bude deska betonována na starší beton spodní části průřezu. Obě části budou mít odlišný průběh smršťování, čímž vznikne namáhání průřezu od diferenčního smršťování.

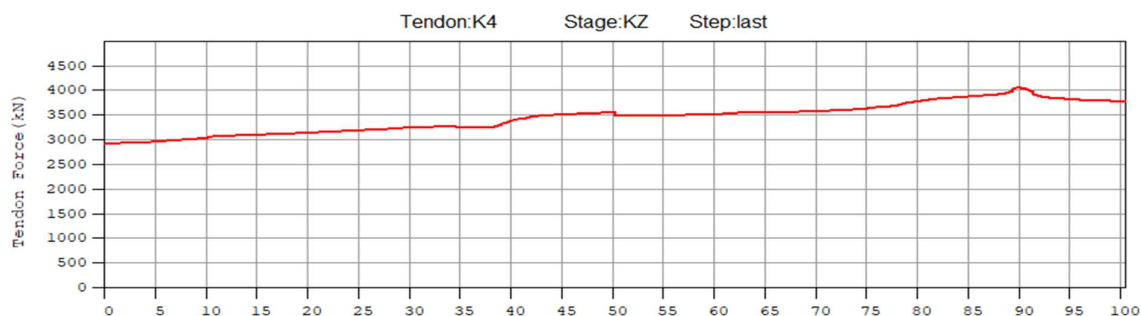
Výrazný vliv na přerozdělení namáhání po konstrukci má dotvarování. Jeho průběhy ohybových momentů se u jednotlivých variant předpětí téměř neliší a odpovídají předpokladům z kapitoly 6.5.1, která popisuje přibližování ohybových momentů ke stavu spojitého nosníku bez fází výstavby.



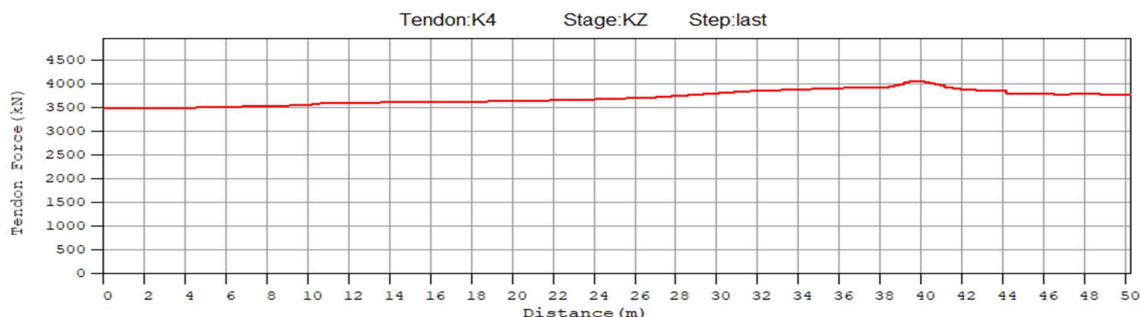
Obrázek 213: Ohybový moment  $M_y$  od dotvarování na konci životnosti [kNm]

Další časově závislý parametr je velikost ztrát předpětí po délce předpínacích kabelů. Výpočet ztrát předpětí je proveden v časově závislé analýze programu Midas Civil. Vstupní parametry jsou zadány pro předpínací výztuž (pokluz v kotvě, koeficient tření, nezamýšlená změna směru, relaxace předpínací oceli) a pro beton (časový vývoj pevnosti, parametry pro smršťování a dotvarování).

U variant má na velikost ztrát předpětí zásadní vliv délka kabelů. U spojitých kabelů vedených přes 2 pole je u nenapínaného konce výrazně nižší velikost napětí než u kabelů vedených přes jedno pole, což je způsobeno průběhem napětí po ztrátě třením. Tato ztráta je velmi významná vzhledem k průběhu zvedaných kabelů od horního k dolnímu povrchu.



Obrázek 214: Průběh předpínací síly na KŽ - dvoupolový kabel 12x22 lan [kN]



Obrázek 215: Průběh předpínací síly na KŽ - jednopolový kabel 12x22 lan [kN]

### 6.7.5 Navržené varianty předpětí

V této části práce jsou do programu Midas Civil importovány ideální kabely nahrazující skupiny předpínacích kabelů. Toto zjednodušení výrazně snižuje pracnost a umožňuje porovnat více variant uspořádání. Po předběžném posouzení předpínací výztuže navržené v kapitole 6.7.1 se ukázalo, že pouze 12 spojitých kabelů o 22 lanech není dostačující pro posouzení normálových napětí z hlediska MSP. To je způsobeno vlivem koeficientů  $r_{inf}$ , výrazným namáháním od nerovnoměrného sedání a také nepříznivými stavy během výstavby.

Pro posouzení jsou zjištěny 4 důležité stavy. Ve fázích výstavby rozhodují spodní vlákna uprostřed rozpětí při odskržení pole, přičemž je napnuta v průřezu pouze polovina předpínací výztuže a druhá polovina bude dopnuta až po dokončení dalšího taktu. Tento stav však při navržené předpínací výztuži 12x22 lan vyhověl a tahová napětí nepřesáhla povolené meze ani při uvážení rezervy na staveništní zatížení.

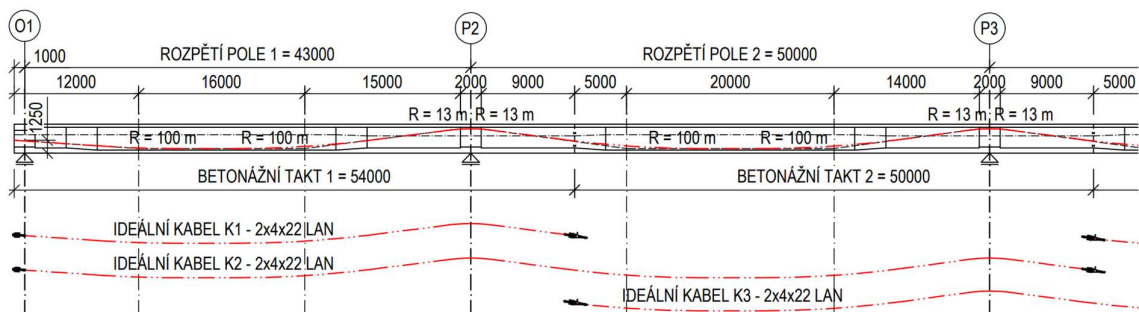
Další 2 stavy u horních vláken podporového průřezu však nevyhovují. Prvním je fáze po přidání skruže a čerstvého betonu na konzolu předchozího taktu a druhý vzniká až ve finálním působení na konci životnosti, kdy musí být dodržena dekomprese při kvazistálé kombinaci.

Poslední stav je také v podporovém průřezu, ale u spodních vláken, kde vlivem účinků předpětí, sedání a teploty může taktéž docházet ke vzniku tahových napětí. V tomto případě však není problém s dodržением dekomprese, protože kabelové kanálky se nachází u opačného povrchu a vzdálenost od tažené oblasti bezpečně splňuje hodnotu 100 mm.

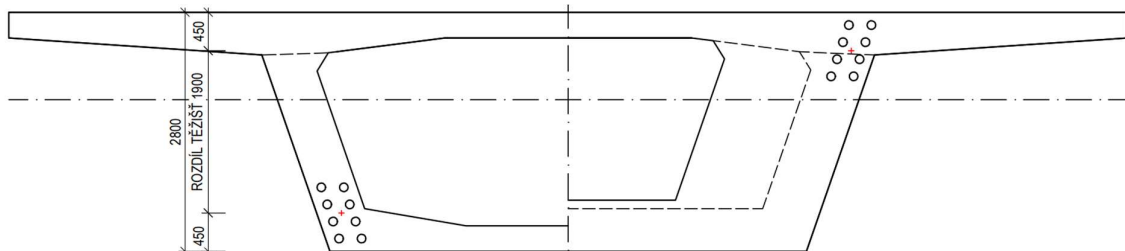
### 6.7.5.1 Varianta 1 – 16x22 spojitéh kabelů přes 2 pole

Prvním řešením nevyhovujících napěťových stavů je zvýšení počtu spojitéh kabelů na uspořádání 16x22 lan. Uspořádání je upraveno v posledním poli, kde jsou vzhledem k nižším hodnotám ztrát předpětí vynechány 4 kabely spjitosti a je snížena excentricita nad podporou o 200 mm.

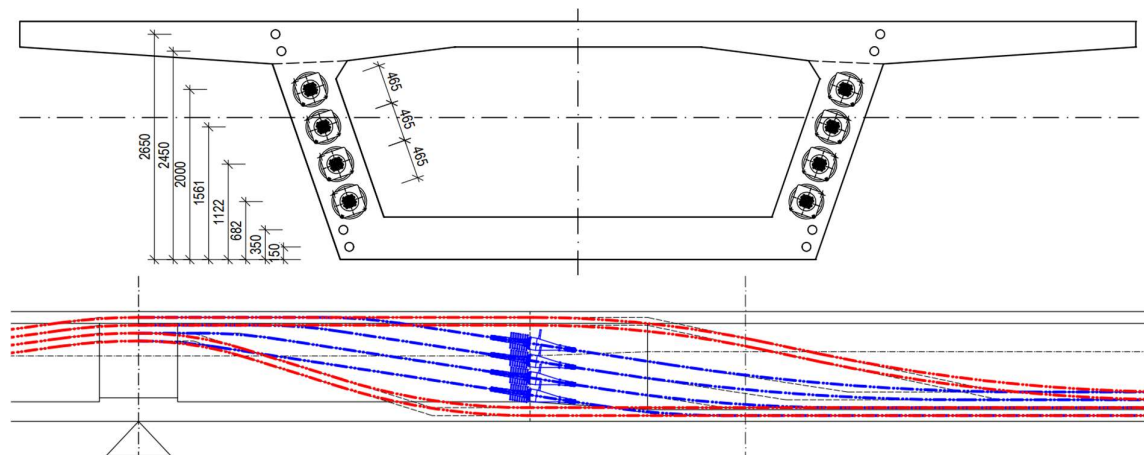
Ačkoliv tato varianta dle předběžného posouzení vyhovuje, je problematická z hlediska kotvení 4 kabelů o 22 lanech do stěny komory v pracovní spáře. Při prostřídání průběžných a kotvených kabelů není možné dodržet potřebné rozestupy a jediným možným řešením je převedení 4 kotev u sebe v minimálních osových vzdálenostech a dvojice průběžných kabelů převést přímo u horních a dolních vláken.



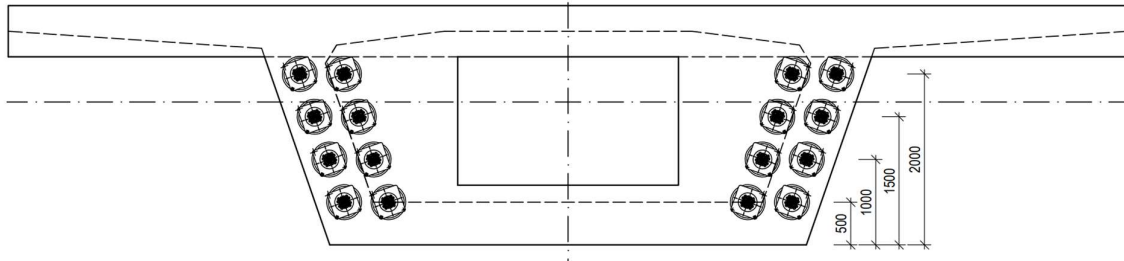
Obrázek 216: Varianta 1 – zjednodušené schéma předpínací výztuže



Obrázek 217: Varianta 1 - uspořádání předpínací výztuže v poli a nad podporou



Obrázek 218: Varianta 1 - uspořádání kotev a průběžných kabelů v pracovní spáře

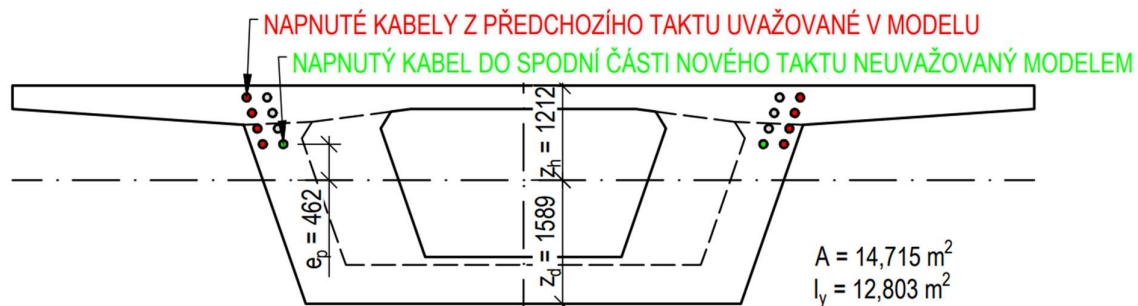


Obrázek 219: Varianta 1 - uspořádání kotevního čela u opěry

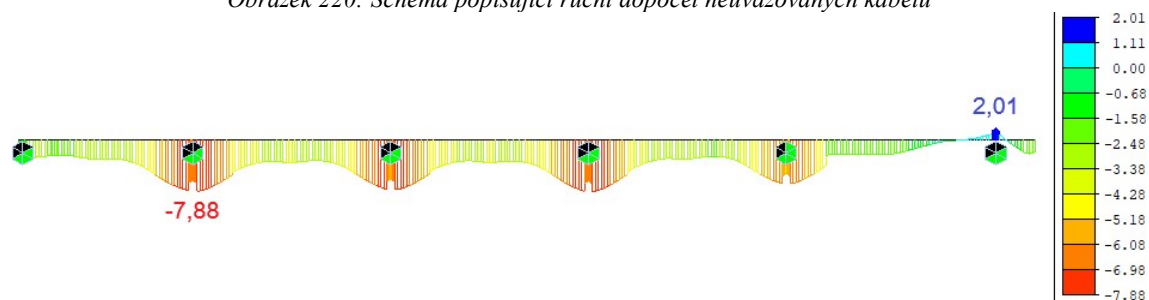
### 6.7.5.1.1 Průřez nad podporou po přidání reakce od skruže a čerstvého betonu

U modelu bez fázovaného příčného řezu nelze přesně postihnout postup výstavby a je nutné přidat tíhu čerstvého betonu spodní části průřezu i horní desky najednou. Toto zatížení působí na průřez, který obsahuje pouze polovinu předpínací výztuže. Reálně je však v době přidání veškerého čerstvého betonu aktivován o jeden kabel v každé stěně více.

Jedná se o kabely, které jsou předepnuty do spodní části průřezu dalšího taktu. Zohlednění této skutečnosti je provedeno ručním výpočtem. Napětí v tomto kabelu a daném průřezu je odečteno dle průběhu ztrát předpětí z programu Midas Civil. Dále je pomocí průřezových charakteristik a excentricity těchto kabelů dopočteno tlakové napětí v horních vláknech, které tyto kabely způsobí. Proti tlakovému napětí od této dvojice kabelů je přičteno také tahové napětí od staveništního zatížení stanovené v kapitole 6.5.2.4.



Obrázek 220: Schéma popisující ruční dopočet neuvažovaných kabelů

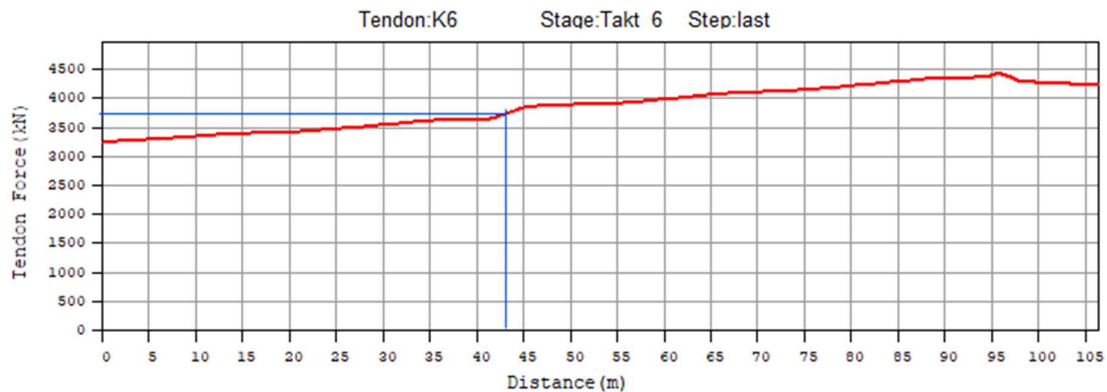


Obrázek 221: Napětí  $\sigma_x$  v horních vláknech v kritické fázi Skruz\_6 [MPa]

Předpínací síla v kabelu je zjištěna pomocí průběhu po ztrátách předpětí v dané fázi. Zkoumán je rozhodující průřez nad podporou P5 ve fázi Skruz\_6, kdy je na konzolu u pilíře P5 aplikováno zatížení čerstvým betonem a skruží. Neuvažovaný kabel odpovídá kabelu K6 ve



fázi Takt\_6 a vzdálenost od začátku kabelu je 43 m, čemuž odpovídá síla  $N_p = 3755$  kN. Jedná se o konzolovou část a předpětí má pouze primární účinky, které lze jednoduše vypočítat.



Obrázek 222: Průběh předpínací síly v kabelu K6 ve fázi Takt\_6 [kN]

Výpočet je proveden dle následujícího vzorce:

$$\sigma_p = 2 * \left( -\frac{N_p}{A} - \frac{N_p * e_p}{I_y} * z_h \right) = 2 * \left( -\frac{3755}{14,715} - \frac{3755 * 0,462}{12,803} * 1,2115 \right) = -0,84 \text{ MPa}$$

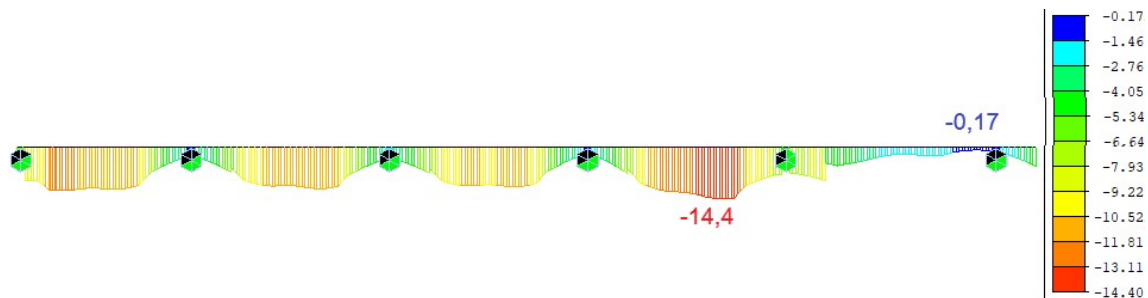
Stáří betonu v horních vláknech podporového průřezu je předpokládáno 14 dní. Dle harmonogramu je uvažováno 6 dní na přesun skruže a přípravu bednění a výztuže spodní části průřezu, 1 den na betonáž spodní části průřezu, 6 dní doba od betonáže do předpínání spodní části průřezu a 14. den proběhne betonáž horní desky nového taktu, což je doba kritické fáze.

Výsledné posouzení stavu pro odpovídající beton ve stáří 14 dní:

$$\sigma_g + \sigma_p + \sigma_{stav} = 2,01 - 0,84 + 0,4 = 1,57 \text{ MPa} \leq f_{ctm(t=14d)} = 2,89 \text{ MPa} \dots \text{vyhovuje}$$

#### 6.7.5.1.2 Průřez v poli po odskružení

Jako další kritický stav je uvedena fáze Takt\_5 a spodní vlákna uprostřed rozpětí. Stáří betonu je shodně 14 dní od betonáže dolní části průřezu až po odskružení taktu po předepnutí horní části průřezu. Vysoké tlakové napětí v předchozím taktu se nachází v betonu, který již dosáhl trvale 28 denní pevnosti.



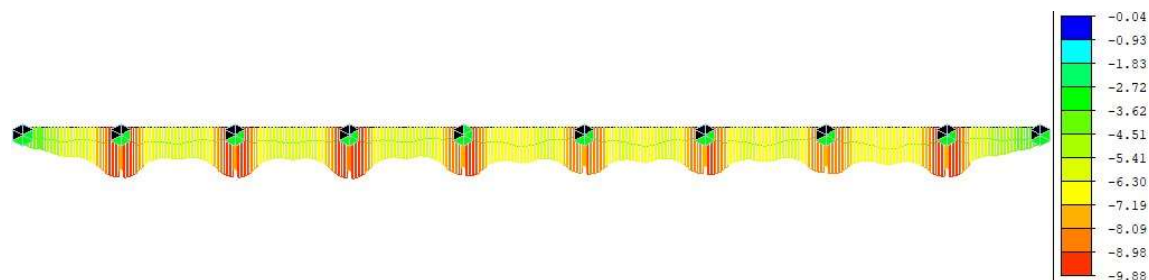
Obrázek 223: Napětí  $\sigma_x$  v dolních vláknech v kritické fázi Takt\_5 [MPa]

$$|\sigma_x| = 14,4 \text{ MPa} \leq 0,45 f_{ck} = 15,75 \text{ MPa} \dots \text{vyhovuje}$$

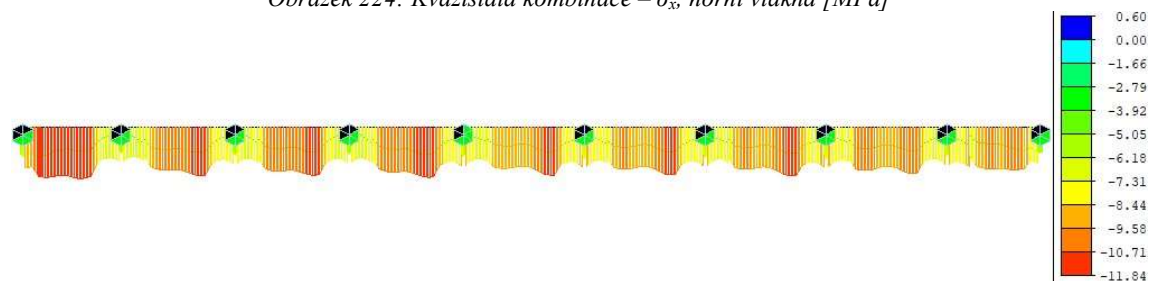
$$\sigma_x = -0,17 \text{ MPa} \leq f_{ctm(t=14d)} = 2,89 \text{ MPa} \dots \text{vyhovuje}$$

### 6.7.5.1.3 Provozní stádium na konci životnosti

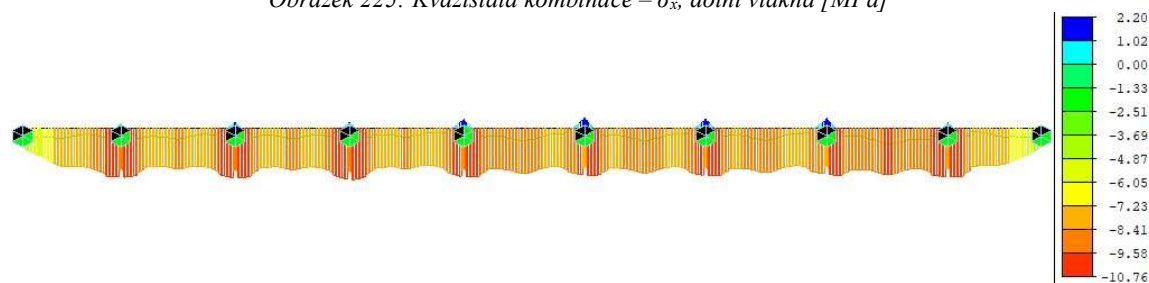
V tomto předběžném posudku jsou uvedena napětí v horních a dolních vláknech na konci životnosti pro kvazistálou a charakteristickou kombinaci. Z průběhů napětí je patrné, že konstrukce v tomto stádiu vyhoví. Napětí v době uvedení do provozu a v časté kombinaci budou uvedena pro vítěznou variantu v podrobnějším posouzení v dalších kapitolách.



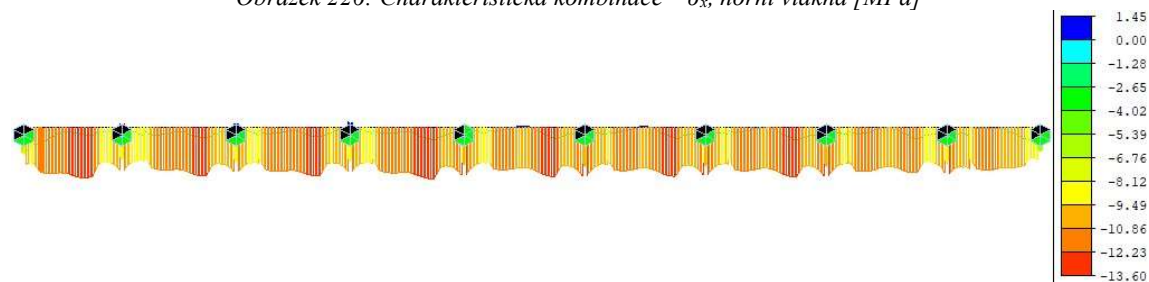
Obrázek 224: Kvazistálá kombinace –  $\sigma_x$ , horní vlákna [MPa]



Obrázek 225: Kvazistálá kombinace –  $\sigma_x$ , dolní vlákna [MPa]



Obrázek 226: Charakteristická kombinace –  $\sigma_x$ , horní vlákna [MPa]



Obrázek 227: Charakteristická kombinace –  $\sigma_x$ , dolní vlákna [MPa]

Maximální tlaková napětí v kvazistálé i charakteristické kombinaci bezpečně splňují mezní hodnoty. V kvazistálé kombinaci se u horních vláken nejnižší tlaková rezerva nachází v místě kotvení u opěry, kde je těžiště předpínací výztuže nízko kvůli uspořádání v kotevním čele. Další jsou napětí v průřezech přímo nad podporami, kde je však rezerva větší.

U dolních vláken nad podporami jsou tahová napětí i v kvazistálé kombinaci. Jedná se však o polohu, ve které jsou kabely u horního povrchu a dekomprese 100 mm od kanálku je bezpečně splněna. Toto napětí je z velké míry způsobeno nerovnoměrným sedáním, které je uvažováno 20 mm a výrazně namáhá horní i dolní vlákna nad podporami. I s takto uvažovaným sedáním nepřekročí maximální tahové napětí v charakteristické kombinaci střední pevnost betonu v tahu a nedojde ke vzniku trhlin.

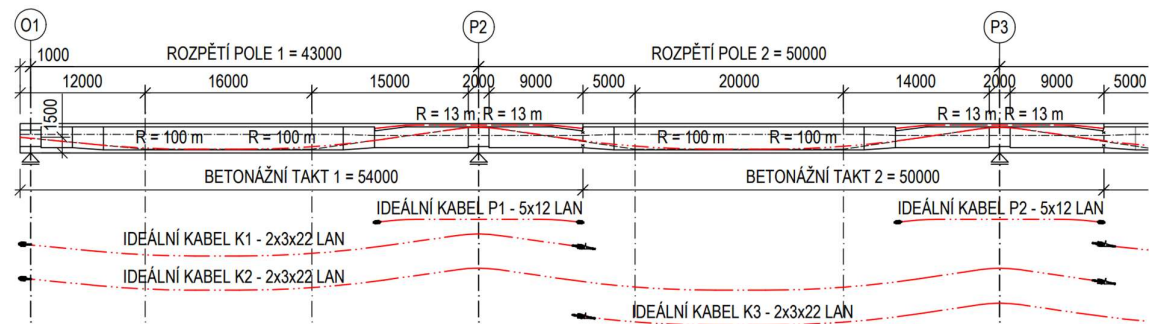
### 6.7.5.2 Varianta 2 – 12x22 spojitých kabelů a horní příložky

V této variantě je zachováno 12x22 lanových kabelů z předběžného návrhu, které procházejí spojitě přes 2 pole. Tyto kabely zajistí vyhovující namáhání u spodních vláken v poli během výstavby i ve finálním působení a zároveň vyrovnají svými ekvivalentními účinky 80-100% účinků stálého zatížení.

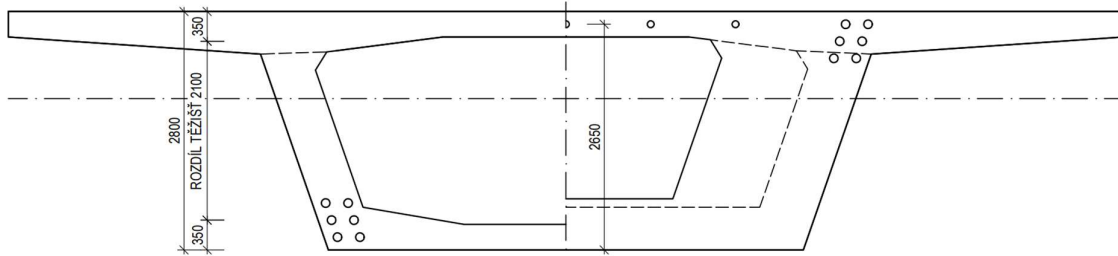
Pro zajištění přijatelných napětí nad podporami jsou přidány horní příložky jako 5 kabelů o 12 lanech. Ačkoliv jsou tyto příložky z hlediska návrhu velice jednoduchým prvkem pro splnění normových kritérií, mají velké množství nevýhod. Jako přímé kabely nemají příznivé účinky na redukci posouvajících sil a jejich ekvivalentní síly se skládají pouze z dvojice bodových sil v místě kotvení.

Z hlediska provádění se jejich použití problematicky slučuje s výstavbou po polích a postupné betonáži příčného řezu. Nálitky pro jejich kotvení by komplikovali průjezd vozíků s bedněním horní desky průřezu. Kotvení se musí řídit polohou pracovní spáry a polohou nulové derivace příčinkové čáry ohybového momentu u podpory, která je však oproti vzdálenosti spáry výrazně větší.

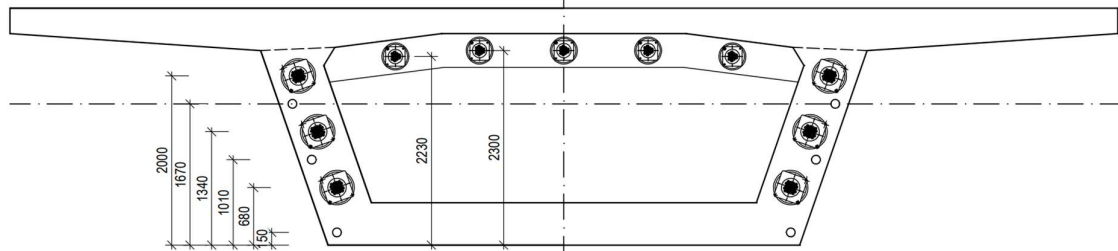
Dalším problémem je dodržení požadavku na kotvení maximálně 67% předpínací výztuže v jednom řezu. V případě 5x12 lanových příložek, 6x22 lanových průběžných kabelů a 6x22 lanových kotvených kabelů by toto kritérium nebylo dodrženo a kotvení by muselo být v podrobném návrhu posunuto o minimálně 3 m od pracovní spáry, což by s sebou přinášelo nutnost napínání uvnitř komorového průřezu.



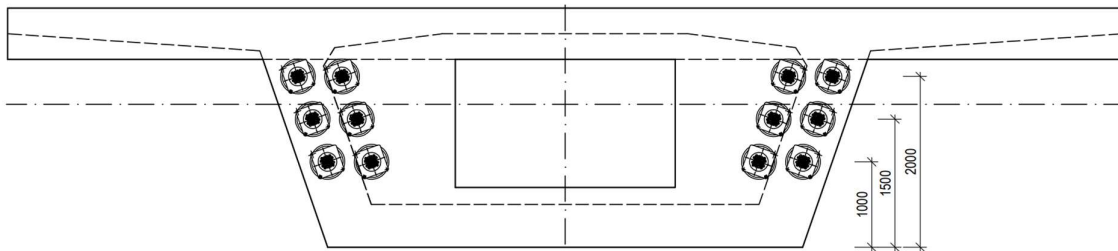
Obrázek 228: Varianta 2 – zjednodušené schéma předpínací výztuže



Obrázek 229: Varianta 2 - uspořádání předpínací výztuže v poli a nad podporou



Obrázek 230: Varianta 2 - uspořádání kotev a průběžných kabelů v pracovní spáře



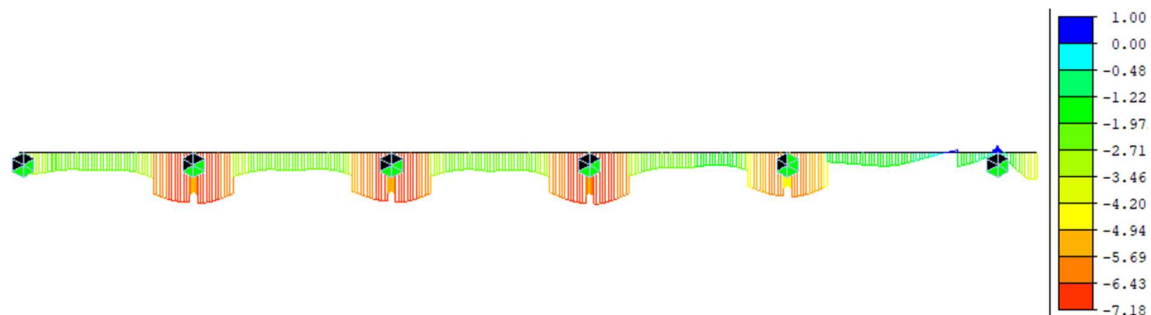
Obrázek 231: Varianta 2 - uspořádání kotevního čela u opěry

#### 6.7.5.2.1 Průřez nad podporou po přidání reakce od skruže a čerstvého betonu

U této varianty by chybějící neuvažovaný kabel vyvolal vyšší tlakové napětí, než u varianty 1, protože působí o 200 milimetrů výš od těžiště. Shodným způsobem je proveden výpočet:

$$\sigma_p = 2 * \left( -\frac{N_p}{A} - \frac{N_p * e_p}{I_y} * z_h \right) = 2 * \left( -\frac{3755}{14,715} - \frac{3755 * 0,662}{12,803} * 1,2115 \right) = -0,98 \text{ MPa}$$

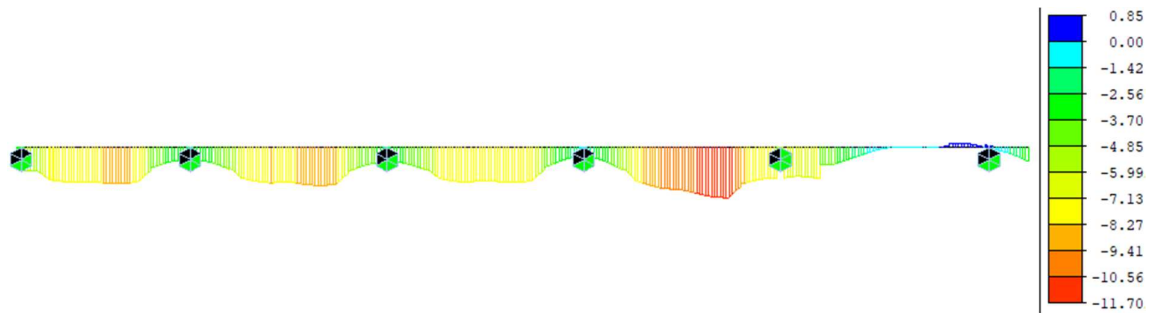
$$\sigma_g + \sigma_p + \sigma_{stav} = 1,00 - 0,98 + 0,4 = 0,42 \text{ MPa} \leq f_{ctm(t=14d)} = 2,89 \text{ MPa} \dots \text{vyhovuje}$$



Obrázek 232: Napětí  $\sigma_x$  v horních vláknech v kritické fázi Skruz\_6 [MPa]

#### 6.7.5.2.2 Průřez v poli po odskružení

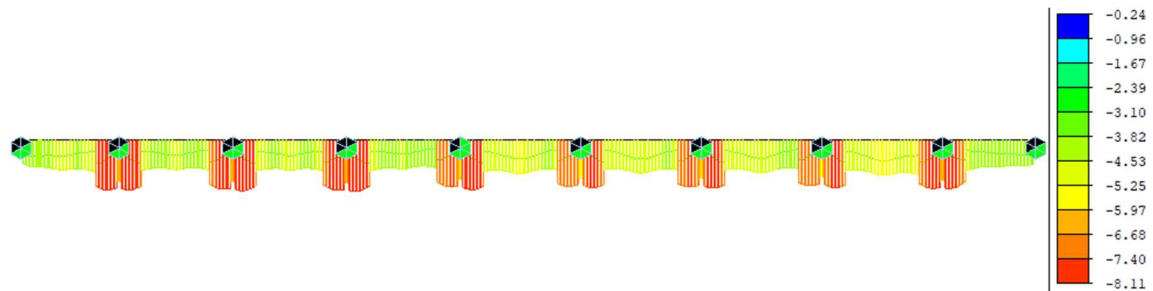
V průřezu v poli vzniká tahové napětí 0,85 MPa, což by i s uvažováním vlivu staveništního zatížení nepřekročilo tahovou pevnost 14 denního betonu. Tento stav proto vyhoví.



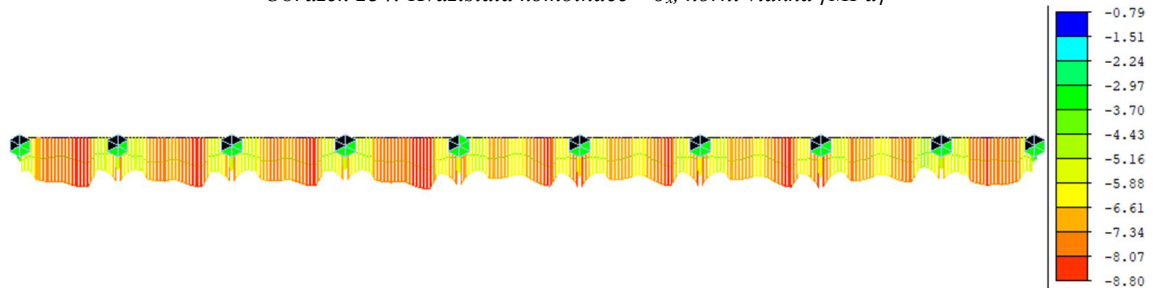
Obrázek 233: Napětí  $\sigma_x$  v dolních vláknech v kritické fázi Takt\_5 [MPa]

### 6.7.5.2.3 Provozní stádium na konci životnosti

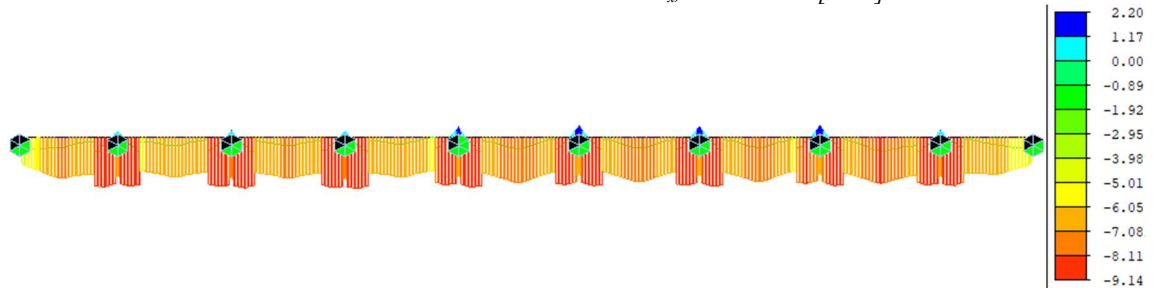
Z níže uvedených průběhů napětí je patrné, že návrh předpětí této varianty splňuje požadavky MSP. V tomto případě bylo přistoupeno ke snížení nerovnoměrného poklesu na 10 mm, čímž bylo uspořeno na počtu kabelů horních příložek, které i v tomto počtu bezpečně vyhověly ve fázích výstavby.



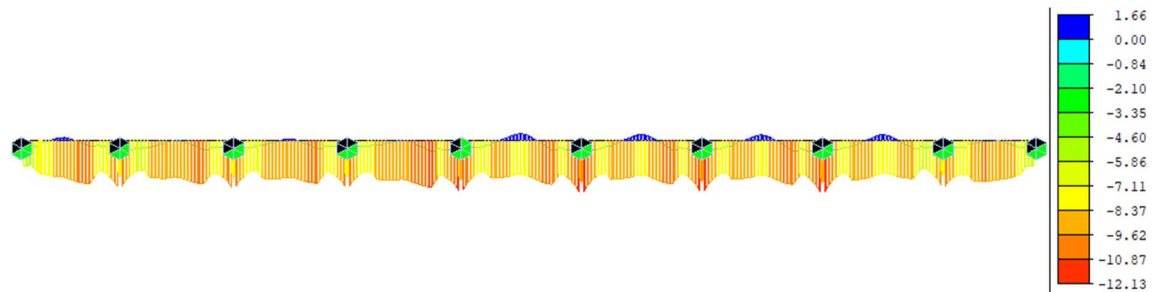
Obrázek 234: Kvazistálá kombinace –  $\sigma_x$ , horní vlákna [MPa]



Obrázek 235: Kvazistálá kombinace –  $\sigma_x$ , dolní vlákna [MPa]



Obrázek 236: Charakteristická kombinace –  $\sigma_x$ , horní vlákna [MPa]



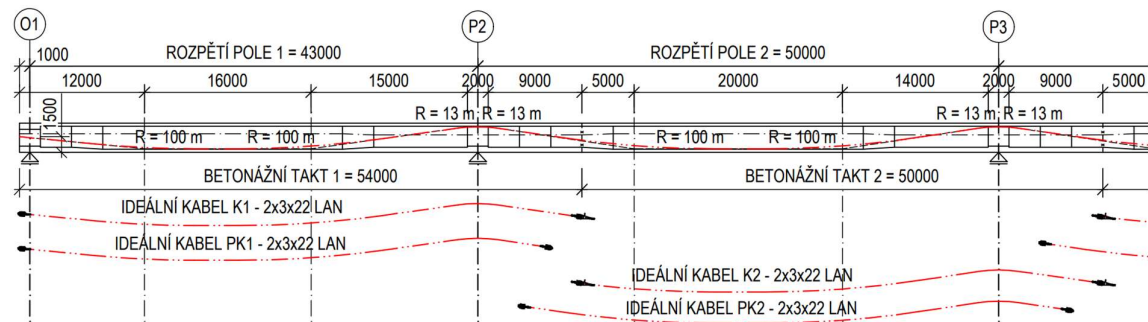
Obrázek 237: Charakteristická kombinace –  $\sigma_x$ , dolní vlákna [MPa]

### 6.7.5.3 Varianta 3 – 12x22 jednopolových kabelů

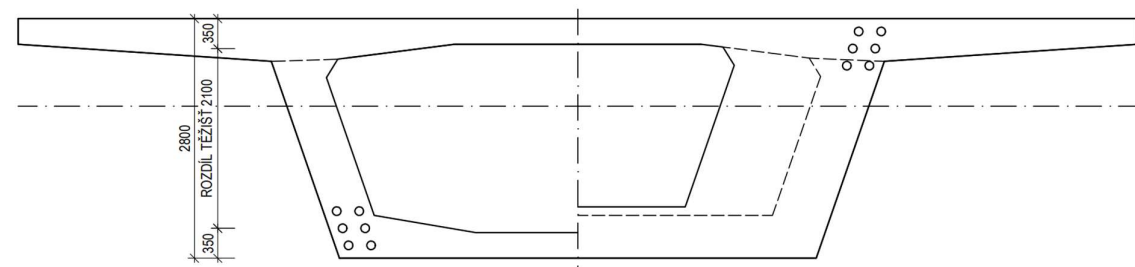
Tato varianta je inspirována mostem na dálničním úseku D1 Hubová - Ivachnová, který je popsán v kapitole 3.2.1.4. Toto uspořádání neobsahuje žádné kabely, které přecházejí spojitě přes 2 pole. Po každém dokončeném taktu je zakotveno 100% kabelů, což se pozitivně projeví ve fázích výstavby, které jsou u kabelů spojitých přes 2 pole kritické kvůli nedopnuté polovině kabelů po dokončení taktu. Další výhodou kratších kabelů je výrazné snížení ztrát třením na nenapínáních koncích kabelu.

Aby byla dodržena podmínka kotvení maximálně 67% kabelů v pracovní spáře, je polovina kabelů zakotvena v 3 metry dlouhém rozšíření stěn o 0,5 m. Do druhé strany tohoto rozšíření je po betonáži protažen a ukotven stejný počet kabelů, které tyto kabely nahradí v dalším taktu. Druhá sada 6 kabelů je kotvena spojována v každé pracovní spáře.

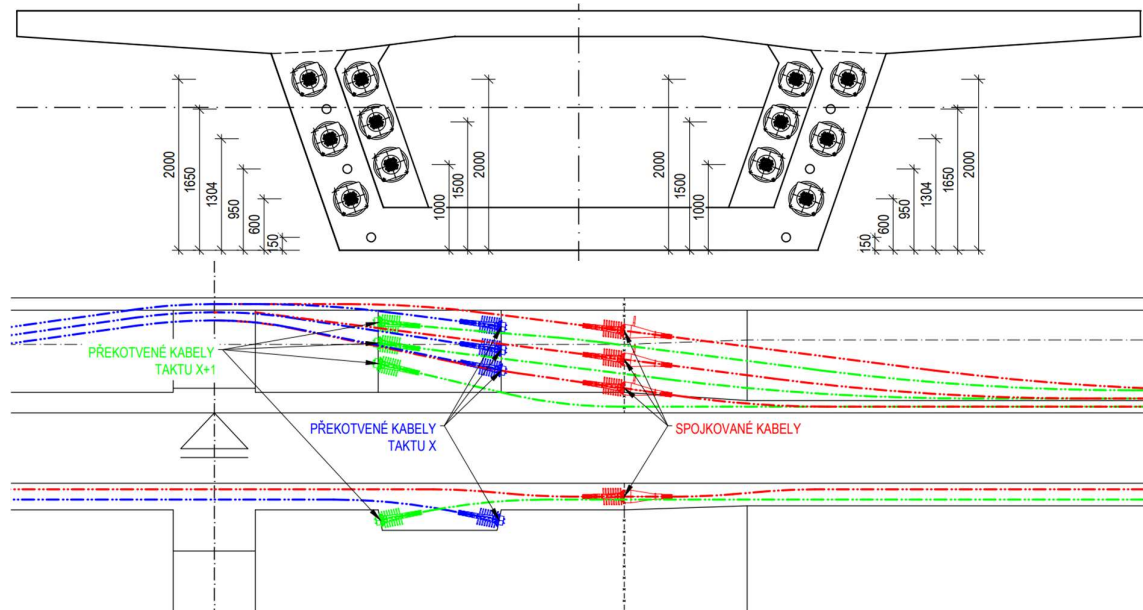
Výhodou je úspora nutného počtu kabelů. Tato výhoda je však výrazně redukována nutným vysokým počtem kotev. Další nevýhodou je nutné 3 m dlouhé rozšíření stěn o 0,5 m, které se nachází v místě, kde nemá kromě kotvení statické opodstatnění.



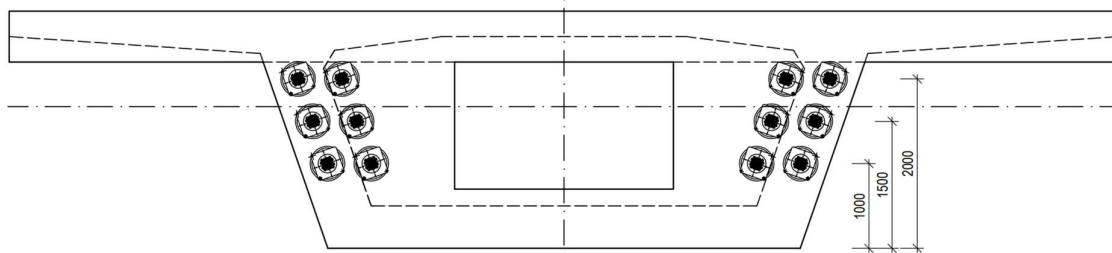
Obrázek 238: Varianta 3 – zjednodušené schéma předpínací výztuže



Obrázek 239: Varianta 3 - uspořádání předpínací výztuže v poli a nad podporou



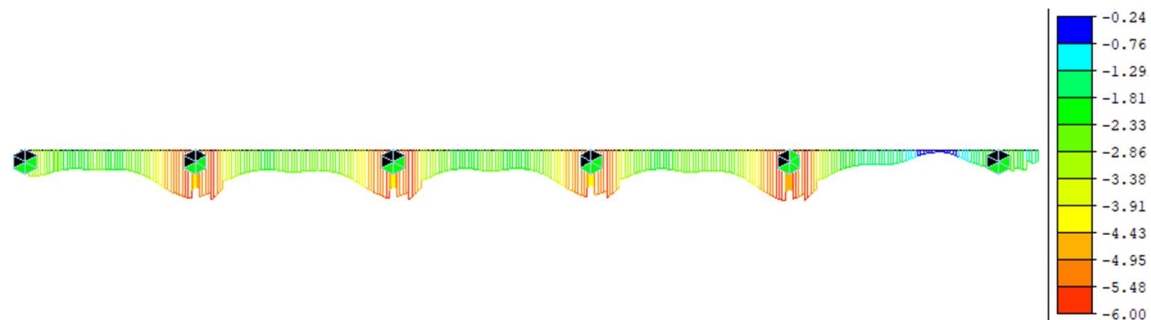
Obrázek 240: Varianta 3 - uspořádání kotev a průběžných kabelů v pracovní spáře



Obrázek 241: Varianta 3 - uspořádání kotevního čela u opěry

### 6.7.5.3.1 Průřez nad podporou po přidání reakce od skruže a čerstvého betonu

U této varianty je v programu Midas Civil zohledněn správný počet kabelů a vzhledem k napnutí 100% předpínací výztuže daného taktu ještě před přidáním zatížení od čerstvého betonu a skruže. Díky tomu tato dříve kritická fáze nezpůsobuje pro danou variantu tahová napětí a konstrukce bezpečně vyhoví.

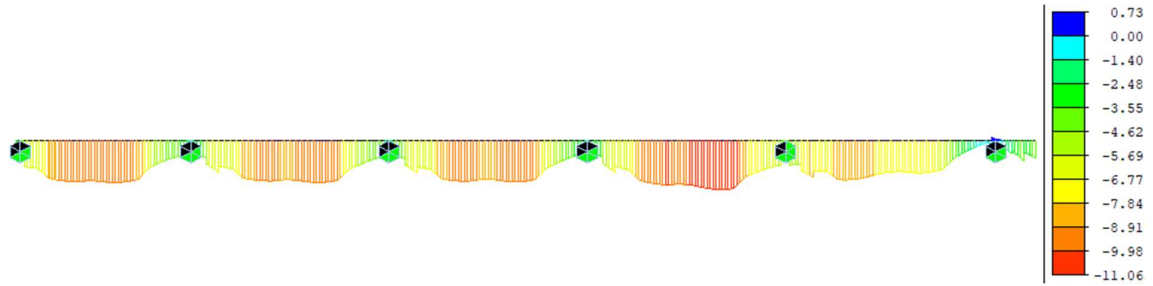


Obrázek 242: Napětí  $\sigma_x$  v horních vláknech v kritické fázi Skruz\_6 [MPa]

### 6.7.5.3.2 Průřez v poli po odskrúžení

V průřezu v poli nevzniká u spodních vláken žádné tahové napětí, což je způsobeno napnutím 100% výztuže daného taktu již před odskrúžením. Tahová napětí se nachází pouze

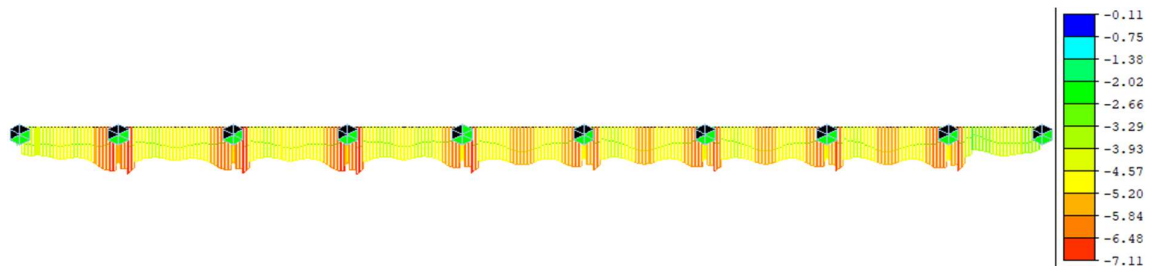
nad podporou, kde je předpětí u horních vláken příliš účinné. Tato tahová napětí o hodnotě maximálně 0,73 MPa se po přidání dalšího taktu již v konstrukci nenachází. Tento stav vyhoví.



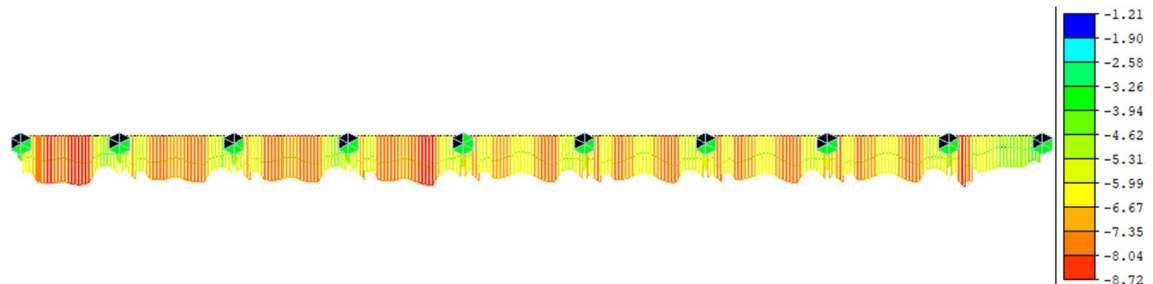
Obrázek 243: Napětí  $\sigma_x$  v dolních vláknech v kritické fázi Takt\_5 [MPa]

### 6.7.5.3 Provozní stádium na konci životnosti

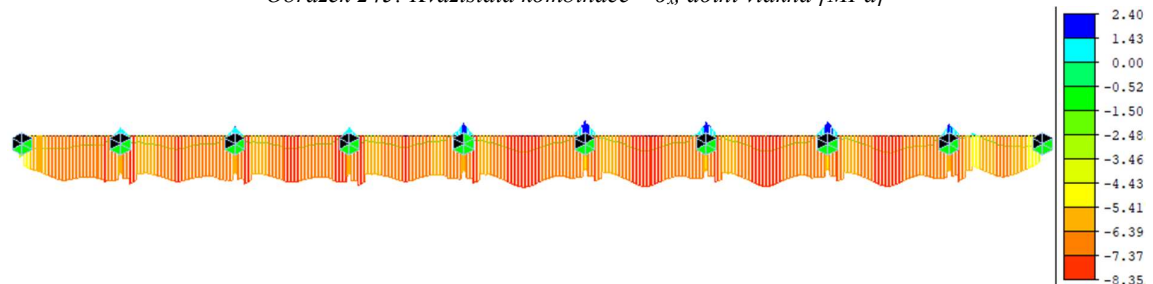
Z níže uvedených průběhů napětí je patrné, že návrh předpětí této varianty splňuje požadavky MSP a tlakové napětí v místě překotvování kabelů není výrazně vyšší než v okolních průřezech. Maximální tahové napětí nad podporami je v charakteristické kombinace 2,4 MPa a nedojde proto ke vzniku trhlin.



Obrázek 244: Kvazistálá kombinace –  $\sigma_x$ , horní vlákna [MPa]

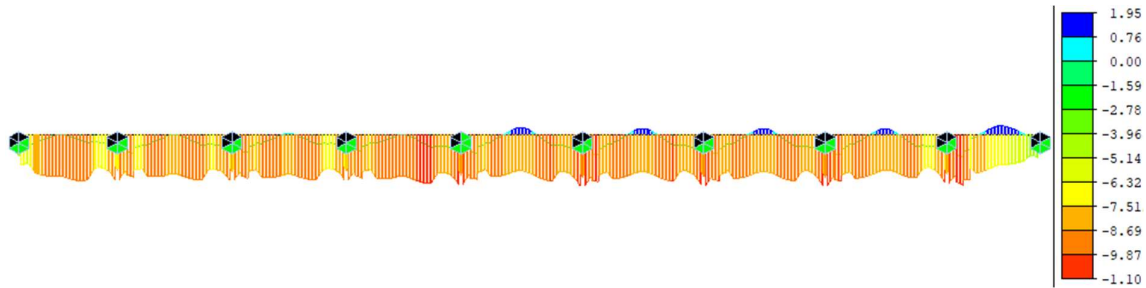


Obrázek 245: Kvazistálá kombinace –  $\sigma_x$ , dolní vlákna [MPa]



Obrázek 246: Charakteristická kombinace –  $\sigma_x$ , horní vlákna [MPa]



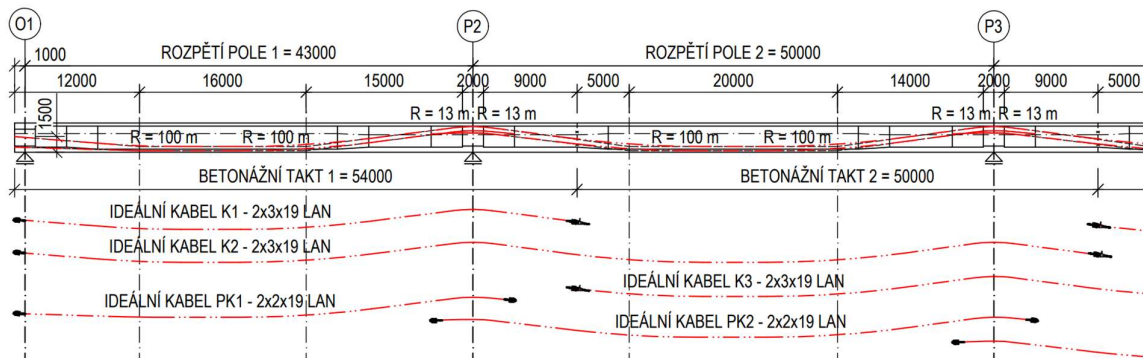


Obrázek 247: Charakteristická kombinace –  $\sigma_x$ , dolní vlákna [MPa]

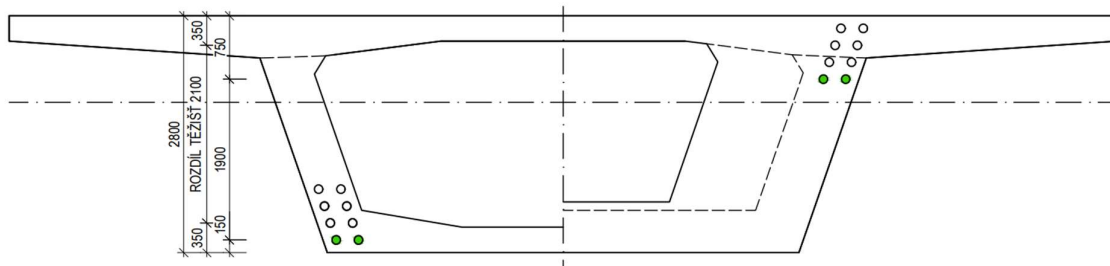
#### 6.7.5.4 Varianta 4 – 12x19 spojitých kabelů a 4x19 jednopolových kabelů

V předposlední variantě je uvažováno s překotvením spodních párů kabelů nad podporou. Toto překotvení je realizováno v rozšířených stěnách na délce 3 metry od podporových příčníků. Pomocí této úpravy bude dosaženo většího počtu kabelů v kritické nadpodporové oblasti bez nutnosti většího počtu kabelů v poli.

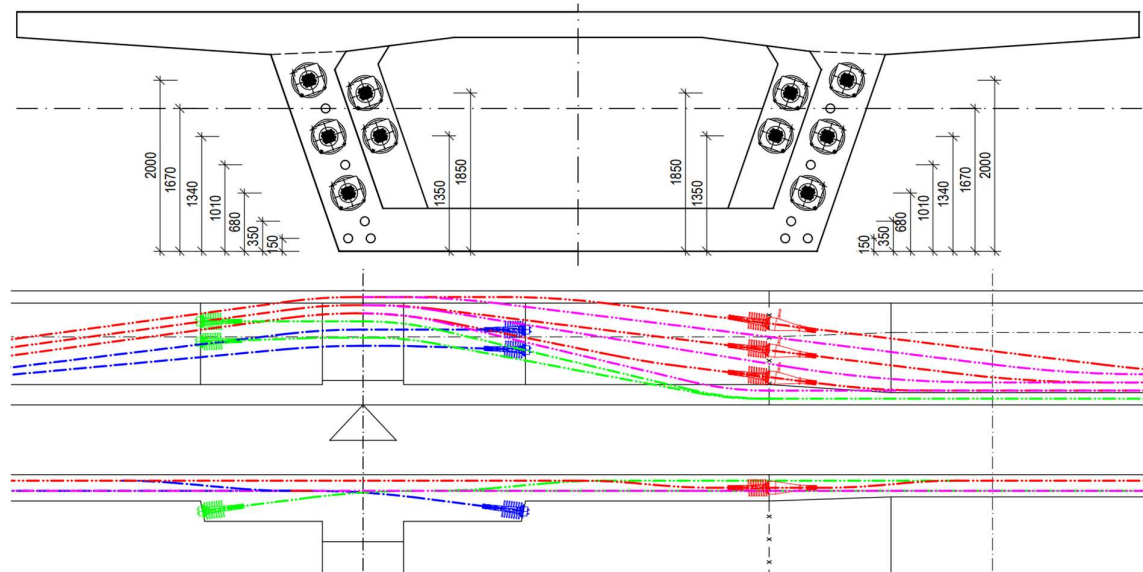
Oproti variantě 3 je výhoda tohoto překotvení samotná poloha rozšířených stěn, které se nachází v blízkosti podpory v oblasti významného namáhání smykem a kroucením, kde rozšířená stěna bude mít i statickou funkci a bude těmto vlivům lépe odolávat. U této varianty je nutné křížení spodních kabelů, které je komplikované pro návrh i provádění. Kabely nesmí být ve vzájemné kolizi.



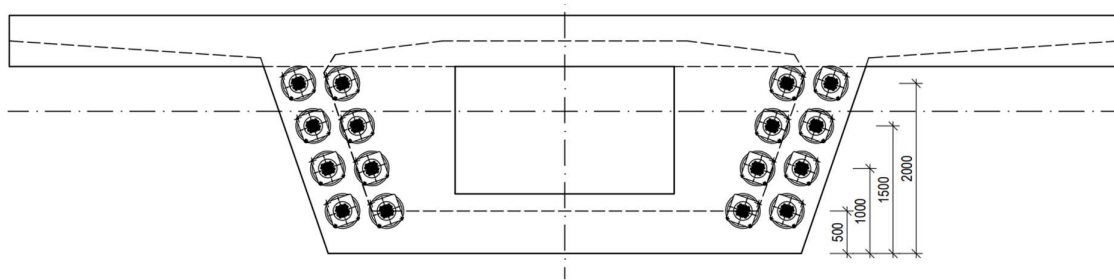
Obrázek 248: Varianta 4 – zjednodušené schéma předpínací výztuže



Obrázek 249: Varianta 4 - uspořádání předpínací výztuže v poli a nad podporou



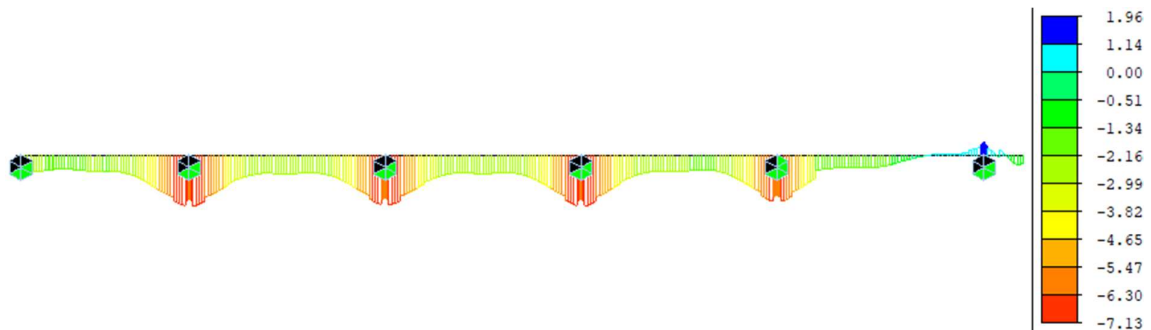
Obrázek 250: Varianta 4 - uspořádání kotev a průběžných kabelů v pracovní spáře



Obrázek 251: Varianta 4 - uspořádání kotevního čela u opěry

#### 6.7.5.4.1 Průřez nad podporou po přidání reakce od skruže a čerstvého betonu

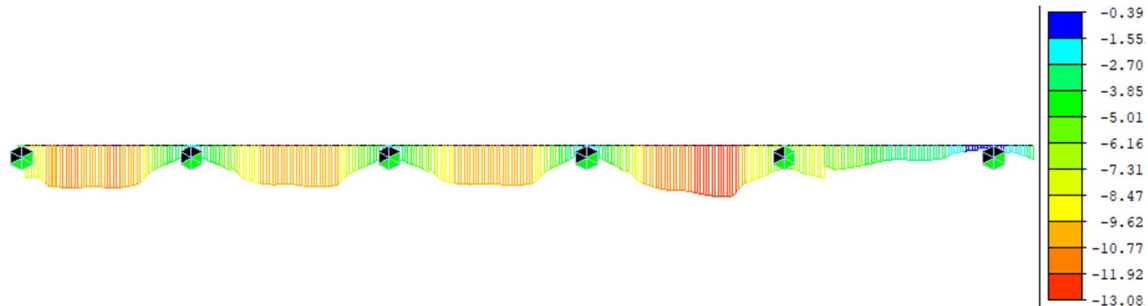
U této varianty by bylo nutné do spodní části průřezu nejprve předepnout 1 kabel v každé stěně z pracovní spáry a až poté dvojici kabelů z kotevních náliček blíže k podpoře. Celkem by u této varianty mohlo v kritické fázi pomáhat až 6 neuvažovaných kabelů, které by snížily tahové napětí. Vzhledem k tomu, že je tahové napětí nižší než limitní hodnota, není s příspěvkem těchto kabelů uvažováno a fáze vyhoví.



Obrázek 252: Napětí  $\sigma_x$  v horních vláknech v kritické fázi Skruz\_6 [MPa]

#### 6.7.5.4.2 Průřez v poli po odskružení

V průřezu v poli nevzniká tahové napětí a tento stav bezpečně vyhoví. Větší rezerva je v tomto případě způsobena díky jednopólovým kabelům, které zabezpečí v době odskružení vyšší počet napnutých kabelů v poli.

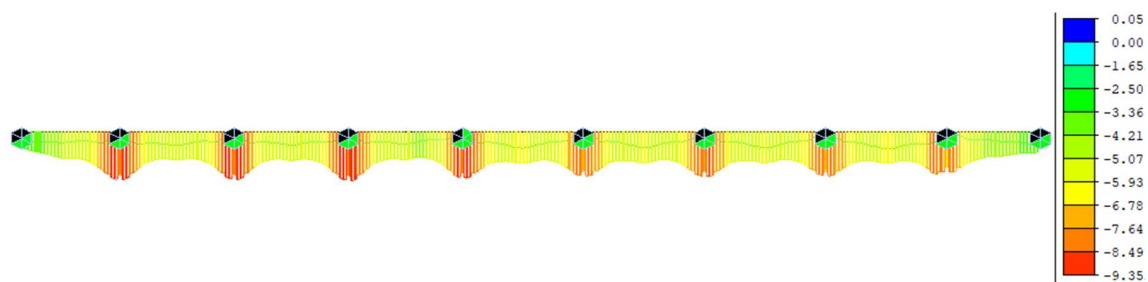


Obrázek 253: Napětí  $\sigma_x$  v dolních vláknech v kritické fázi Takt\_5 [MPa]

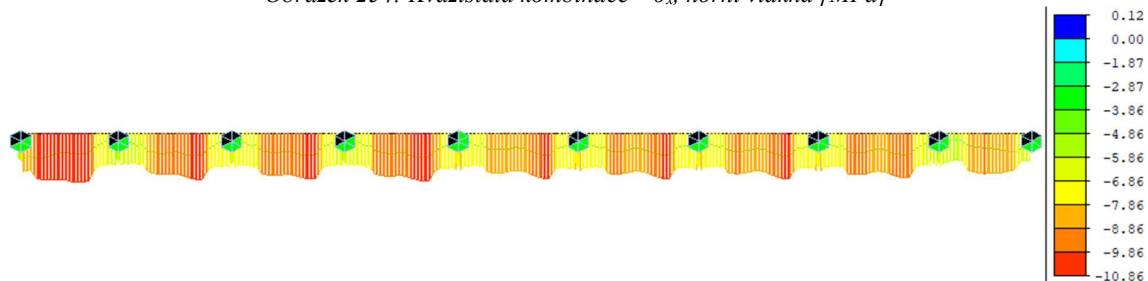
#### 6.7.5.4.3 Provozní stádium na konci životnosti

Z níže uvedených průběhů napětí je patrné, že návrh předpětí této varianty splňuje požadavky MSP. Tahové napětí 0,05 MPa se nachází v místě kotvení u opěr v horních vláknech, ve kterých je dostatečná vzdálenost od nejbližšího předpínacího kabelu a tato poloha by mohla být v podrobnějším návrhu upravena vzhledem k použití 19 lanových kabelů a menším nutným osovým vzdálenostem, čímž by bylo možné posunout kotvy blíže k horním vláknům.

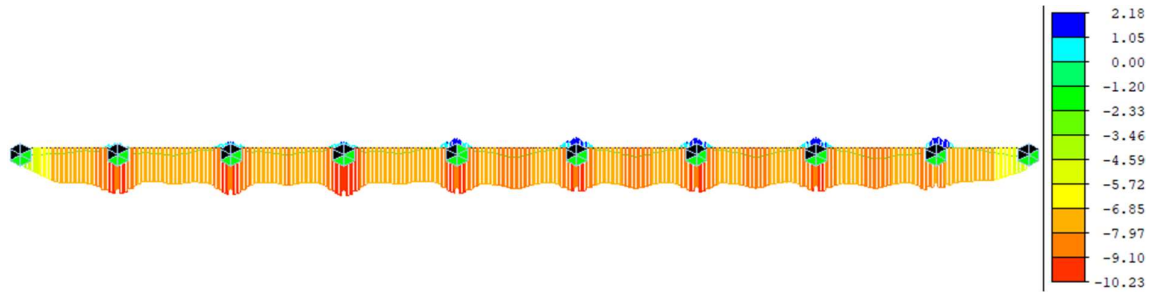
Tahové napětí 0,12 MPa u dolních vláken nad podporou P4 je také v dostatečné vzdálenosti od předpínací výztuže a dekomprese je dodržena. Toto napětí by v podrobném návrhu bylo možné eliminovat posunutím překotvovaných kabelů do nižší polohy. V charakteristické kombinaci není překročena hodnota tahové pevnosti betonu.



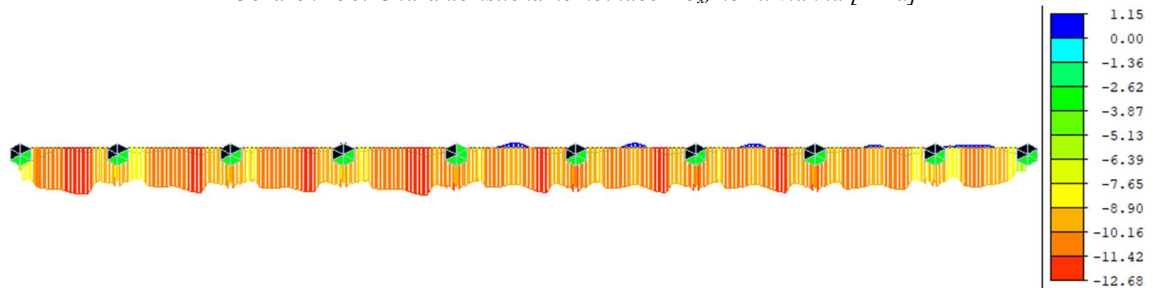
Obrázek 254: Kvazistálá kombinace –  $\sigma_x$ , horní vlákna [MPa]



Obrázek 255: Kvazistálá kombinace –  $\sigma_x$ , dolní vlákna [MPa]



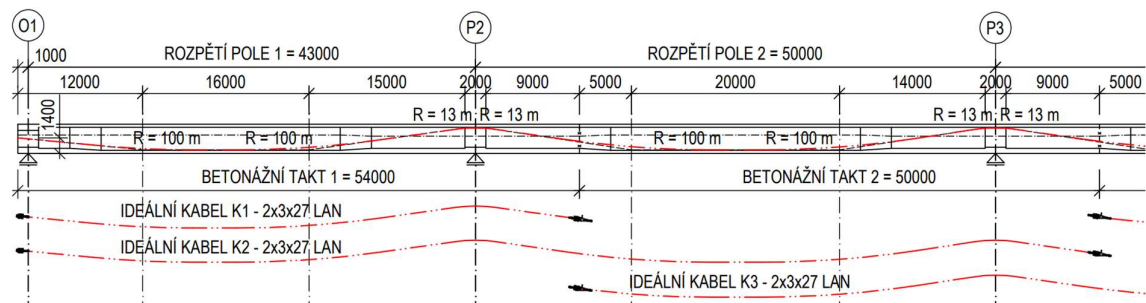
Obrázek 256: Charakteristická kombinace –  $\sigma_x$ , horní vlákna [MPa]



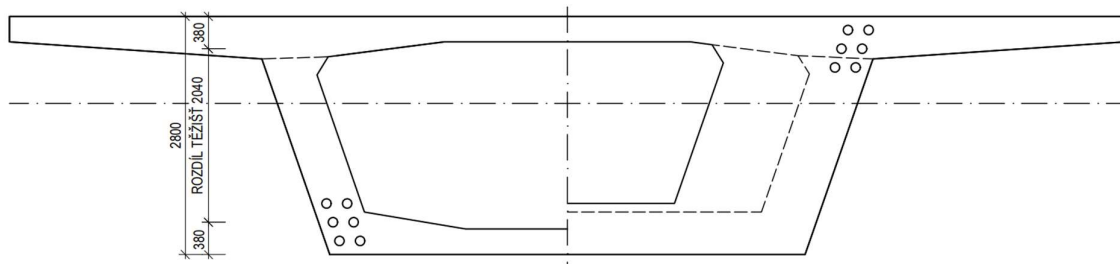
Obrázek 257: Charakteristická kombinace –  $\sigma_x$ , dolní vlákna [MPa]

### 6.7.5.5 Varianta 5 – 12x27 spojitých kabelů

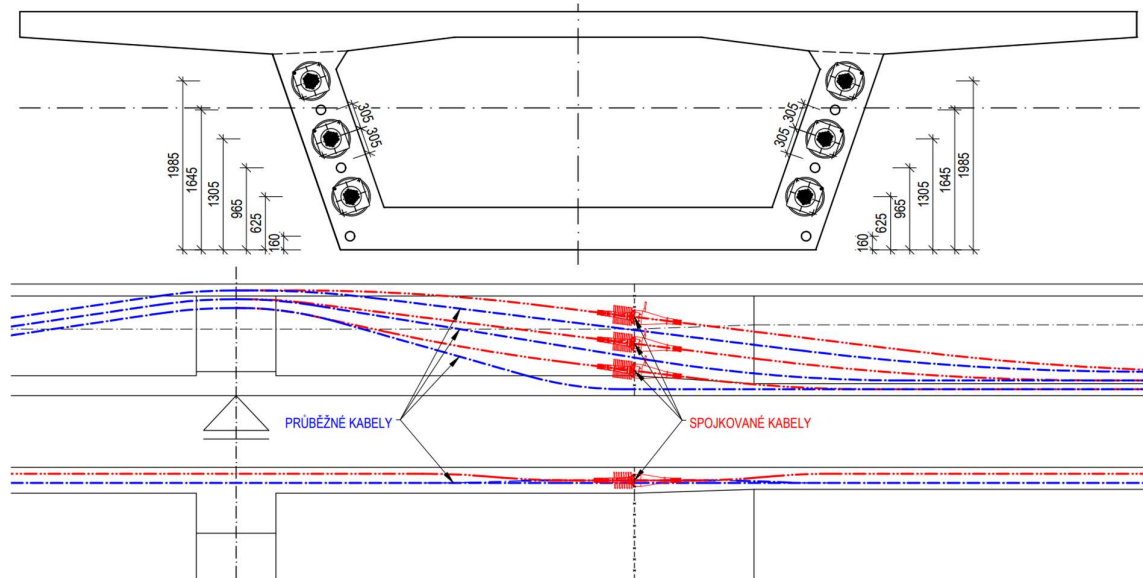
Cílem této varianty je minimalizovat počet předpínacích kabelů a počet napínaných i nenapínaných kotev na minimum. To je možné za použití 27 lanových kabelů, které však mají díky větší vnášené síle větší požadavky na výztuž kotevní oblasti a rozměry betonového průřezu. Dle podkladů VSL je stěna tloušťky 650 mm pro kotvení těchto kabelů dostatečně široká. Kotvy mají větší prostorové požadavky než u 22 lanových kabelů, ale vzhledem k sníženému počtu je řešení pracovní spáry výrazně jednodušší a kabely prochází ve vhodných osových vzdálenostech i výškách. U spodního průběžného kabelu jsou navrženy nutné poloměry zaoblění 9 m, což však splňuje požadavky předpínacího systému.



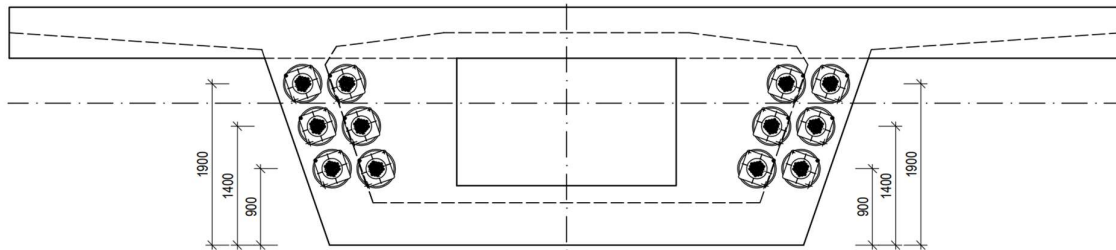
Obrázek 258: Varianta 5 – zjednodušené schéma předpínací výztuže



Obrázek 259: Varianta 5 - uspořádání předpínací výztuže v poli a nad podporou



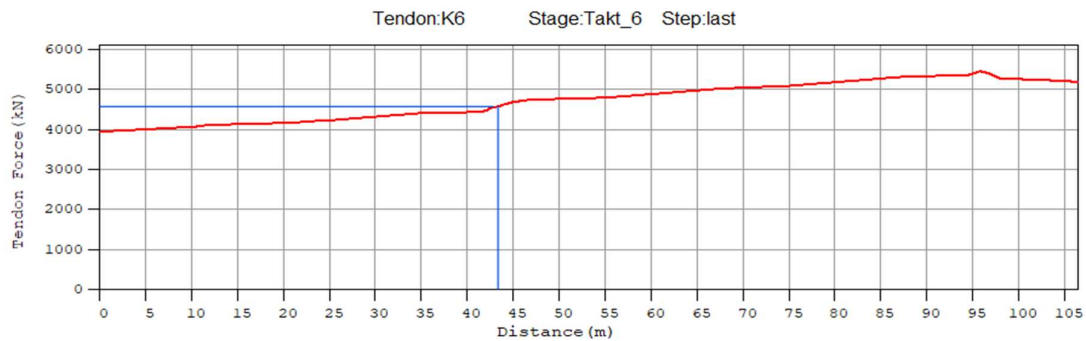
Obrázek 260: Varianta 5 - uspořádání kotev a průběžných kabelů v pracovní spáře



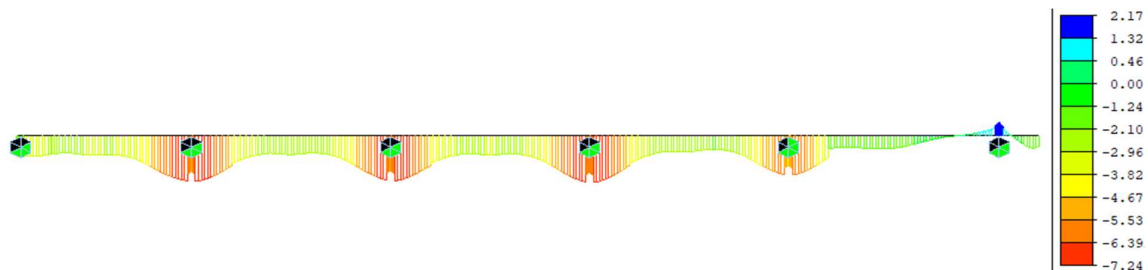
Obrázek 261: Varianta 5 - uspořádání kotevního čela u opěry

#### 6.7.5.5.1 Průřez nad podporou po přidání reakce od skruže a čerstvého betonu

Shodně jako u varianty 1 je dopočten vliv neuvažovaného kabelu pro posouzení tahového napětí v betonu. Odpovídající předpínací síla v místě posouzení  $N_p = 4550$  kN.



Obrázek 262: Průběh předpínací síly v kabelu K6 ve fázi Takt\_6 [kN]



Obrázek 263: Napětí  $\sigma_x$  v horních vláknech v kritické fázi Skruz\_6 [MPa]

Výpočet je proveden dle následujícího vzorce:

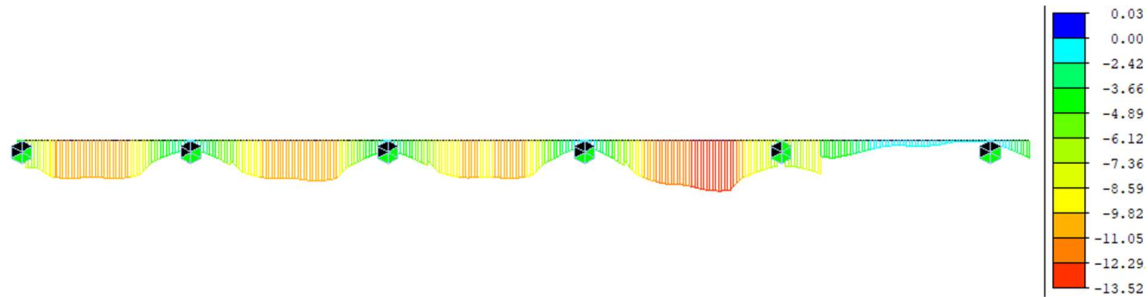
$$\sigma_p = 2 * \left( -\frac{N_p}{A} - \frac{N_p * e_p}{I_y} * z_h \right) = 2 * \left( -\frac{4550}{14,715} - \frac{4550 * 0,60}{12,803} * 1,2115 \right) = -1,14 \text{ MPa}$$

Výsledné posouzení stavu pro odpovídající beton ve stáří 14 dní:

$$\sigma_g + \sigma_p + \sigma_{stav} = 2,17 - 1,14 + 0,4 = 1,43 \text{ MPa} \leq f_{ctm(t=14)} = 2,89 \text{ MPa} \dots \text{vyhovuje}$$

#### 6.7.5.5.2 Průřez v poli po odskružení

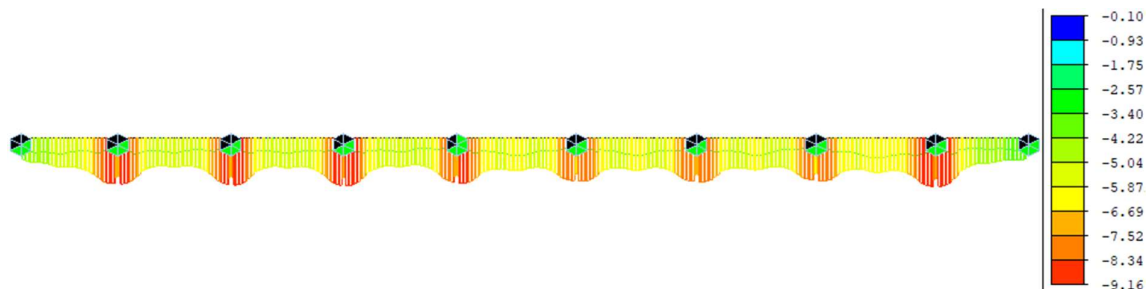
V průřezu v poli nevzniká tahové napětí a tento stav bezpečně vyhoví. Jediné tahové napětí velikosti 0,03 MPa vzniká v dolních vláknech nad podporou a tato hodnota je také vyhovující.



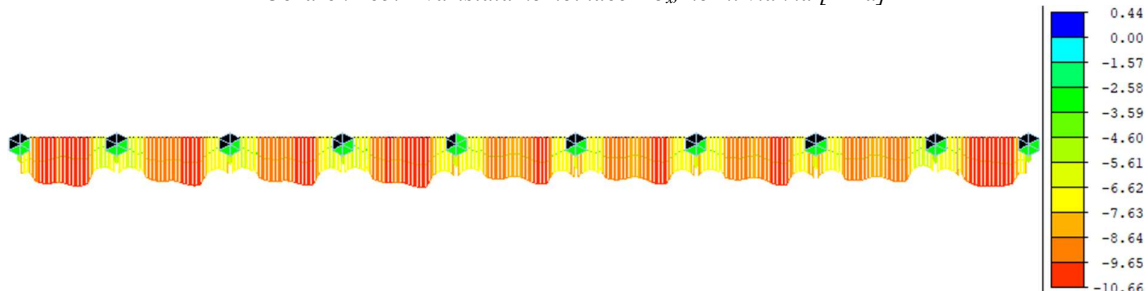
Obrázek 264: Napětí  $\sigma_x$  v dolních vláknech v kritické fázi Takt\_5 [MPa]

#### 6.7.5.5.3 Provozní stádium na konci životnosti

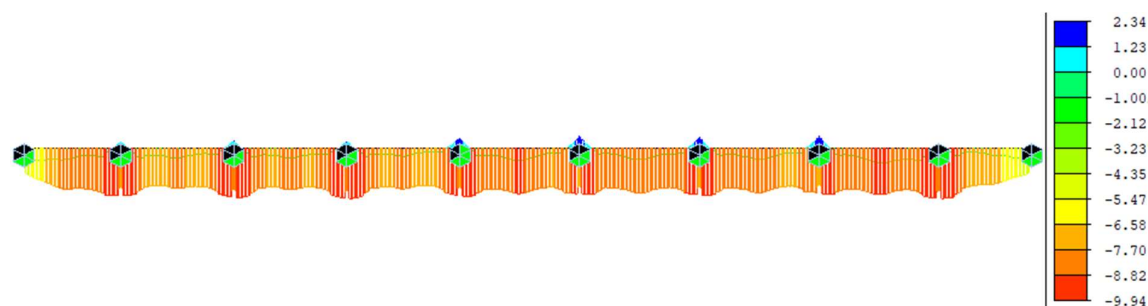
Tahová napětí 0,44 MPa se nachází u dolních vláken nad podporou, kde je dostatečná vzdálenost od kanálků předpínací výztuže a posouzení dekomprese vyhovuje. U této varianty je ponechána tlaková rezerva pouze 0,1 MPa, ale je vypočtena s maximálními nerovnoměrnými poklesy o 20 mm, které lze ve výsledném posouzení s fázovaným průřezem snížit na menší hodnotu kvůli případnému vlivu diferenčního smršťování. Tahové napětí v charakteristické kombinaci nepřekročí tahovou pevnost betonu a nedojde ke vzniku trhlin.



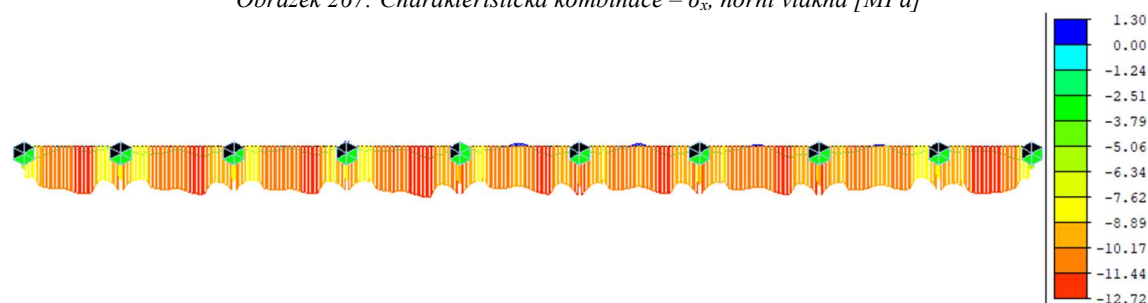
Obrázek 265: Kvazistálá kombinace –  $\sigma_x$ , horní vlákna [MPa]



Obrázek 266: Kvazistálá kombinace –  $\sigma_x$ , dolní vlákna [MPa]



Obrázek 267: Charakteristická kombinace –  $\sigma_x$ , horní vlákna [MPa]



Obrázek 268: Charakteristická kombinace –  $\sigma_x$ , dolní vlákna [MPa]

### 6.7.6 Multikriteriální hodnocení variant

Všechny uvedené varianty splňují v předběžném posouzení normálových napětí mezní stav použitelnosti. Pro porovnání variant je zvaženo mnoho kritérií, jako je statické působení, pracnost návrhu a provádění nebo odhadovaná cena materiálu a práce.

Jako nejvíce problematická se ukázala varianta 2 s horními příložkami. Ta je v práci uvedena hlavně proto, aby potvrdila, že přístup k předpětí metodou vyrovnání napětí není optimální, ale velice jednoduše umožňuje splnit kritéria posouzení dle norem. Z hlediska proveditelnosti je tato varianta nejméně vhodná.

U dalších variant je kromě porovnání spotřeby materiálu také nutno posoudit pracnost a riziko možných komplikací. Varianty se spojitými kabely přes 2 pole mají nevýhodu v nutném přetáčení průběžných kabelů nad konstrukci ve spáře, ve které je kotvena druhá polovina kabelů. S těmito kabely je nutné pracovat s pomocí jeřábu, který je však vzhledem k použití spodní výsuvné skruže nutný pro ostatního materiálu.

Samozejmestí by bylo tyto jeřáby navrhnout na přenesení těchto kabelů, které budou výrazně těžším břemenem než svazky prutů betonářské výztuže. Oproti tomu však tyto varianty nevyžadují žádné křížení kabelů, vytváření náliček a kotvení je prováděno pouze z konců pracovních spár, nikoliv z vnitřního prostoru komory.

U varianty 3 je navrženo řešení, které tyto průběžné kabely eliminuje a všechny kabely jsou zakotveny již po dokončení betonážního taktu. Polovina z kabelů je kotvena a spojována v pracovní spáře a polovina je překotvena v 3 metry dlouhém rozšíření stěny. Nově překotvené kabely se do chrániček protahují až po betonáži a vzdálenost, na kterou se protahují v předešlém

taktu, je pouze 6 metrů, což minimalizuje riziko protržení kanálku a nemožnost protažení kabelů. Tímto způsobem jsou vyloučena veškerá tahová namáhání během výstavby, která u spojitých kabelů přes 2 pole nastávají z důvodu chybějící druhé poloviny kabelů.

U jednopolových kabelů jsou vlivem délky také výrazně nižší ztráty třením oproti kabelům přecházejícím přes 2 pole. Tím je dosaženo úspory nutného počtu předpínacích kabelů. Proti této úspoře je však nutno uvážit až trojnásobný počet kotev a nutnost předpínání uvnitř komory.

Varianta 4 je kombinací spojitých a překotvovaných kabelů. Z výše uvedeného popisu je patrné, že tato varianta by s sebou nesla nevýhody obou zmíněných možností, a to jak přetáčení průběžných kabelů nad nosnou konstrukci, tak nutnost kotvení uvnitř komory. U této varianty jsou kabely překotvovány z obou stran kolem podpory, aby v kritickém průřezu bylo větší množství předpínací výztuže a zároveň rozšířené nálitky stěn pomáhají i ze statického hlediska a větší tloušťka stěny lépe vzdoruje namáhání smykem a kroucením. Tyto výhody však výrazně redukuje riziko, které vyplývá z délky protahovaných kabelů po betonáži. U této varianty je délka protahované části 14 metrů a obsahuje 3 směrové oblouky malých poloměrů.

Pro podrobnější vyhodnocení jednotlivých variant je vypracován výkaz položek předpínací výztuže pro obě mostní konstrukce. Délky kabelů a kanálků jsou zjednodušeně stanoveny bez vlivu výškového vedení a přesahů u kotvení. Tyto výpočty jsou doplněny o další důležitý údaj, kterým je počet napínaných kotev, nenapínaných kotev a spojek. Ve výsledném grafu budou porovnány celkové součty, ačkoliv varianty obsahují kotvy pro různé počty kabelů.

Z grafů je patrné, že vyhodnocení není jednoznačné a zahrnuje mnoho vlivů, které mohou být proměnné v čase. Co však lze z grafů dobře vyčíst je srovnání variant 1 a 5. Při použití 22 lanových kabelů je jejich nutný počet 16 a při použití 27 lanových pouze 12, což je způsobeno také větší účinností díky většímu rozdílu těžiště předpínací výztuže v poli a nad podporou.

Použití 27 lanových kabelů není příliš časté, ale v tomto případě se ukazuje jako velice výhodné s ohledem na menší množství spotřebované výztuže, kanálků, kotev i napínacích prací společně s dostatečným prostorem v kotevním čele v pracovních spárách.

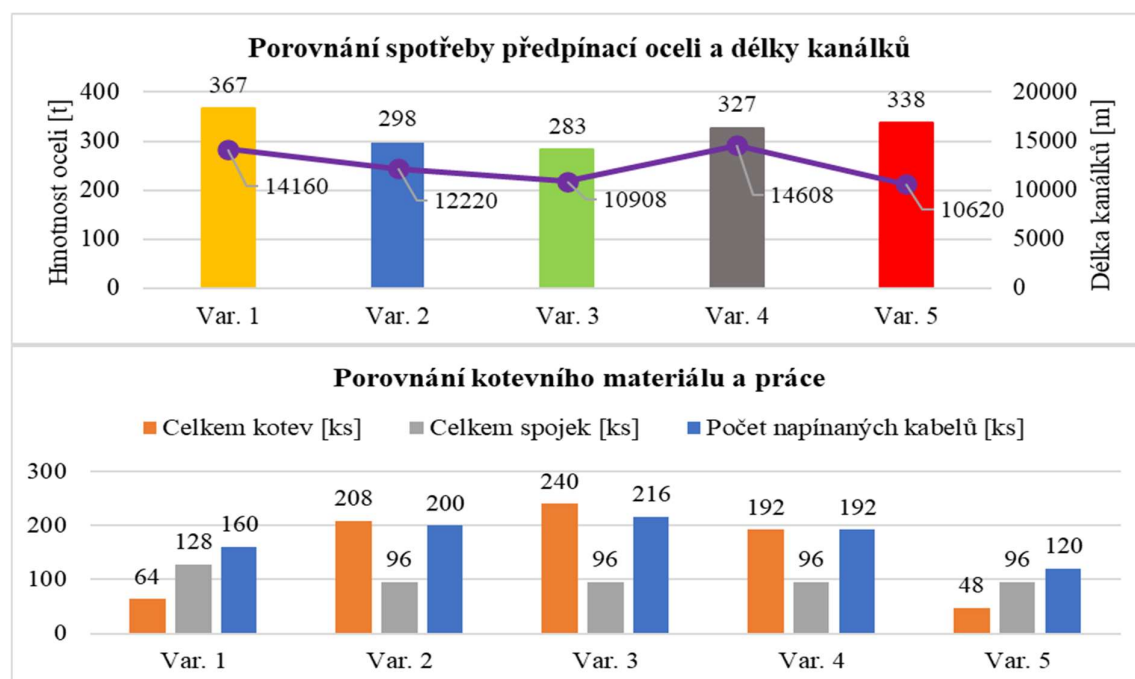


Tabulka 33: Výpočet hmotnosti předpínací oceli

Typ kotvy	Velikost kabelů	Var. 1	Var. 2	Var. 3	Var. 4	Var. 5
Spojky (kotva včetně části za pracovní spárou)	19 lanové	-	-	-	96	-
	22 lanové	128	96	96	-	-
	27 lanové	-	-	-	-	96
Aktivní kotvy napínané (opěry, příložky, překotvování)	12 lanové	-	80	-	-	-
	19 lanové	-	-	-	96	-
	22 lanové	32	24	120	-	-
	27 lanové	-	-	-	-	24
Pasivní nenapínané kotvy (opěry, příložky, překotvování)	12 lanové	-	80	-	-	-
	19 lanové	-	-	-	96	-
	22 lanové	32	24	120	-	-
	27 lanové	-	-	-	-	24
<b>Celkem kotev [ks]</b>		<b>64</b>	<b>208</b>	<b>240</b>	<b>192</b>	<b>48</b>
<b>Celkem spojek [ks]</b>		<b>128</b>	<b>96</b>	<b>96</b>	<b>96</b>	<b>96</b>
<b>Počet napínaných kabelů [ks]</b>		<b>160</b>	<b>200</b>	<b>216</b>	<b>192</b>	<b>120</b>

Tabulka 34: Počty kotev a napínacích prací

Typ kotvy	Velikost kabelů	Var. 1	Var. 2	Var. 3	Var. 4	Var. 5
Aktivní kotvy spojované	19 lanové	-	-	-	96	-
	22 lanové	128	96	96	-	-
	27 lanové	-	-	-	-	96
Aktivní kotvy napínané (opěry, příložky, překotvování)	12 lanové	-	80	-	-	-
	19 lanové	-	-	-	80	-
	22 lanové	16	12	108	-	-
	27 lanové	-	-	-	-	12
Pasivní nenapínané kotvy (opěry, příložky, překotvování)	12 lanové	-	80	-	-	-
	19 lanové	-	-	-	80	-
	22 lanové	16	12	108	-	-
	27 lanové	-	-	-	-	12
<b>Celkem kotev [ks]</b>		<b>160</b>	<b>280</b>	<b>312</b>	<b>256</b>	<b>120</b>
<b>Celkem spojek [ks]</b>		<b>128</b>	<b>96</b>	<b>96</b>	<b>96</b>	<b>96</b>
<b>Počet napínaných kabelů [ks]</b>		<b>144</b>	<b>188</b>	<b>204</b>	<b>176</b>	<b>108</b>



Obrázek 269: Porovnání navržených systémů předpětí

Nevýhody variant 2 a 4 již byly popsány. Do výsledného výběru proto vstupují varianty 3 a 5. Varianta 3 ušetří množství předpínací oceli, ale násobně zvýší počet kotev a vyžaduje větší počet napínacích cyklů včetně napínání uvnitř komory. Varianta 5 má naopak jednoduché napínání, ale náročnější práci s průběžnými kabely. Ceny kotevních prací a materiálu i cena předpínací oceli je v čase velice proměnná a výsledný návrh by mohl být ovlivněn i aktuálními cenovými hladinami.

V reálném projektu by byla výsledná varianta projednána a vybrána dle požadavků zhotovitele, investora i dodavatele předpínacího systému. V rámci této diplomové práce je výběr proveden pomocí multikriteriálního hodnocení, ve kterém jsou váhy kritérií přiřazeny autorem se snahou se reálnému projektu co nejvíce přiblížit. Pro diplomovou práci je vybrána jako výsledná varianta číslo 5 s 27 lanovými kabely.

Tabulka 35: Multikriteriální hodnocení navržených variant

Popis kritéria	Váha	Var. 1	Var. 2	Var. 3	Var. 4	Var. 5
Počet kotev	3	2	4	5	3	1
Počet spojek	3	2	1	1	1	1
Počet napínání	3	2	4	6	3	1
Hmotnost předpínací oceli	2	5	2	1	3	4
Celková délka kanálků	1	4	3	2	5	1
Předpínání uvnitř komory	2	1	1	2	2	1
Proveditelnost s ohledem na postup výstavby	10	1	3	1	2	1
Možnost protahování lan po betonáži	1	2	2	1	2	2
Uspořádání kotev v čele pracovní spáry	4	4	1	1	2	2
Použití méně často užívaných kabelů	1	1	1	1	1	2
Lokální účinky v kotevní oblasti	1	2	2	2	1	3
Složitost trasování, křížení kabelů	1	2	1	3	4	1
Tahové napětí během výstavby	1	2	1	1	2	2
Vyrovnění účinků stálého zatížení	1	2	5	3	4	1
<b>Celkový počet bodů</b>		<b>71</b>	<b>82</b>	<b>69</b>	<b>78</b>	<b>49</b>
<b>Pořadí</b>		<b>2</b>	<b>5</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>1</b>

## 6.8 Posouzení nosné konstrukce - MSP

Výsledné posouzení je provedeno pouze pro vítěznou variantu s uvážením fázovaného průřezu. Nerovnoměrné sedání je ve výsledném posouzení sníženo na uvažovanou hodnotu 10 mm. Před samotným posouzením je popsán přístup k diferenčnímu smršťování a k zohlednění interakce tuhosti výsuvné skruže s nosnou konstrukcí.

### 6.8.1 Reologické účinky – diferenční smršťování

Pro výpočet smršťování je v programu Midas Civil zvolen postup dle evropských norem. Zadání vyžaduje pevnostní třídu betonu, druh cementu, délku ošetřování a velice důležitý náhradní rozměr průřezu  $h_0$ , který je dán poměrem  $2A_c/u$ . Pro spřažené průřezy se zadává  $h_0$  pro obě části.

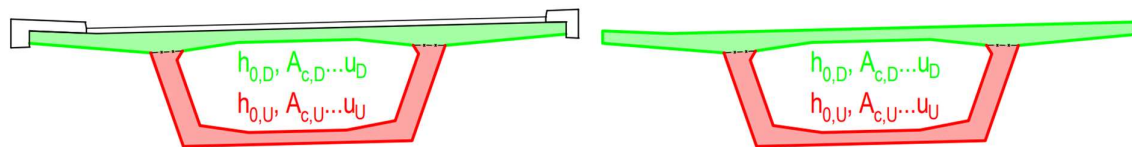
Tabulka 36: Výpočet náhradních rozměrů prvku pro všechny fázované průřezy

Typ průřezu	Plocha $A_c$ [m <sup>2</sup> ]	Vysychající obvod $u$ [m]		Náhradní rozměr $h_0$ [m]	
		Bez svršku	Se svrškem	Bez svršku	Se svrškem
U průřez v poli	4,319	19,203		<b>0,450</b>	
U průřez u podpory	5,427	18,984		<b>0,572</b>	
U průřez pilířového příčnicku	9,652	16,999		<b>1,136</b>	
U průřez opěrového příčnicku	10,104	15,859		<b>1,274</b>	
Horní deska v poli	5,072	25,373	11,624	<b>0,400</b>	0,873
Horní deska u podpory	5,064	25,170	11,420	<b>0,402</b>	0,887
Horní deska pilířového příčnicku	5,064	23,126	9,376	<b>0,438</b>	1,080
Horní deska opěrového příčnicku	7,890	22,970	8,960	<b>0,687</b>	1,761

Stanovení plochy průřezu  $A_c$  je jednoznačné, ale vysychající obvod  $u$  závisí na přístupu. Výstavba celé mostní konstrukce potrvá minimálně 2 roky a po tuto dobu nebude konstrukce zakryta mostním svrškem, který by vysychání zabraňoval. Smršťování je nejvýraznější v době nízkého stáří betonu. Proto je zvolen vysychající obvod včetně horní desky.

PROVOZ - MOSTNÍ SVRŠEK ZABRAŇUJE VYSYCHÁNÍ

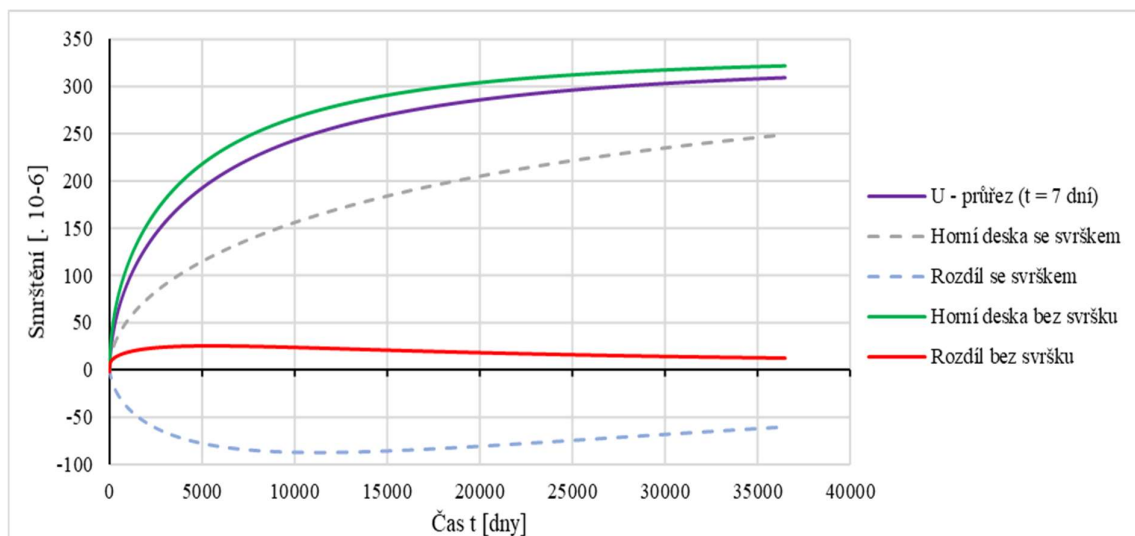
VÝSTAVBA - VYSYCHÁ CELÁ HORNÍ DESKA



Obrázek 270: Přístupy k výpočtu náhradního rozměru průřezu

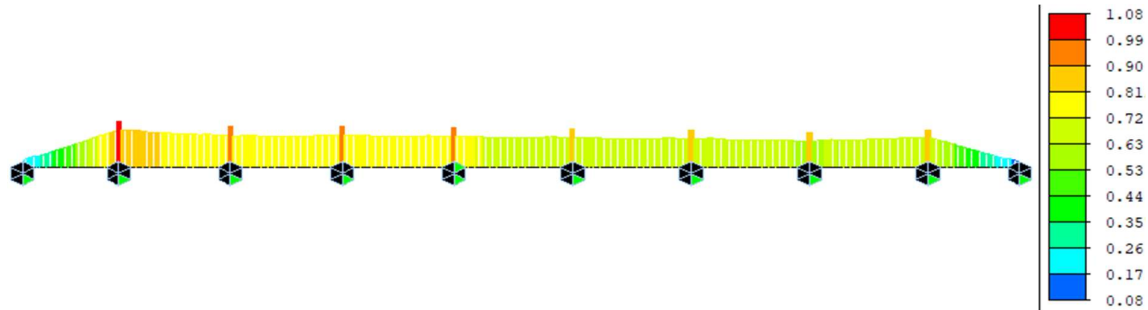
Pokud by vysychající obvod byl zmenšen o horní desku, smršťování by probíhalo u horní desky pomaleji než u spodního U průřezu i se zohledněním časového rozdílu 7 dní a horní deska by byla od diferenčního smršťování tlačena, což je v rozporu s předpokládaným chováním.

Tyto skutečnosti prokazují graficky znázorněné průběhy smršťování získané pro zadané průřezy programem CaS (autor programu: doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.)



Obrázek 271: Grafické srovnání průběhů smršťování

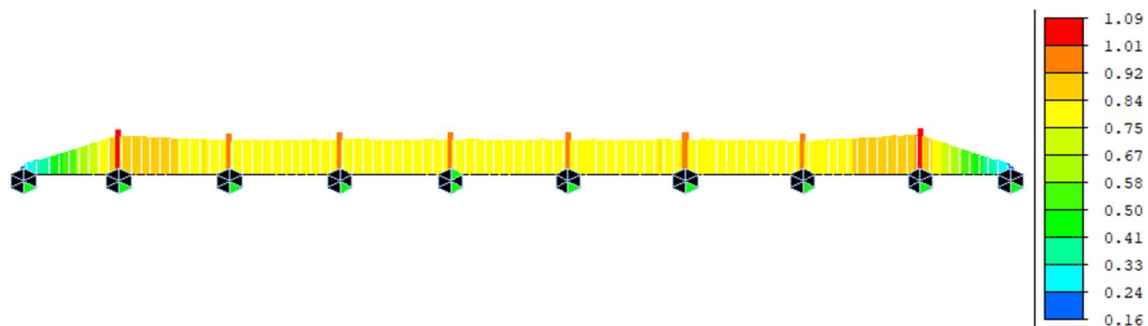
Z výpočtu v programu Midas Civil se předpoklady získané programem CaS potvrdily a ukázalo se, že diferenční smršťování má největší vliv v prvních letech od začátku výstavby a poté se snižuje. I na konci životnosti však vliv diferenčního smršťování zůstává, což potvrdily grafy z programu CaS i průběhy napětí z Midas Civil. Maximální tahové napětí v době uvedení do provozu je 1,08 u příčnicku podpory P2. U průřezu v poli je hodnota 0,7 MPa.



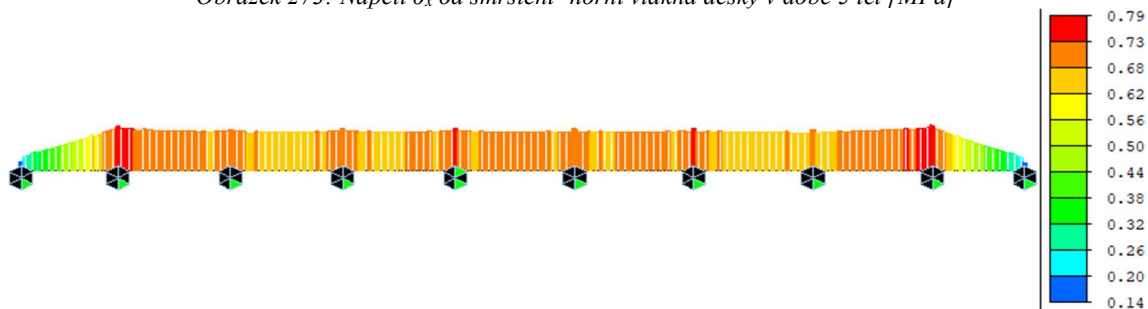
Obrázek 272: Napětí  $\sigma_x$  od smrštění- horní vlákna desky v UP [MPa]

Pro zobrazení maximálního tahového napětí od diferenčního smršťování je vytvořena pomocná fáze v 5 letech od začátku výstavby. Toto místo odpovídá maximální pořadnici rozdílu smrštění v uvedeném grafu z programu CaS a hodnota tahového napětí v poli dosahuje 0,82 MPa. Od této fáze do konce životnosti se vliv diferenčního smršťování snižuje na hodnotu tahového napětí v poli 0,68 MPa.

Tato tahová namáhání v horní desce mají za následek přidání tlakového napětí do horních vláken spodní části průřezu a vzhledem k nejistotě průběhu smrštění by měla být v těchto vláknech ponechána dostatečná rezerva, aby požadavky na normálová napětí byly splněny i bez tohoto tlakového příspěvku od diferenčního smršťování.



Obrázek 273: Napětí  $\sigma_x$  od smrštění- horní vlákna desky v době 5 let [MPa]

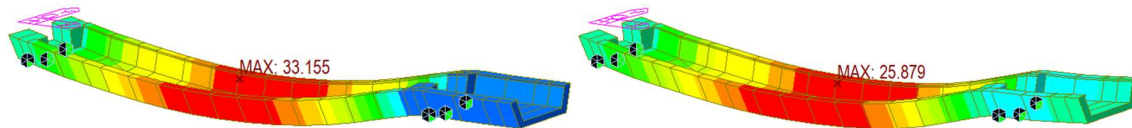


Obrázek 274: Napětí  $\sigma_x$  od smrštění- horní vlákna desky na KŽ [MPa]

## 6.8.2 Analýza vlivu interakce s výsuvnou skruží

V této kapitole je podrobněji zkoumán vliv zavedení tuhosti skruže do výpočetního modelu. Vlastní tíha skruže a bednění má dle výpočtu z kapitoly 5.2.3.6 minimální průhyb v místě betonovaného taktu, který je způsoben značnou protiváhou dlouhých konzol.

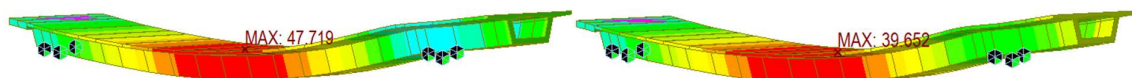
Na následujících obrázcích jsou postupně zobrazeny průhyby konstrukce při betonáži prvního taktu. Jedná se o fáze: betonáž U průřezu, částečné předpětí U průřezu, betonáž horní desky, dopnutí zbývajících kabelů v pracovní spáře, odskružení a jako poslední připnutí skruže na konzolu pro následnou betonáž dalšího taktu.



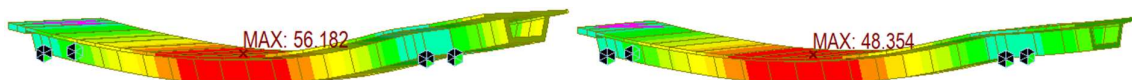
Obrázek 275: Průhyb – vlevo betonáž U, vpravo předpětí U [mm]

Průhyb 33 mm v první fázi betonáže není důležitý, protože se odehrává v čerstvém betonu a nezpůsobuje napětí v průřezu. V druhé fázi je patrný vliv zvedaných kabelů, které sníží počáteční průhyb a tím i sníží namáhání výsuvné skruže. V této fázi má již spodní část průřezu dostatečnou pevnost a začíná se aktivně podílet na chování systému betonový průřez – skruž.

Tento systém není spřažený a v místě bednění se může volně posouvat, což umožňuje také teoretický výpočetní model. Výsuvná skruž po celou dobu taktu tvoří podporu U průřezu, který není samonosný. Betonáž horní desky, která má značnou plochu průřezu, vyvolá od tohoto stavu svislou deformaci o velikosti uprostřed rozpětí 20 mm. Cílem je prokázat, že tato deformace bude mít vliv nejen na namáhání skruže, ale i na namáhání betonového průřezu, u kterého by dle předpokladu autora měla vyvodit tahová napětí u spodních vláken.

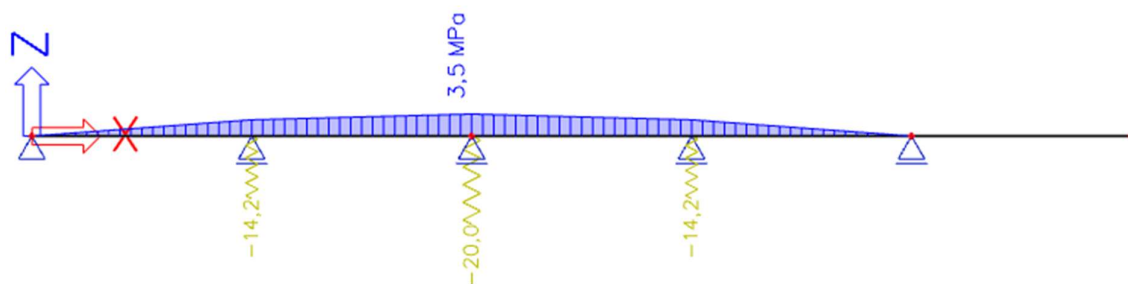


Obrázek 276: Průhyb – vlevo betonáž desky, vpravo předpětí celého průřezu [mm]



Obrázek 277: Průhyb – vlevo odskružení, vpravo přidání reakce na konzolu [mm]

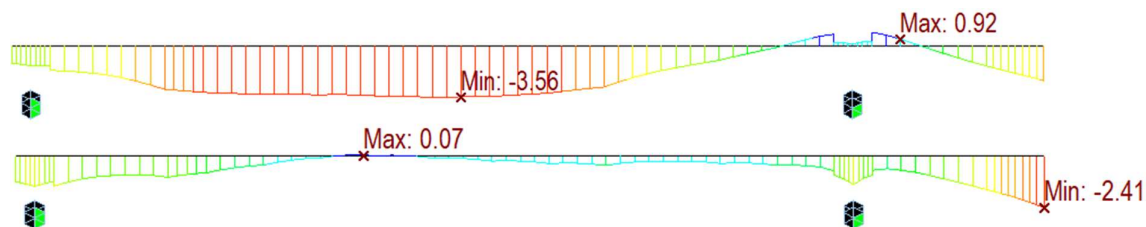
Pro prokázání je vytvořen jednoduchý model nosníku s převislým koncem o odpovídajících rozměrech 1. taktu s uvažovaným U průřezem. K tomuto nosníku jsou v polovině a čtvrtinách přidány další posuvné klouby, na které je zadáno zatížení vynuceným poklesem podpor o odpovídajících velikostech deformace skruže po betonáži horní desky. Tento výpočetní model je popsán na následujícím obrázku, který zároveň zobrazuje způsobené tahové napětí ve spodních vláknech.



Obrázek 278: Model pro ověření chování s napětím ve spodních vláknech od poklesu

Toto ověření ukazuje další důvod, proč je výhodné spodní část průřezu částečně předepnout. Pokud by v této fázi průřez nebyl předepnutý a nebyla by v něm vytvořena tlaková rezerva, došlo by ve fázi betonáže horní desky k významným tahovým napětím u spodních vláken, která by dle pomocného výpočtu znamenala výrazné překročení 7 denní střední hodnoty pevnosti betonu v tahu, a tedy ke vzniku trhlin a nesplnění normových kritérií.

Předpoklad pomocného výpočtu je s velmi dobrou shodou výsledků prokázán průběhy napětí u spodních vláken ve fázi předpětí U průřezu a následné betonáže horní desky, kde se díky popsané deformaci sníží napětí o přibližně 3,5 MPa. Zároveň je prokázáno, že je navrženo dostatečné částečné předpětí, které zajistí, že tento stav vyhoví.



Obrázek 279:  $\sigma_x$ , dolní vlákna – nahoře částečné předpětí, dole betonáž desky [MPa]

Tento vliv je možné zohlednit pouze modelem s fázovaným průřezem a zohledněnou tuhostí skruže. Pokud by skruž byla nekonečně tuhá, žádná deformace ani způsobené tahové napětí by nevznikalo a tato fáze výstavby by nebyla uvážena.

Zavedení interakce skruže s nosnou konstrukcí má tedy hlavní význam při zohlednění napětí v době betonáže horní části průřezu a pro ověření, zda částečné předpětí vyvolá dostatečnou tlakovou rezervu. Zároveň tento postup dokazuje, že bez částečného předpínání spodní části průřezu by mohlo dojít k problémům s nadbytečným tahovým namáháním a vzniku trhlin.

Při kontrole průhybů konstrukce je nalezena jistá nevýhoda uspořádání předpětí pomocí dvoupolových kabelů. Po dokončení taktu je napnuta pouze polovina kabelů a druhá polovina je kotvena až v následující pracovní spáře. Ačkoliv všech 12 navržených kabelů vyrovná více než 100% účinků stálého zatížení na konci životnosti, pouze polovina kabelů nestačí na vyrovnání vlastní tíhy celého průřezu a po odskržení dochází k nárůstu průhybu, což znamená,

že se konstrukce předpětím nenadzdvihne a v době odskržení leží na bedněch a klesá s nimi do úrovně, ve které zůstane jako samonosná.

To by mohlo působit značné problémy zvláště u pevných skruží s manuálním odskržovacím zařízením jako mají například věže PIŽMO. Betonový průřez by totiž toto zařízení neustále zatěžoval svou tíhou a bylo by velice náročné odskržení provést. U skruže ŽM16 je po inovaci pilířových vzpěr dle [12] pro odskržení použito hydraulických lisů, které by tento problém mít neměly.

### 6.8.3 Posouzení normálových napětí během výstavby

Před uvedením do provozu obsahuje výpočetní model 54 fází výstavby. U průřezu je díky oddělené betonáži spodní části a horní desky různé napětí a v přechodu pracovní spáry se skokově mění. V každé z fází je proto nutné vyhodnotit normálové napětí u dolních i horních vláken obou částí průřezu.

Vzhledem k počtu nutných obrázků a opakovatelnosti taktů je v posouzení uveden pouze betonážní takt 1, 2 a 6, které zobrazí takt v krajním poli a v mezilehlých polích délky 50 i 53 m. Ostatní taktů rovněž vyhoví.

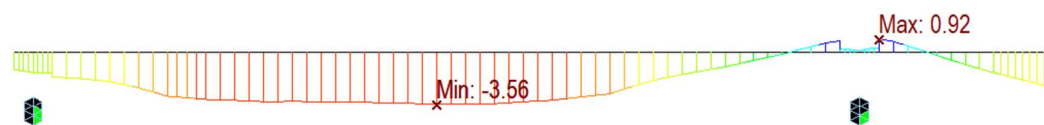
#### 6.8.3.1 Betonážní takt 1

Z následujících průběhů napětí v rozhodujících vláknech jsou posouzeny maximální hodnoty napětí s příslušnou časově závislou pevností betonu:

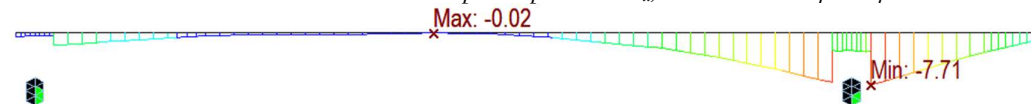
$$\sigma_{c,max} = 8,34 \text{ MPa} < \sigma_{c,t=14,lim} = 13,85 \text{ MPa} \dots \text{vyhovuje}$$

$$\sigma_{t,max} = 0,92 \text{ MPa} < \sigma_{t,t=6,lim} = 2,39 \text{ MPa} \dots \text{vyhovuje}$$

##### 6.8.3.1.1 Předpětí U průřezu

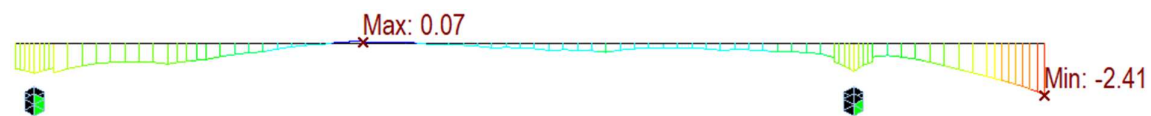


Obrázek 280: Předpětí U průřezu -  $\sigma_x$ , dolní vlákna U [MPa]

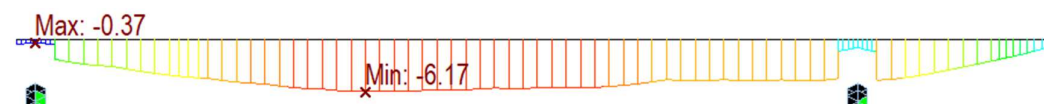


Obrázek 281: Předpětí U průřezu -  $\sigma_x$ , horní vlákna U [MPa]

##### 6.8.3.1.2 Betonáž desky

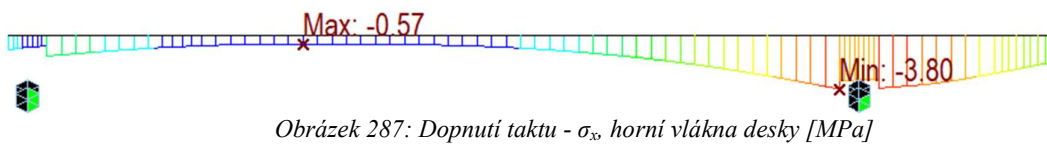
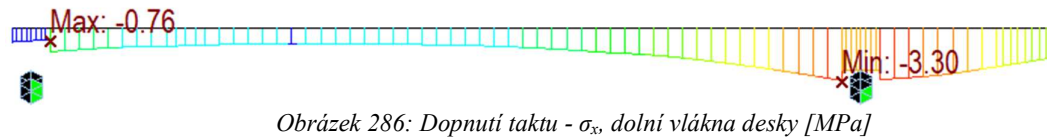
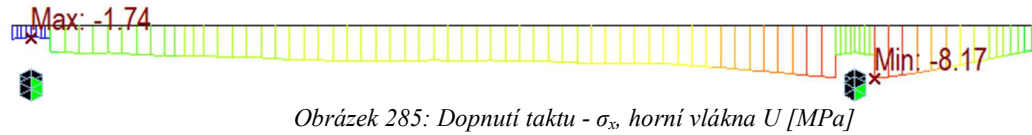
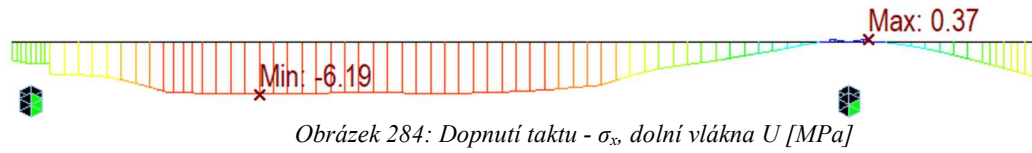


Obrázek 282: Betonáž desky -  $\sigma_x$ , dolní vlákna U [MPa]

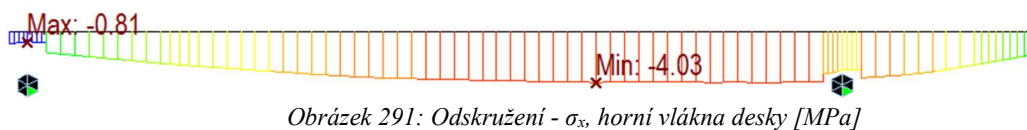
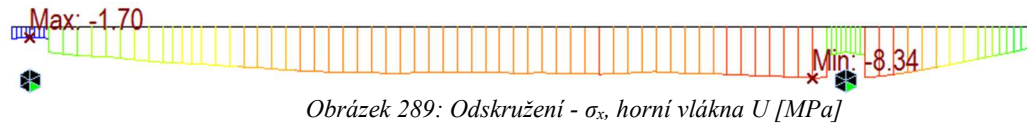
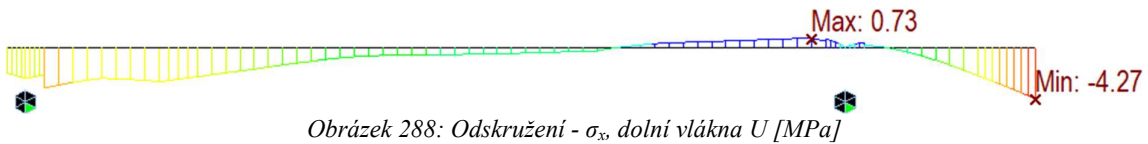


Obrázek 283: Betonáž desky -  $\sigma_x$ , horní vlákna U [MPa]

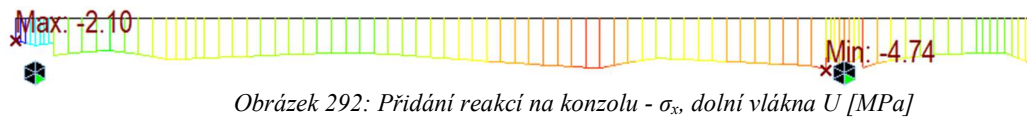
### 6.8.3.1.3 Dopnutí taktu



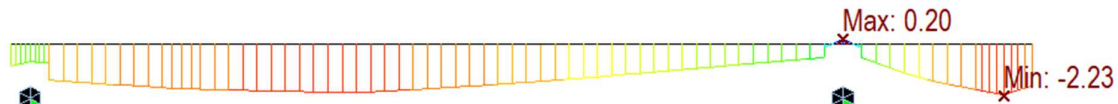
### 6.8.3.1.4 Odskružení



### 6.8.3.1.5 Přidání reakcí na konzolu







Obrázek 295: Přidání reakcí na konzolu -  $\sigma_x$ , horní vlákna desky [MPa]

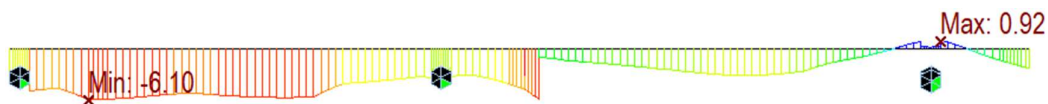
### 6.8.3.2 Betonážní takt 2

V nově budovaném taktu se opakuje podobný trend, jako u taktu 1. Největší tlaková napětí se nachází v taktu 1, kde je po předepnutí taktu 2 napnuta veškerá předpínací výztuž. Z následujících průběhů napětí v rozhodujících vláknech jsou posouzeny maximální hodnoty napětí s příslušnou časově závislou pevností betonu:

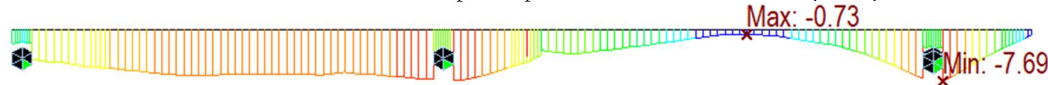
$$\sigma_{c,max} = 11,74 \text{ MPa} < \sigma_{c,t=28,lim} = 15,75 \text{ MPa} \dots \text{vyhovuje}$$

$$\sigma_{t,max} = 0,92 \text{ MPa} < \sigma_{t,t=6,lim} = 2,39 \text{ MPa} \dots \text{vyhovuje}$$

#### 6.8.3.2.1 Předpětí U průřezu

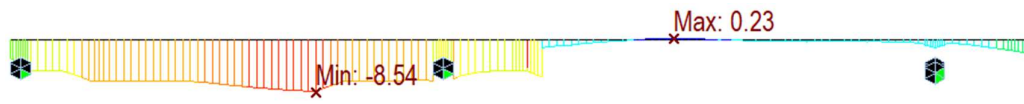


Obrázek 296: Předpětí U průřezu -  $\sigma_x$ , dolní vlákna U [MPa]

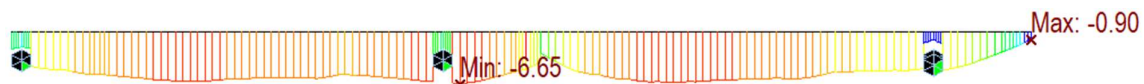


Obrázek 297: Předpětí U průřezu -  $\sigma_x$ , horní vlákna U [MPa]

#### 6.8.3.2.2 Betonáž desky



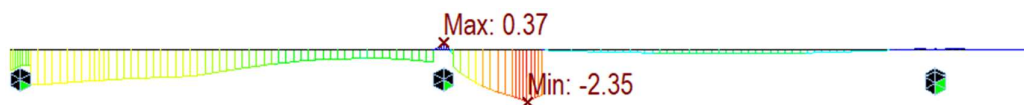
Obrázek 298: Betonáž desky -  $\sigma_x$ , dolní vlákna U [MPa]



Obrázek 299: Betonáž desky -  $\sigma_x$ , horní vlákna U [MPa]

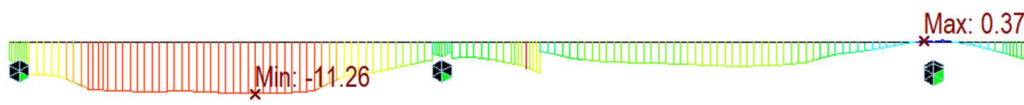


Obrázek 300: Betonáž desky -  $\sigma_x$ , dolní vlákna desky [MPa]

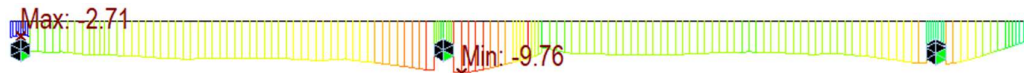


Obrázek 301: Betonáž desky -  $\sigma_x$ , horní vlákna desky [MPa]

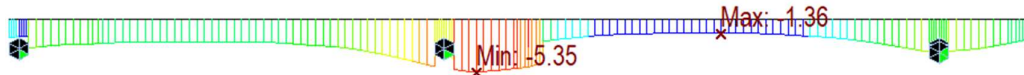
#### 6.8.3.2.3 Dopnutí taktu



Obrázek 302: Dopnutí taktu -  $\sigma_x$ , dolní vlákna U [MPa]



Obrázek 303: Dopnutí taktu -  $\sigma_x$ , horní vlákna U [MPa]

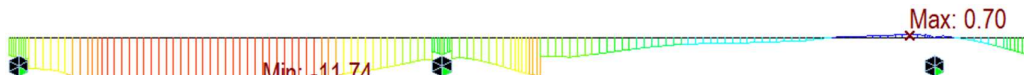


Obrázek 304: Dopnutí taktu -  $\sigma_x$ , dolní vlákna desky [MPa]

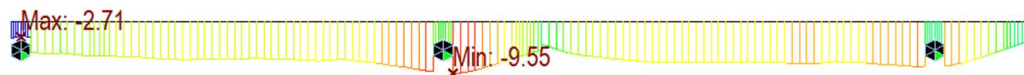


Obrázek 305: Dopnutí taktu -  $\sigma_x$ , horní vlákna desky [MPa]

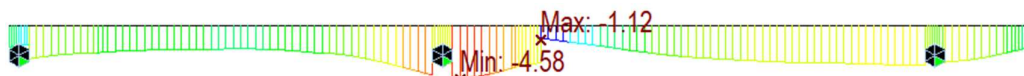
#### 6.8.3.2.4 Odkružení



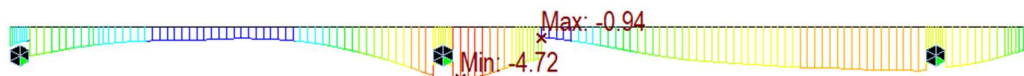
Obrázek 306: Odkružení -  $\sigma_x$ , dolní vlákna U [MPa]



Obrázek 307: Odkružení -  $\sigma_x$ , horní vlákna U [MPa]

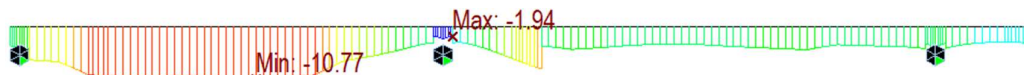


Obrázek 308: Odkružení -  $\sigma_x$ , dolní vlákna desky [MPa]

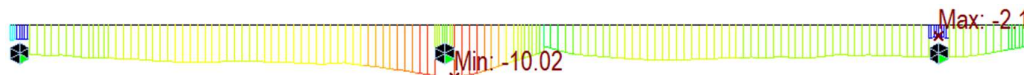


Obrázek 309: Odkružení -  $\sigma_x$ , horní vlákna desky [MPa]

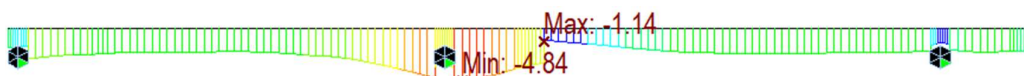
#### 6.8.3.2.5 Přidání reakcí na konzolu



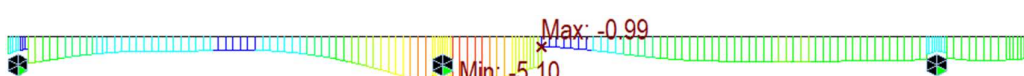
Obrázek 310: Přidání reakcí na konzolu -  $\sigma_x$ , dolní vlákna U [MPa]



Obrázek 311: Přidání reakcí na konzolu -  $\sigma_x$ , horní vlákna U [MPa]



Obrázek 312: Přidání reakcí na konzolu -  $\sigma_x$ , dolní vlákna desky [MPa]



Obrázek 313: Přidání reakcí na konzolu -  $\sigma_x$ , horní vlákna desky [MPa]

#### 6.8.3.3 Betonážní takt 6

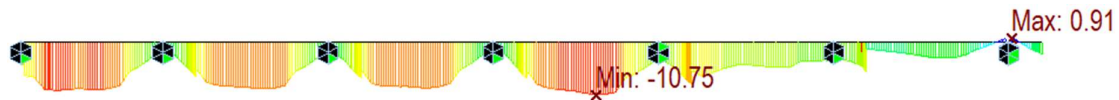
U většího rozpětí je patrné větší tahové namáhání v různých fázích výstavby. Další takty shodné délky se výsledky téměř neliší. Do tohoto posudku je přidán rozhodující stav z hlediska tlačeného betonu, který nastává při dopnutí krajního pole v taktu 9, ačkoliv je v tomto taktu ubrána dvojice předpínacích kabelů. Důvodem tohoto tlakového napětí jsou výrazně nižší ztráty

předpětí, protože kabely do těchto míst nepřechází od kotvení přes 2 pole a kotví se najednou po dokončení taktu. Z následujících průběhů napětí v rozhodujících vláknech jsou posouzeny maximální hodnoty napětí s příslušnou časově závislou pevností betonu:

$$\sigma_{c,\max} = 12,30 \text{ MPa} < \sigma_{c,t=14,\text{lim}} = 13,85 \text{ MPa} \dots \text{vyhovuje}$$

$$\sigma_{t,\max} = 1,09 \text{ MPa} < \sigma_{t,t=14,\text{lim}} = 2,89 \text{ MPa} \dots \text{vyhovuje}$$

### 6.8.3.3.1 Předpětí U průřezu



Obrázek 314: Předpětí U průřezu -  $\sigma_x$ , dolní vlákna U [MPa]

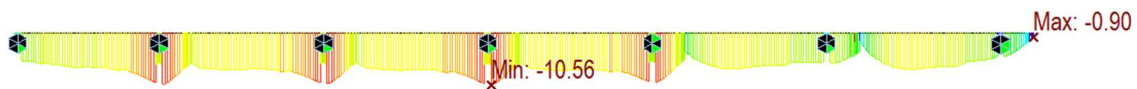


Obrázek 315: Předpětí U průřezu -  $\sigma_x$ , horní vlákna U [MPa]

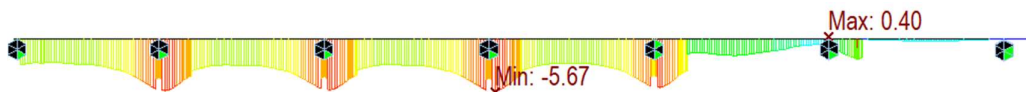
### 6.8.3.3.2 Betonáž desky



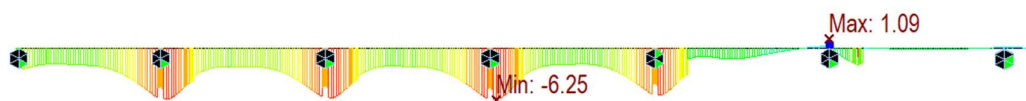
Obrázek 316: Betonáž desky -  $\sigma_x$ , dolní vlákna U [MPa]



Obrázek 317: Betonáž desky -  $\sigma_x$ , horní vlákna U [MPa]

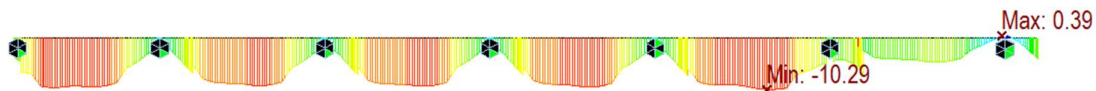


Obrázek 318: Betonáž desky -  $\sigma_x$ , dolní vlákna desky [MPa]

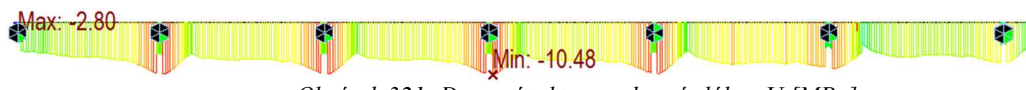


Obrázek 319: Betonáž desky -  $\sigma_x$ , horní vlákna desky [MPa]

### 6.8.3.3.3 Dopnutí taktu



Obrázek 320: Dopnutí taktu -  $\sigma_x$ , dolní vlákna U [MPa]



Obrázek 321: Dopnutí taktu -  $\sigma_x$ , horní vlákna U [MPa]

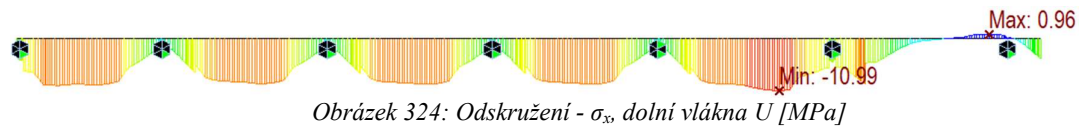


Obrázek 322: Dopnutí taktu -  $\sigma_x$ , dolní vlákna desky [MPa]

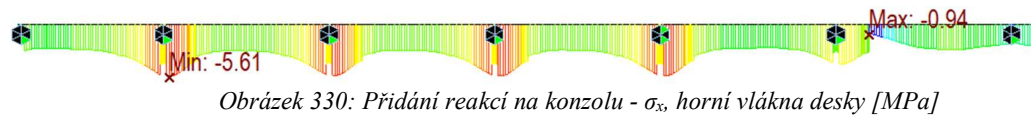


Obrázek 323: Dopnutí taktu -  $\sigma_x$ , horní vlákna desky [MPa]

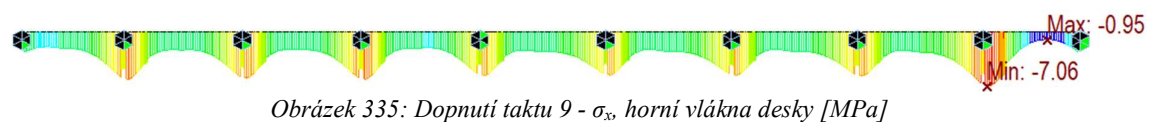
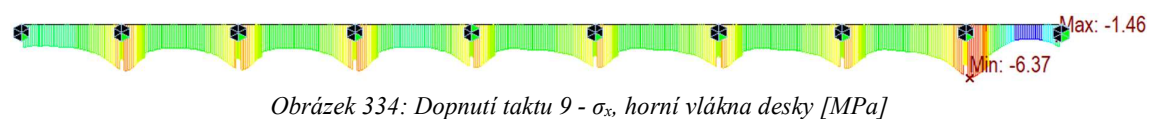
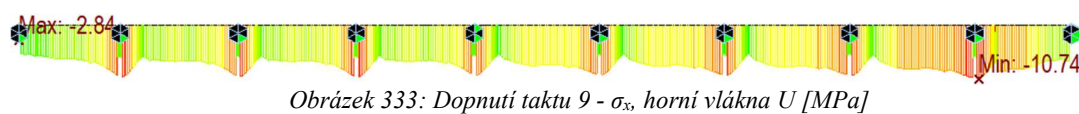
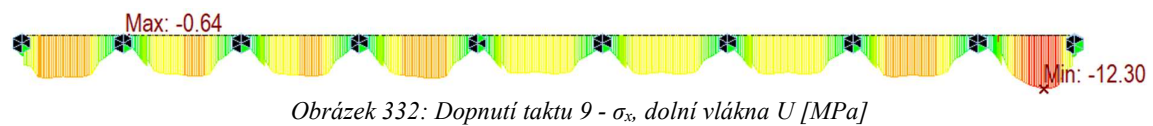
#### 6.8.3.3.4 Odskružení



#### 6.8.3.3.5 Přidání reakcí na konzolu



#### 6.8.3.3.6 Dopnutí taktu 9



#### 6.8.3.4 Shrnutí

Z posouzení normálových napětí je velmi dobře vidět nutnost částečného předpětí, bez kterého by došlo ke vzniku trhlin. I s tímto předpětím se v delších polích po betonáži horní desky nachází u dolních vláken v poli tahová napětí o velikosti 1,09 MPa, což by i při přidání vlivu staveništního zatížení 0,63 MPa bezpečně vyhovělo požadovaným hodnotám MSP.

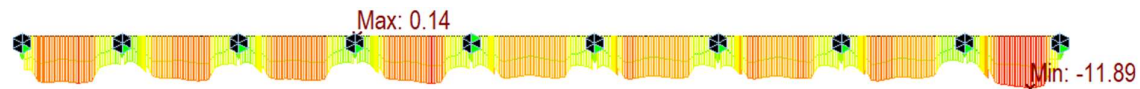
Další tahová napětí, která byla zjištěna až u fázovaného modelu, nastávají v době částečného předpětí spodní části průřezu. Tento průřez má oproti plnému průřezu velice nepříznivé průřezové charakteristiky a dvojice předpínacích kabelů vedená nad podporou u horních vláken vyvolá svými účinky 0,92 MPa tahové napětí ve spodních vláknech.

Poslední výskyt tahových napětí nastává při odskružení, kde u delšího pole v blízkosti podpor u spodních vláken dosahují až 0,97 MPa. Tato napětí jsou způsobena změněným statickým systémem na nosník s převislým koncem a ihned po přidání reakce od skruže a čerstvého betonu se v konstrukci nevyskytují. Samotná převislá konzola netvoří předešlému poli dostatečnou protiváhu jako je tomu při fungování spojitého nosníku.

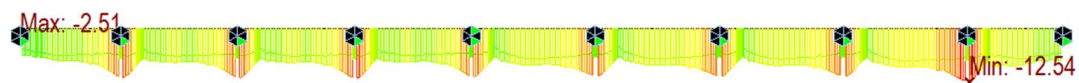
Tlaková napětí nečiní v žádných vláknech ani fázi výstavby potíže vzhledem k limitním hodnotám.

### 6.8.4 Posouzení normálových napětí v provozních stádiích

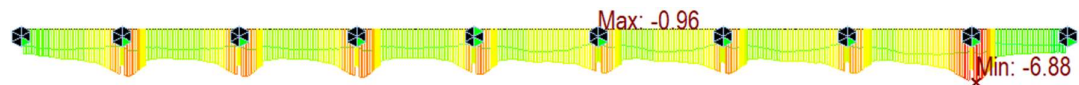
#### 6.8.4.1 Fáze uvedení do provozu



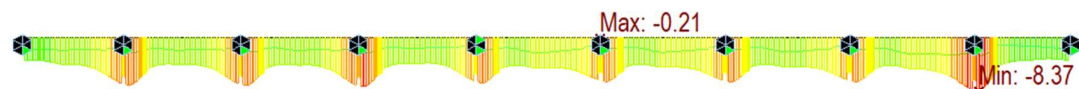
Obrázek 336: Kvazistálá kombinace - dolní vlákna U [MPa]



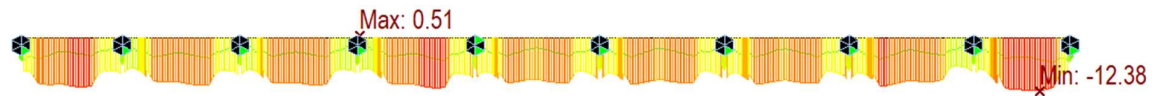
Obrázek 337: Kvazistálá kombinace - horní vlákna U [MPa]



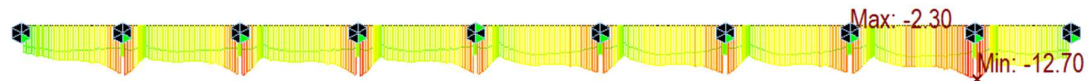
Obrázek 338: Kvazistálá kombinace - dolní vlákna desky [MPa]



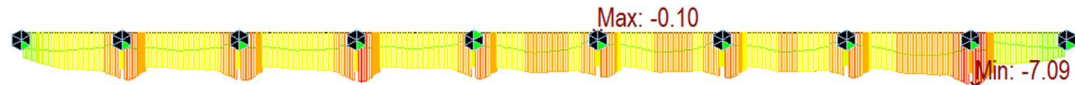
Obrázek 339: Kvazistálá kombinace - horní vlákna desky [MPa]



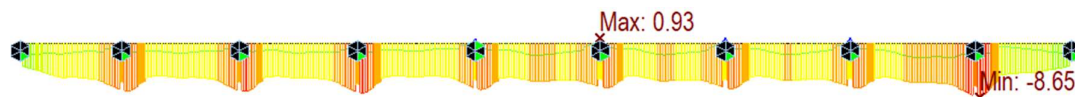
Obrázek 340: Častá kombinace - dolní vlákna U [MPa]



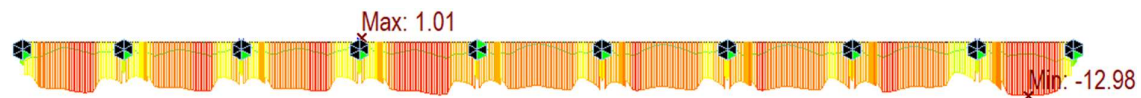
Obrázek 341: Častá kombinace - horní vlákna U [MPa]



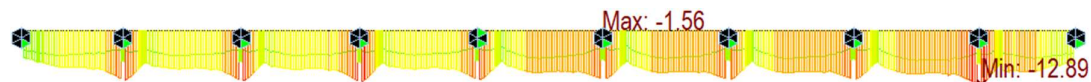
Obrázek 342: Častá kombinace - dolní vlákna desky [MPa]



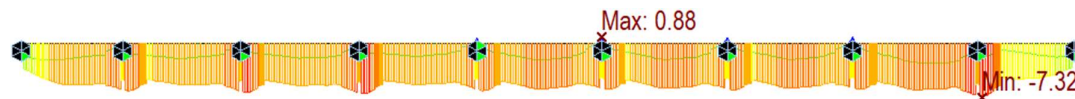
Obrázek 343: Častá kombinace - horní vlákna desky [MPa]



Obrázek 344: Charakteristická kombinace - dolní vlákna U [MPa]



Obrázek 345: Charakteristická kombinace - horní vlákna U [MPa]

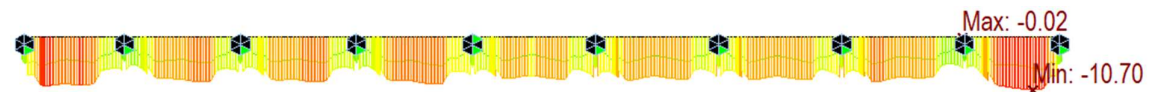


Obrázek 346: Charakteristická kombinace - dolní vlákna desky [MPa]

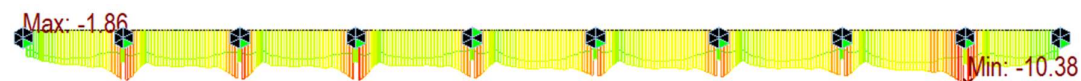


Obrázek 347: Charakteristická kombinace - horní vlákna desky [MPa]

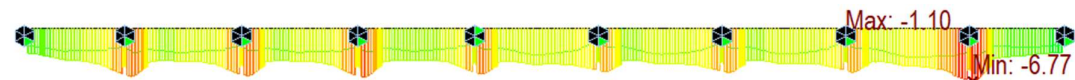
#### 6.8.4.2 Finální působení – konec životnosti



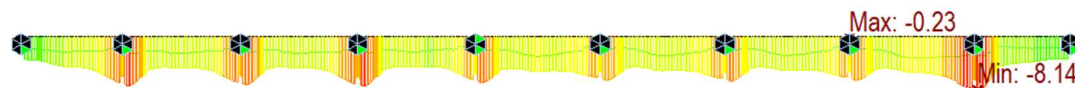
Obrázek 348: Kvazistálá kombinace - dolní vlákna U [MPa]



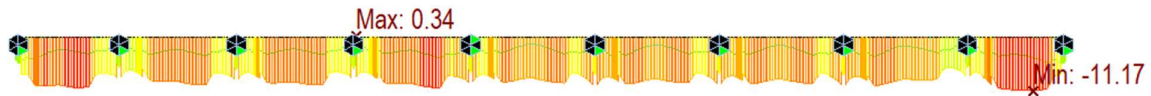
Obrázek 349: Kvazistálá kombinace - horní vlákna U [MPa]



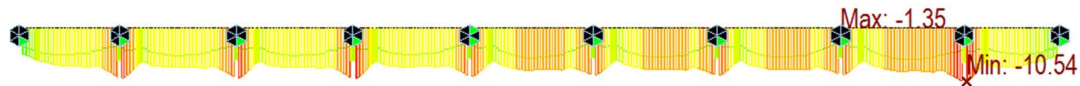
Obrázek 350: Kvazistálá kombinace - dolní vlákna desky [MPa]



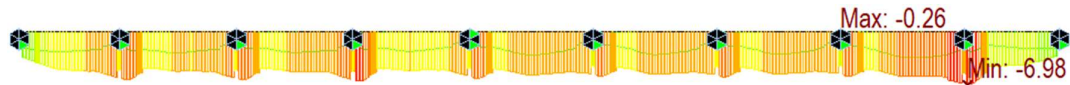
Obrázek 351: Kvazistálá kombinace - horní vlákna desky [MPa]



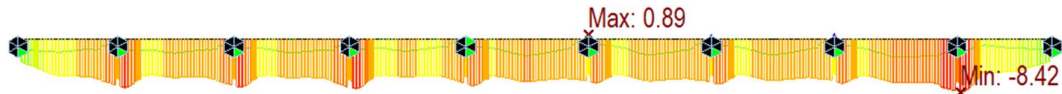
Obrázek 352: Častá kombinace - dolní vlákna U [MPa]



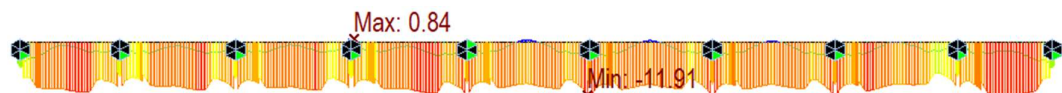
Obrázek 353: Častá kombinace - horní vlákna U [MPa]



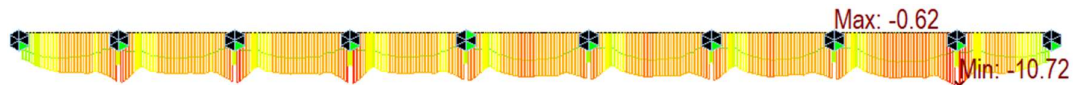
Obrázek 354: Častá kombinace - dolní vlákna desky [MPa]



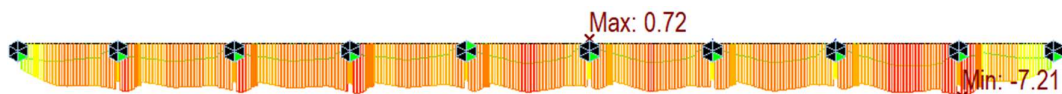
Obrázek 355: Častá kombinace - horní vlákna desky [MPa]



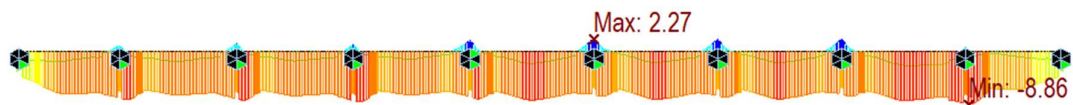
Obrázek 356: Charakteristická kombinace - dolní vlákna U [MPa]



Obrázek 357: Charakteristická kombinace - horní vlákna U [MPa]



Obrázek 358: Charakteristická kombinace - dolní vlákna desky [MPa]



Obrázek 359: Charakteristická kombinace - horní vlákna desky [MPa]

### 6.8.4.3 Shrnutí a posouzení

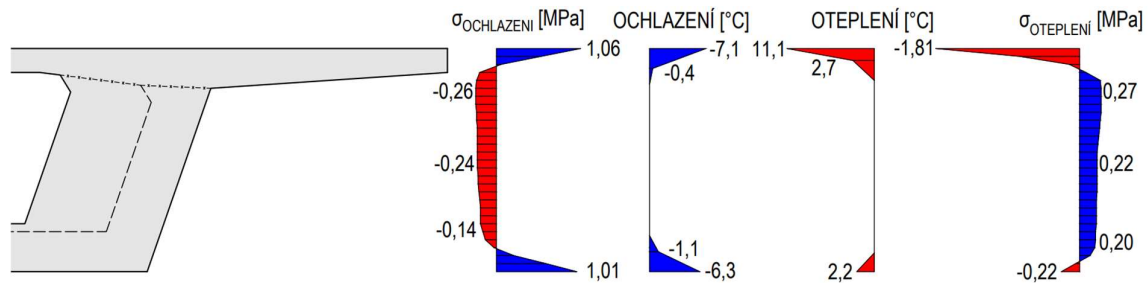
#### 6.8.4.3.1 Posouzení šířky trhlín

U horních vláken je ve všech průřezích dodrženo tlakové napětí. V době uvedení do provozu je u spodních vláken nad podporou P4 maximální tahové napětí 0,14 MPa. Toto napětí se nachází u opačných vláken než kanálky předpínací výztuže. Napětí vzniká při kvazistálé kombinaci, kde je tlakové napětí od stálého zatížení v dolních vláknech postaveno proti vlivu předpětí u opačných vláken. Menším vlivem se podílí také reologické vlivy, ochlazení a sedání, u kterého podpora P4 zaklesne oproti ostatním podporám a vzniká u dolních vláken tahové napětí.

Pro možnost posouzení je nejprve nutné analyzovat průběh nelineární teploty po průřezu. U teploty lineární lze přepočítat vnitřní síly na napětí po výšce průřezu, zatímco u té nelineární

to možné není a je nutné stanovit hodnotu napětí pro zadaná vlákna průřezu. Získání průběhu napětí po výšce průřezu je od ochlazení i oteplení vykresleno v rozhodujícím průřezu.

Problémy bude působit hlavně ochlazení, při kterém se krajní části průřezu díky snížení teploty snaží zkrátit, čemuž brání zbylá část průřezu a tomu odpovídá i vyvolané napětí. Krajní vlákna jsou tažena a jako jakýsi sekundární efekt vzniká tlakové napětí ve střední části průřezu. U oteplení je efekt obrácený, ale tlakové napětí u krajních vláken ani menší tahové napětí ve střední části nepůsobí při návrhu potíže.



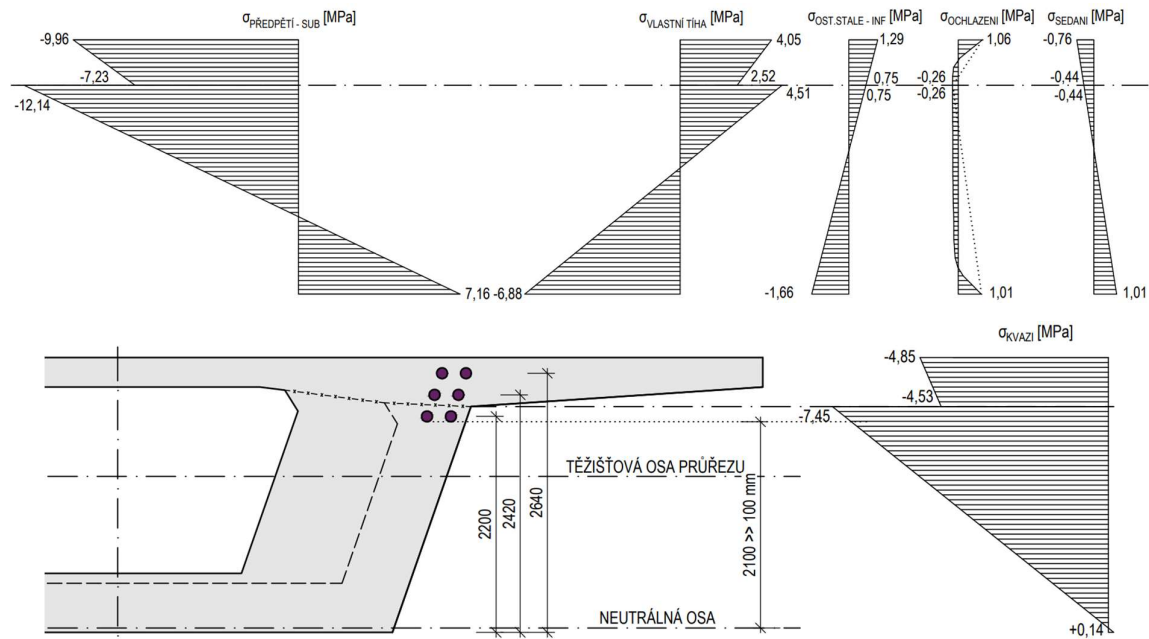
Obrázek 360: Normálové napětí  $\sigma_x$  od nelineární teploty

Z podrobnějšího posouzení průběhu napětí po průřezu je patrné, že kanálky se nachází ve výrazně větší vzdálenosti od tahové oblasti, než je normou požadovaných 100 mm. Z vykreslených napětí je také patrný vliv postupné výstavby a předpínání průřezu, které se projevuje skokovou změnou napětí v místě pracovní spáry.

Tento zlom se zároveň ukazuje pouze u předpětí a vlastní tíhy s reologickými účinky, které jsou postupnou výstavbou ovlivněny. Pro zatížení, která se vyskytují až na finálním statickém systému je pro kontrolu ověřeno, že tato skoková změna nenastává a vůči těmto vlivům je chování mostu shodné jako při použití průřezu nefázovaného.

**Posouzení dekomprese v kvazistálé kombinaci:**  $d = 2100 \text{ mm} \gg d_{\text{lim}} = 100 \text{ mm} \dots$  vyhovuje





Obrázek 361: Posouzení dekomprese v UP nad podporou P4

**Posouzení šířky trhlin v časté kombinaci:** Vyhovuje bez nutnosti výpočtu šířky trhlin, v časté kombinaci je maximální tahové napětí 0,89 MPa nad podporou P6 a nedojde ke vzniku trhlin:

$$\sigma_{t, \text{častá}} = 0,89 \text{ MPa} < f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa} \dots \text{vyhovuje}$$

Ke vzniku trhlin nedojde ani při charakteristické kombinaci s maximálním tahovým napětím 2,37 MPa nad podporou P6 a není třeba stanovit velikost napětí na průřezu oslabeném trhlinou.

#### 6.8.4.3.2 Posouzení omezení napětí

Maximální tlaková napětí v kvazistálé i charakteristické se objevují v době uvedení do provozu vzhledem k menší velikosti ztrát předpětí. Nachází se v poli 9 u spodních vláken a nad podporou P9 u horních vláken U průřezu. Limitní hodnoty pro obě kombinace jsou bezpečně splněny:

$$\sigma_{c, \text{charakteristická}} = 12,89 \text{ MPa} < 0,6 * f_{ck} = 21,0 \text{ MPa} \dots \text{vyhovuje}$$

$$\sigma_{c, \text{kvazistálá}} = 12,54 \text{ MPa} < 0,45 * f_{ck} = 15,75 \text{ MPa} \dots \text{vyhovuje}$$

#### 6.8.5 Posouzení napětí v předpínací výztuži

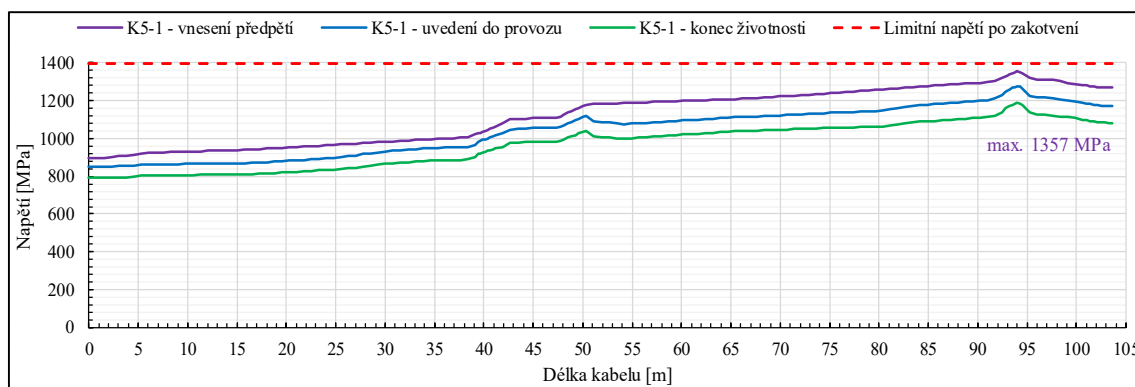
Předpínací kabely jsou napínány na předpínací napětí 1450 MPa. Pro všechny kabely je provedeno posouzení maximálního napětí po zakotvení, které je dle kapitoly 6.2.3 1394 MPa. Toto napětí je u všech použitých kabelů splněno s maximem u kabelu K9-1b, který má po své délce nejvyšší napětí 1387 MPa. Pro ukázkou jsou vykresleny průběhy napětí v době vnesení předpětí, uvedení do provozu a na konci životnosti u několika předpínacích kabelů.

Toto vykreslení je provedeno pro typické dvoupolové kabely s označením K5. Z vykreslení je dobře viditelný vliv výrazných ztrát třením v místě malých poloměrů u přechodů k horním vláknům průřezu přes podporu a pozvolnější klesání v místě táhlých oblouků v poli.

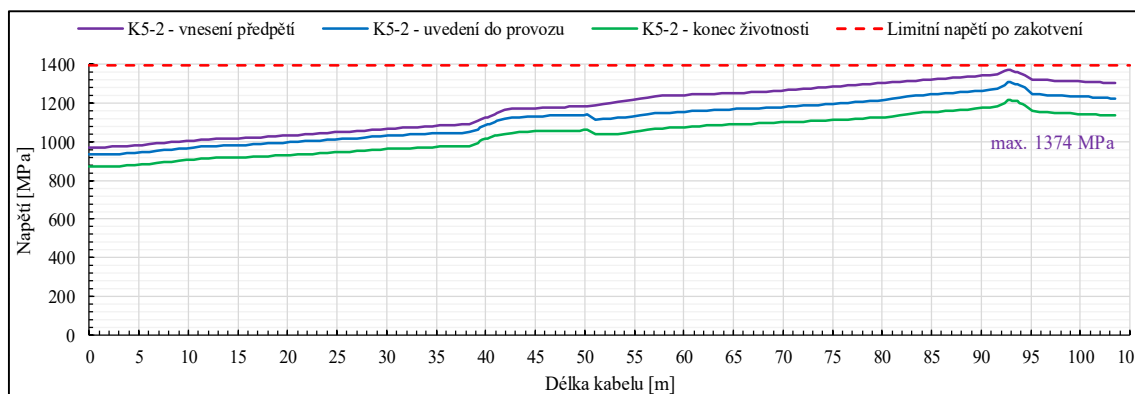
Zároveň je viditelný vliv pokluzu a jeho dosahu vzhledem k rozdílným poloměrům a úhlovým změnám v oblasti mezi podporou a pracovní spárou. To se projevuje i rozdílným maximálním napětím po délce kabelu, které ukazuje, že nejmenší vliv ztrát od tření a pokluzu v této oblasti je u prostředních kabelů s označením K5-2L a K52-P.

Největší rozdíl napětí v přechodu průběžné pracovní spáry a následné podpory v oblasti 40 a 50 m délky je u kabelů K5-1L a K5-1P, které prochází pod všemi kotvenými kabely a k horním vláknům nad podporu se dostávají malými poloměry zaoblení. Tento vliv se projeví i do dalšího pole a na nenapínané straně kabelu se u této dvojice nachází nejmenší napětí.

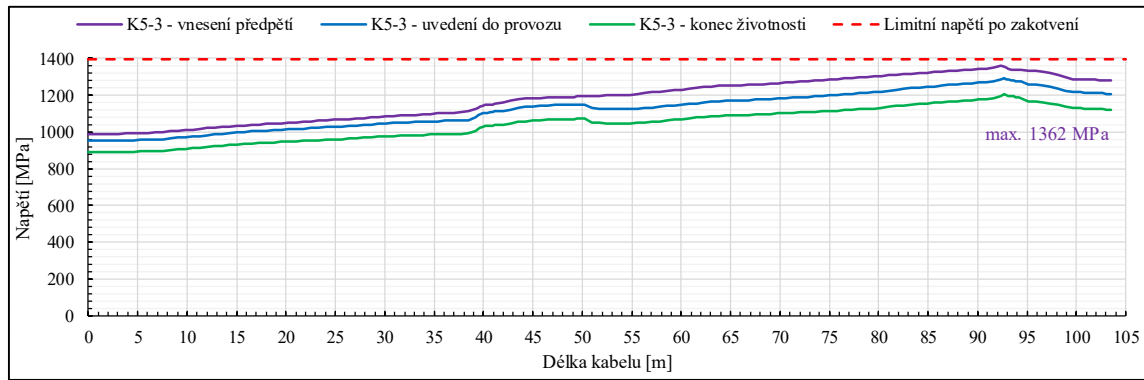
Tyto kabely mají také větší rozdíl v napětí mezi zakotvením a uvedením do provozu, což je způsobené ztrátou postupným napínáním. Kabely K5-2 a K5-3 jsou napínány až po betonáži horní desky.



Obrázek 362: Průběhy napětí kabelu K5-1L a K5-1P

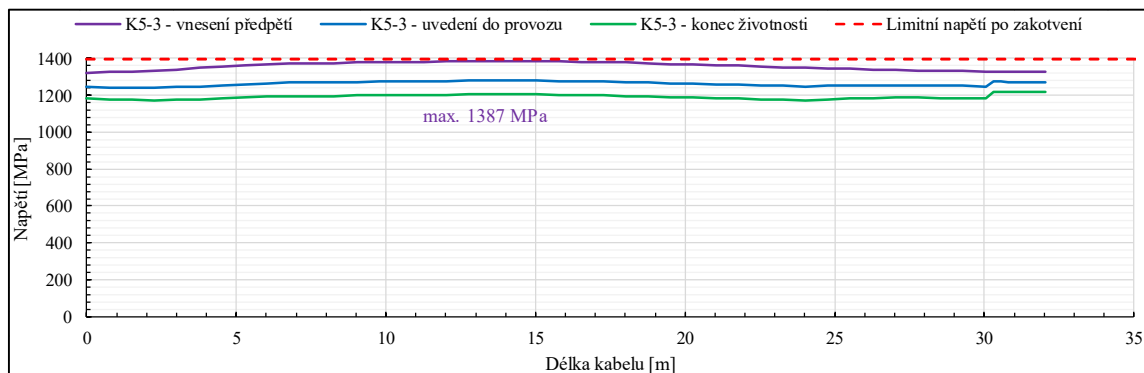


Obrázek 363: Průběhy napětí v kabelu K5-2L a K5-2P



Obrázek 364: Průběhy napětí v kabelu K5-3L a K5-3P

V konstrukci se nachází pouze 2 sady netypických kabelů. Kabely kotvené v 1. pracovní spáře přechází od kotvení pouze jednou přes podporu a na začátku mostu jsou pasivně kotveny v opěře. Kabely v posledním taktu přechází přes necelé jedno pole od konce pracovní spáry k opěře. Tyto kabely mají nejmenší ztráty předpětí, protože ani jednou neprocházejí od horních ke spodním vláknům a mají nejmenší délku. Proto byla při návrhu v posledním taktu vynechána dvojice kabelů a kabely K8-2L a K8-2P končí v pracovní spáře číslo 8 aktivní kotvou bez spojování do následujícího taktu.



Obrázek 365: Průběhy napětí v kabelu K5-3L a K5-3P

## 6.9 Posouzení nosné konstrukce – MSÚ

Posouzení je provedeno stejně jako výsledné posouzení MSP pro model s fázovaným průřezem bez vlivu spodní stavby. V mezním stavu únosnosti je posouzen moment únosnosti pro namáhání ohybem s normálovou silou a následně je posouzeno vyloučení křehkého lomu. Nakonec je posouzeno smykové namáhání a jeho interakce s kroucením včetně návrhu podélné výztuže vzdorující účinkům kroucení.

### 6.9.1 Ohyb s normálovou silou

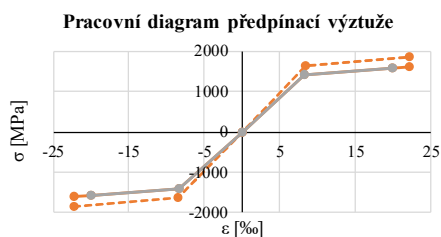
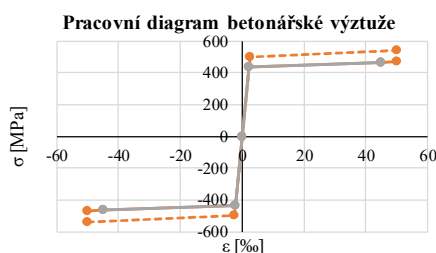
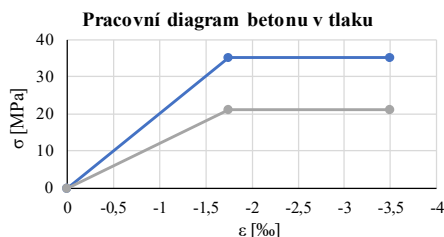
Vybrané průřezy nad podporou P6 a v poli 5 jsou posouzeny v rozhodujících fázích metodou mezních přetvoření v programu MS Excel. Výpočet je proveden proužkovou metodou na základě pracovních diagramů použitých materiálů. Pro beton je použit bilineární pracovní

diagram a pro oba typy výztuže je použit diagram s lineárním zpevněním za mezí kluzu. Mezní únosnosti je dosaženo v době, kdy je dosaženo limitního přetvořením  $\epsilon_{cu3}$  u betonu nebo  $\epsilon_{ud}$  u předpínací nebo betonářské výztuže. Celkové přetvoření se skládá z počátečního přetvoření a přírůstku přetvoření na mez únosnosti.

Tabulka 37: Pracovní diagramy a parametry použitých materiálů

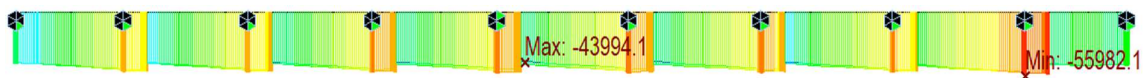
Beton:	U průřez	Deska
Třída	C35/45	C35/45
$\epsilon_{c3}$ [‰]	-1,75	-1,75
$\epsilon_{cu3}$ [‰]	-3,50	-3,50
$f_{ck}$ [MPa]	35	35
$\gamma_c$	1,5	1,5
$\alpha_{cc}$	0,9	0,9
$f_{ct}$ [MPa]	21	21
$E_{cm}$ [MPa]	34000	34000
$\varphi_{UP}$	1,52	1,52
$\varphi_{KZ}$	2,07	2,07
$E_{c,eff,UP}$ [MPa]	13492	13492
$E_{c,eff,KZ}$ [MPa]	11075	11075

Betonářská a předpínací výtuž	B500B	Y1860
Třída	B500B	Y1860
$E_s$ [GPa]	200	195
$f_{yk}; f_{pk}$ [MPa]	500	1860
$f_{p0,1k}$ [MPa]	-	1640
$\epsilon_{uk}$ [‰]	50,00	22,22
$\gamma_s$	1,15	1,15
$f_{yd}; f_{pd}$ [MPa]	435	1617
$f_{p0,1d}$ [MPa]	-	1426
$\epsilon_{ud}; \epsilon_{uk}$	0,9	0,9
$\epsilon_{ud}$ [‰]	45,00	20,00
$k = f/f_y$	1,08	-
$\sigma_{ud}$ [MPa]	466	1587

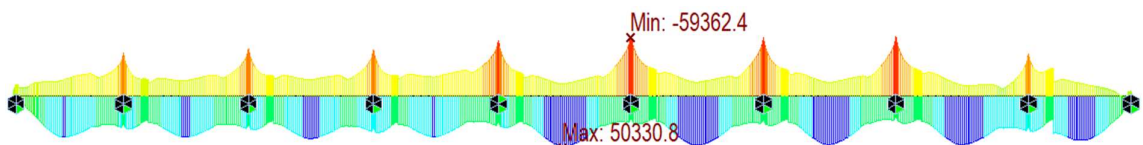


Fázovaný průřez je do výpočtu zaveden pomocí počátečních přetvoření, které vychází z napjatosti průřezu od stálých zatížení, reologických vlivů a předpětí. Napětí jsou převedena na počáteční přetvoření pomocí efektivního modulu pružnosti  $E_{c,eff} = E_{cm} / (1 + \varphi)$ . Součinitel dotvarování  $\varphi$  je získán z časově závislých charakteristik programu Midas Civil dle ČSN EN 1992-1-1 pro požadované stádia životnosti.

Počáteční napětí v předpínací výtuži je získáno z průběhů napětí v předpínacích kabelech v programu Midas Civil. Následující obrázky zobrazují obálky normálové síly a ohybového momentu v době na konci životnosti.



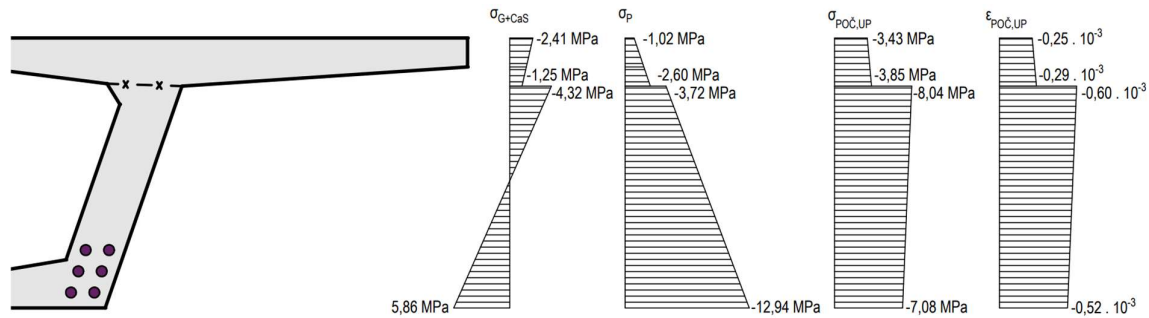
Obrázek 366: Obálka MSÚ na KŽ – normálová síla  $N$  [kN]



Obrázek 367: Obálka MSÚ na KŽ – ohybový moment  $M_y$  [kNm]

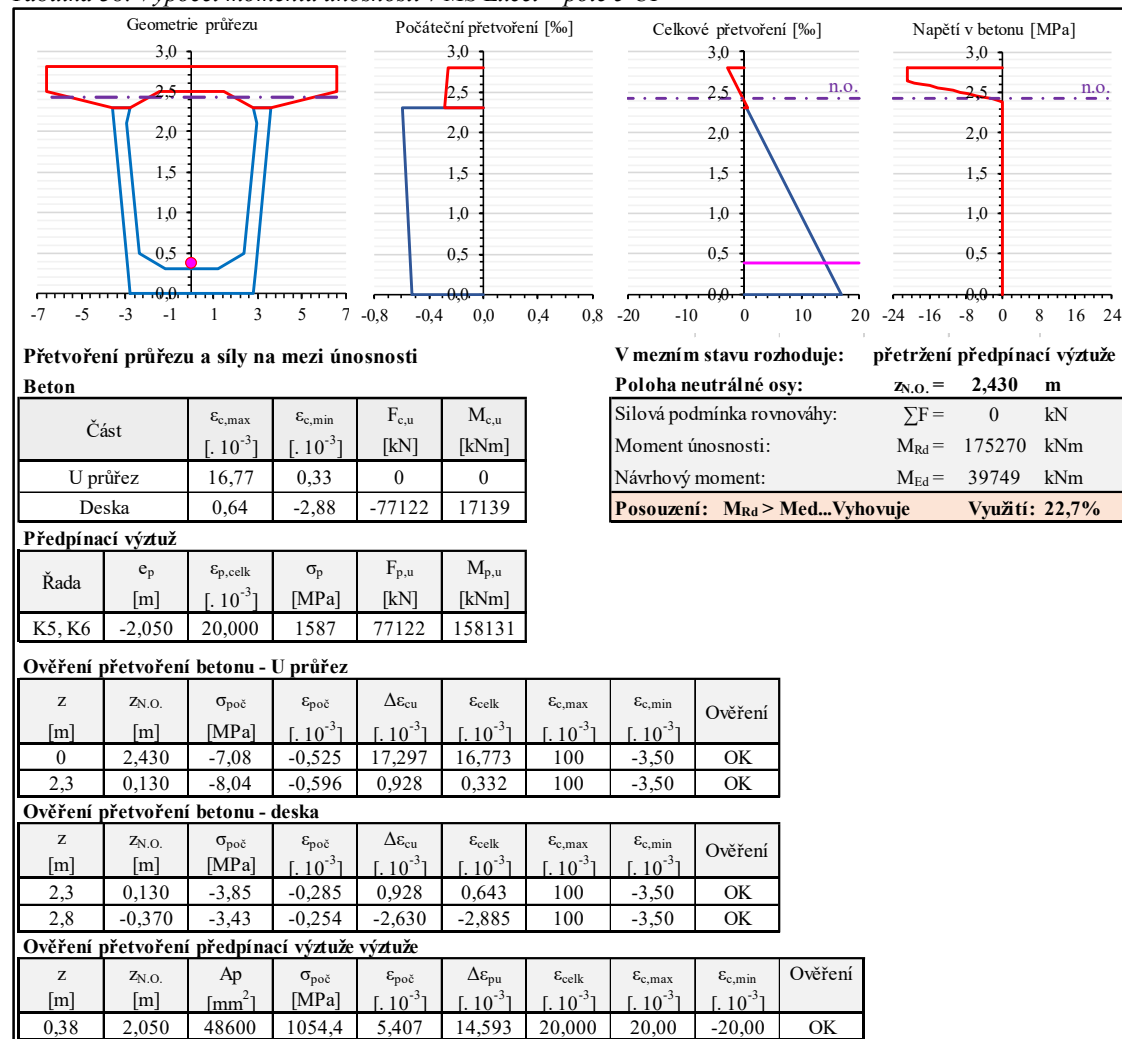
### 6.9.1.1 Posouzení průřezu v poli 5 - uvedení do provozu

Před samotným výpočtem jsou z programu Midas Civil vykreslena napětí pro získání počátečního přetvoření v průřezu. Při dosažení meze únosnosti rozhoduje nadměrné přetvoření předpínací výztuže. Průřez v době uvedení do provozu tomuto posudku bezpečně vyhoví. Shrnutí výpočtu proužkovou metodou je zobrazeno v následující tabulce.



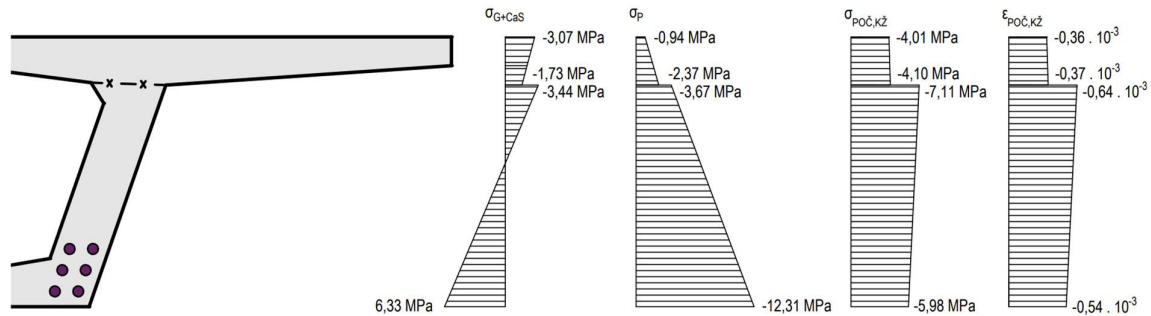
Obrázek 368: Stanovení počáteční napjatosti a přetvoření – pole 5 UP

Tabulka 38: Výpočet momentu únosnosti v MS Excel – pole 5 UP



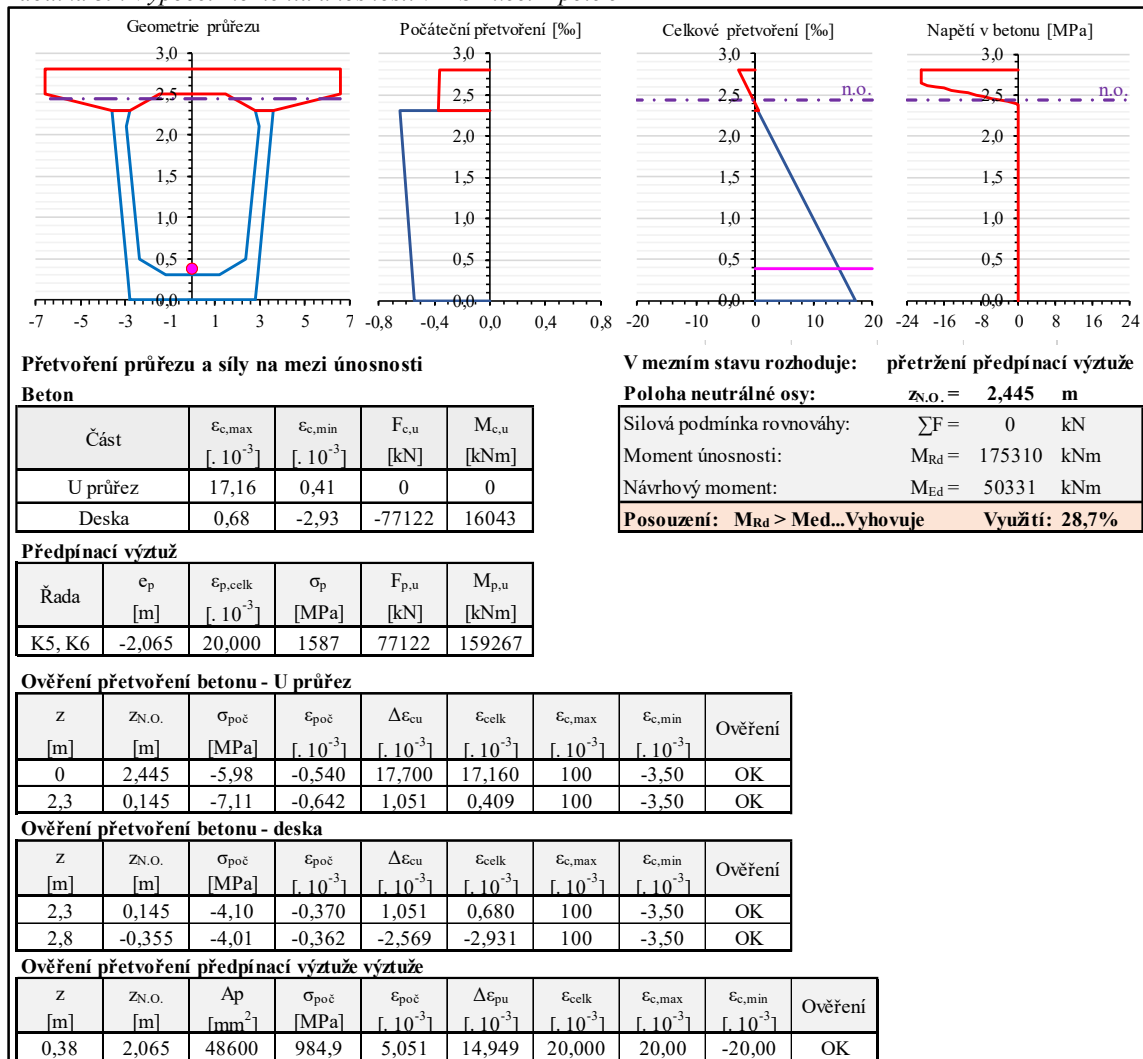
### 6.9.1.2 Posouzení průřezu v poli 5 - konec životnosti

Pro stanovení momentu únosnosti je podrobněji vykreslen průběh napětí pro získání počátečního přetvoření. Mezní moment únosnosti posudku bezpečně vyhovuje a rozhoduje překročení limitního přetvoření předpínací výztuže. Veškerý tlačný beton se nachází v části horní desky.



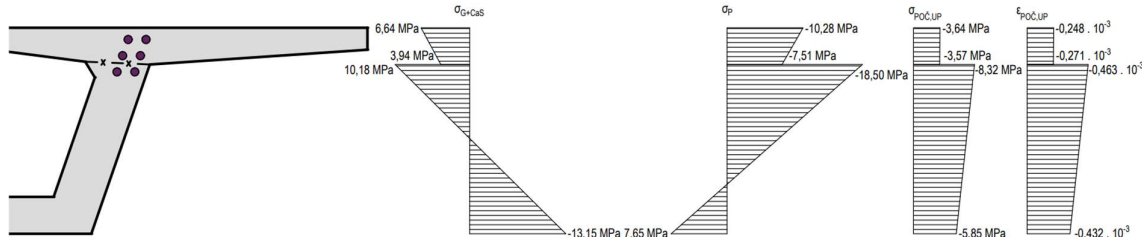
Obrázek 369: Stanovení počáteční napjatosti a přetvoření – pole 5 KŽ

Tabulka 39: Výpočet momentu únosnosti v MS Excel – pole 5 KŽ



### 6.9.1.3 Posouzení průřezu nad podporou P6 – uvedení do provozu

Výpočet je proveden pro podporový průřez v lici příčnicku. Vypočtený moment únosnosti je porovnán s maximálním ohybovým momentem v ose uložení. Stejně jako u průřezu v poli je nejprve stanovena počáteční napjatost průřezu. Posudek bezpečně vyhoví a mezi únosnosti je dosaženo při nadměrném přetvoření betonu u spodních vláken.



Obrázek 370: Stanovení počátečního přetvoření průřezu – P6 UP

Tabulka 40: Výpočet momentu únosnosti v MS Excel – P6 UP

Geometrie průřezu		Počáteční přetvoření [%]	Celkové přetvoření [%]	Napětí v betonu [MPa]

Přetvoření průřezu a síly na mezi únosnosti				
Beton				
Část	$\epsilon_{c,max}$ [. 10 <sup>-3</sup> ]	$\epsilon_{c,min}$ [. 10 <sup>-3</sup> ]	$F_{c,u}$ [kN]	$M_{c,u}$ [kNm]
U průřez	3,64	-3,50	-70697	47204
Deska	5,41	3,83	0	0

Předpínací výtuž					
Řada	$e_p$ [m]	$\epsilon_{p,celk}$ [. 10 <sup>-3</sup> ]	$\sigma_p$ [MPa]	$F_{p,u}$ [kN]	$M_{p,u}$ [kNm]
K5, K6	1,436	10,376	1455	70697	101495

Ověření přetvoření betonu - U průřez								
z [m]	$z_{N.O.}$ [m]	$\sigma_{poč}$ [MPa]	$\epsilon_{poč}$ [. 10 <sup>-3</sup> ]	$\Delta\epsilon_{cu}$ [. 10 <sup>-3</sup> ]	$\epsilon_{celk}$ [. 10 <sup>-3</sup> ]	$\epsilon_{c,max}$ [. 10 <sup>-3</sup> ]	$\epsilon_{c,min}$ [. 10 <sup>-3</sup> ]	Ověření
0	0,984	-5,83	-0,432	-3,068	-3,500	100	-3,50	OK
2,3	-1,316	-6,25	-0,463	4,100	3,637	100	-3,50	OK

Ověření přetvoření betonu - deska								
z [m]	$z_{N.O.}$ [m]	$\sigma_{poč}$ [MPa]	$\epsilon_{poč}$ [. 10 <sup>-3</sup> ]	$\Delta\epsilon_{cu}$ [. 10 <sup>-3</sup> ]	$\epsilon_{celk}$ [. 10 <sup>-3</sup> ]	$\epsilon_{c,max}$ [. 10 <sup>-3</sup> ]	$\epsilon_{c,min}$ [. 10 <sup>-3</sup> ]	Ověření
2,3	-1,316	-3,65	-0,271	4,100	3,830	100	-3,50	OK
2,8	-1,816	-3,34	-0,248	5,659	5,411	100	-3,50	OK

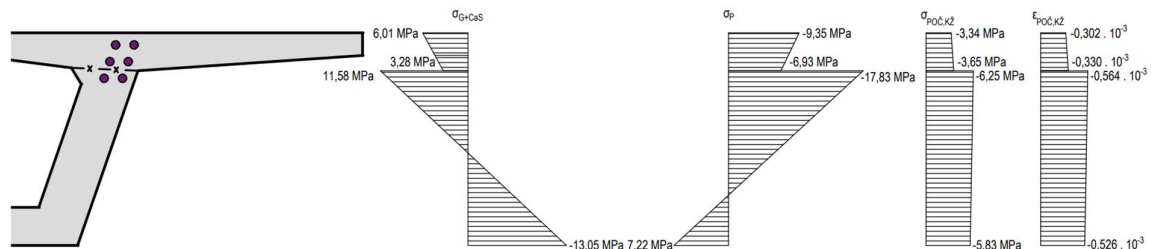
Ověření přetvoření předpínací výtuže									
z [m]	$z_{N.O.}$ [m]	$A_p$ [mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{poč}$ [MPa]	$\epsilon_{poč}$ [. 10 <sup>-3</sup> ]	$\Delta\epsilon_{pu}$ [. 10 <sup>-3</sup> ]	$\epsilon_{celk}$ [. 10 <sup>-3</sup> ]	$\epsilon_{c,max}$ [. 10 <sup>-3</sup> ]	$\epsilon_{c,min}$ [. 10 <sup>-3</sup> ]	Ověření
2,42	-1,436	48600	1150,8	5,901	4,474	10,376	20,00	-20,00	OK

V mezním stavu rozhoduje: přetržení předpínací výtuže	
Poloha neutrálné osy:	$z_{N.O.} = 0,984 \text{ m}$
Silová podmínka rovnováhy:	$\sum F = 0 \text{ kN}$
Moment únosnosti:	$M_{Rd} = 148699 \text{ kNm}$
Návrhový moment:	$M_{Ed} = 59086 \text{ kNm}$
<b>Posouzení:</b>	<b><math>M_{Rd} &gt; M_{Ed}</math>...Vyhovuje Využití: 39,7%</b>

### 6.9.1.4 Posouzení průřezu nad podporou P6 – konec životnosti

Výpočet je proveden stejným způsobem jako pro dobu uvedení do provozu. Posudek bezpečně vyhoví a mezi únosnosti je dosaženo při nadměrném přetvoření tlaceného betonu.



Obrázek 371: Stanovení počátečního přetvoření průřezu – P6 KŽ

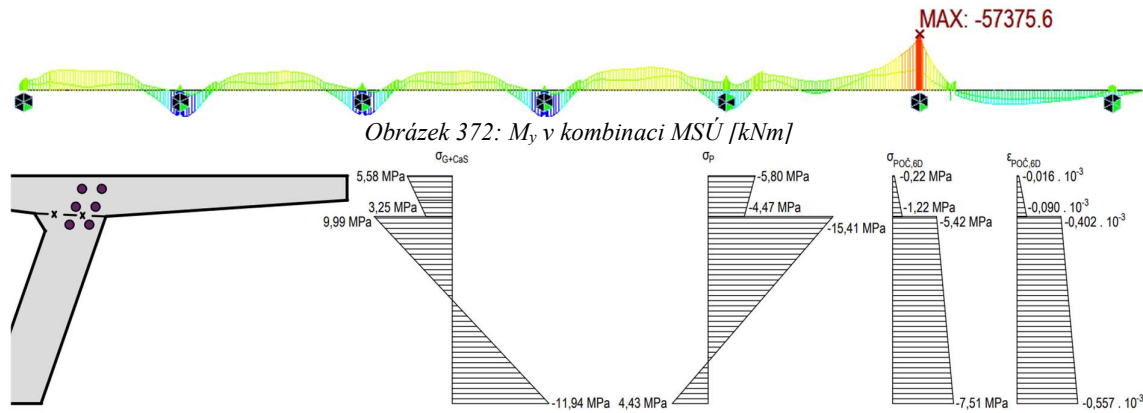
Tabulka 41: Výpočet momentu únosnosti v programu MS Excel – P6 KŽ

Geometrie průřezu		Počáteční přetvoření [%]	Celkové přetvoření [%]	Napětí v betonu [MPa]					
<b>Přetvoření průřezu a síly na mezi únosnosti</b>		<b>V mezním stavu rozhoduje: přetržení předpínací výztuže</b>							
<b>Beton</b>		<b>Položka neutrální osy: z<sub>N.O.</sub> = 0,946 m</b>							
Část	$\epsilon_{c,max}$ [· 10 <sup>-3</sup> ]	$\epsilon_{c,min}$ [· 10 <sup>-3</sup> ]	$F_{c,u}$ [kN]	$M_{c,u}$ [kNm]					
U průřez	3,69	-3,50	-70523	44552					
Deska	5,52	3,92	0	0					
<b>Předpínací výztuž</b>		<b>Silová podmínka rovnováhy: <math>\sum F = 0</math> kN</b>							
Řada	$e_p$ [m]	$\epsilon_{p,celk}$ [· 10 <sup>-3</sup> ]	$\sigma_p$ [MPa]	$F_{p,u}$ [kN]					
K5, K6	1,474	10,114	1451	70523					
<b>Moment únosnosti: <math>M_{Rd} = 148469</math> kNm</b>		<b>Návrhový moment: <math>M_{Ed} = 59362</math> kNm</b>							
<b>Ověření přetvoření betonu - U průřez</b>		<b>Posouzení: <math>M_{Rd} &gt; Med...Vyhovuje</math> Využití: 40,0%</b>							
z [m]	z <sub>N.O.</sub> [m]	$\sigma_{poc}$ [MPa]	$\epsilon_{poc}$ [· 10 <sup>-3</sup> ]	$\Delta\epsilon_{cu}$ [· 10 <sup>-3</sup> ]	$\epsilon_{celk}$ [· 10 <sup>-3</sup> ]	$\epsilon_{c,max}$ [· 10 <sup>-3</sup> ]	$\epsilon_{c,min}$ [· 10 <sup>-3</sup> ]	Ověření	
0	0,946	-5,83	-0,526	-2,974	-3,500	100	-3,50	OK	
2,3	-1,354	-6,25	-0,564	4,252	3,688	100	-3,50	OK	
<b>Ověření přetvoření betonu - deska</b>									
z [m]	z <sub>N.O.</sub> [m]	$\sigma_{poc}$ [MPa]	$\epsilon_{poc}$ [· 10 <sup>-3</sup> ]	$\Delta\epsilon_{cu}$ [· 10 <sup>-3</sup> ]	$\epsilon_{celk}$ [· 10 <sup>-3</sup> ]	$\epsilon_{c,max}$ [· 10 <sup>-3</sup> ]	$\epsilon_{c,min}$ [· 10 <sup>-3</sup> ]	Ověření	
2,3	-1,354	-3,65	-0,330	4,252	3,923	100	-3,50	OK	
2,8	-1,854	-3,34	-0,302	5,823	5,522	100	-3,50	OK	
<b>Ověření přetvoření předpínací výztuže</b>									
z [m]	z <sub>N.O.</sub> [m]	$A_p$ [mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{poc}$ [MPa]	$\epsilon_{poc}$ [· 10 <sup>-3</sup> ]	$\Delta\epsilon_{pu}$ [· 10 <sup>-3</sup> ]	$\epsilon_{celk}$ [· 10 <sup>-3</sup> ]	$\epsilon_{c,max}$ [· 10 <sup>-3</sup> ]	$\epsilon_{c,min}$ [· 10 <sup>-3</sup> ]	Ověření
2,42	-1,474	48600	1069,5	5,485	4,629	10,114	20,00	-20,00	OK



### 6.9.1.5 Posouzení kritické fáze výstavby – Takt\_6D

Posudek je proveden pro fázi, ve které je nadpodporový průřez P6 zatížen reakcí skruže a nově vybetonovaného taktu. V té době navíc v průřezu chybí celkem 4 předpínací kabely, které jsou dopnuty až 6 dní po betonáži. Pro výpočet byla vytvořena v dané fázi kombinace pro MSÚ obsahující vlastní tíhu betonu, tíhu skruže, reologické jevy, předpětí a staveništní zatížení.



Tabulka 42: Výpočet momentu únosnosti v programu MS Excel – P6 Takt 6D

Geometrie průřezu		Počáteční přetvoření [%]	Celkové přetvoření [%]	Napětí v betonu [MPa]

Přetvoření průřezu a síly na mezi únosnosti					V mezím stavu rozhoduje: přetřetí předpínací výztuže	
<b>Beton</b>					<b>Poloha neutrálné osy:</b> $z_{N.O.} = 0,482 \text{ m}$	
Část	$\epsilon_{c,max}$ [. $10^{-3}$ ]	$\epsilon_{c,min}$ [. $10^{-3}$ ]	$F_{c,u}$ [kN]	$M_{c,u}$ [kNm]	Sílová podmínka rovnováhy:	$\sum F = 0 \text{ kN}$
U průřez	10,71	-3,50	-50649	13383	Moment únosnosti:	$M_{Rd} = 111551 \text{ kNm}$
Deska	14,14	11,02	0	0	Návrhový moment:	$M_{Ed} = 57376 \text{ kNm}$
					<b>Posouzení:</b> $M_{Rd} > M_{Ed}$ ...Vyhovuje <b>Využití: 51,4%</b>	

Předpínací výztuž					
Řada	$e_p$ [m]	$\epsilon_{p,celk}$ [. $10^{-3}$ ]	$\sigma_p$ [MPa]	$F_{p,u}$ [kN]	$M_{p,u}$ [kNm]
K5, K6	1,938	18,281	1563	50649	98167

Ověření přetvoření betonu - U průřez								
Z [m]	$z_{N.O.}$ [m]	$\sigma_{poč}$ [MPa]	$\epsilon_{poč}$ [. $10^{-3}$ ]	$\Delta\epsilon_{cu}$ [. $10^{-3}$ ]	$\epsilon_{celk}$ [. $10^{-3}$ ]	$\epsilon_{c,max}$ [. $10^{-3}$ ]	$\epsilon_{c,min}$ [. $10^{-3}$ ]	Ověření
0	0,482	-7,51	-0,557	-2,943	-3,500	100	-3,50	OK
2,3	-1,818	-5,42	-0,402	11,107	10,705	100	-3,50	OK

Ověření přetvoření betonu - deska								
Z [m]	$z_{N.O.}$ [m]	$\sigma_{poč}$ [MPa]	$\epsilon_{poč}$ [. $10^{-3}$ ]	$\Delta\epsilon_{cu}$ [. $10^{-3}$ ]	$\epsilon_{celk}$ [. $10^{-3}$ ]	$\epsilon_{c,max}$ [. $10^{-3}$ ]	$\epsilon_{c,min}$ [. $10^{-3}$ ]	Ověření
2,3	-1,818	-1,22	-0,090	11,107	11,016	100	-3,50	OK
2,8	-2,318	-0,22	-0,016	14,161	14,145	100	-3,50	OK

Ověření přetvoření předpínací výztuže									
Z [m]	$z_{N.O.}$ [m]	$A_p$ [mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{poč}$ [MPa]	$\epsilon_{poč}$ [. $10^{-3}$ ]	$\Delta\epsilon_{pu}$ [. $10^{-3}$ ]	$\epsilon_{celk}$ [. $10^{-3}$ ]	$\epsilon_{c,max}$ [. $10^{-3}$ ]	$\epsilon_{c,min}$ [. $10^{-3}$ ]	Ověření
2,42	-1,938	32400	1255,9	6,441	11,840	18,281	20,00	-20,00	OK

## 6.9.2 Ověření křehkého lomu

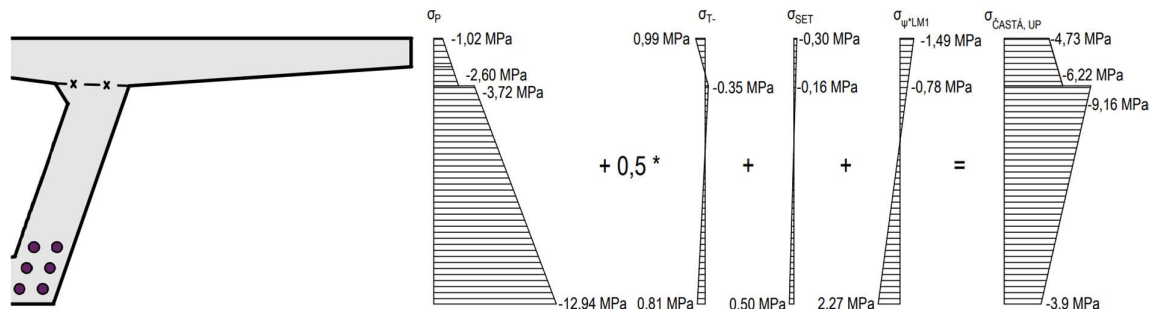
ČSN EN 1992-2 [35] požaduje u předpjatých prvků ověření vzniku křehkého lomu. Pro výpočet je použita metoda a) z této normy. Výpočet je založen na stanovení napětí v průřezu při časté kombinaci zatížení a následné redukci plochy předpínací výztuže tak, aby v této kombinaci bylo v nejvíce tažených vláknech dosaženo vzniku trhlin ( $f_{ctm} = 3,2$  MPa).

Následně je stanoven moment únosnosti s redukovanou plochou předpínací výztuže, který je posouzen s ohybovým momentem vznikajícím při časté kombinaci s použitím součinitelů zatížení  $\gamma$  pro MSÚ. Kritická je častá kombinace s hlavním proměnným zatížením dopravou a vedlejším proměnným zatížením teplotou.

Ověření vzniku křehkého lomu je provedeno v době uvedení do provozu, kde jsou účinky předpětí větší díky nižším ztrátám než na konci životnosti, a proto je pro dosažení tahové pevnosti betonu potřeba větší redukce plochy předpínací výztuže.

### 6.9.2.1 Posouzení křehkého lomu – průřez v poli v době uvedení do provozu

V programu Midas Civil je vytvořena častá kombinace se součiniteli  $\gamma$ , ze které byl získán návrhový moment pro posouzení křehkého lomu  $M_{Ed,\gamma,cas} = 30\,354$  kNm. Následně byla spočtena napětí po průřezu vznikající v MSP v nejvíce účinné časté kombinaci s hlavním proměnným zatížením dopravou.



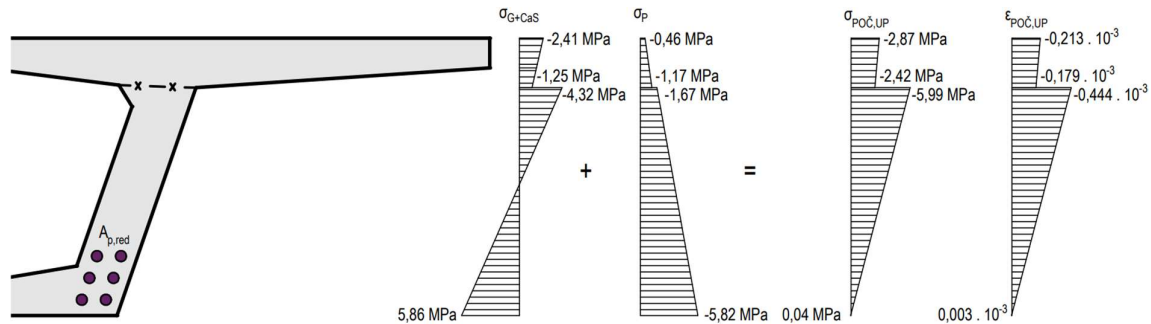
Obrázek 374: Výpočet napětí od jednotlivých vlivů v časté kombinaci

Norma požaduje redukci plochy předpínací výztuže takovým způsobem, aby v nejvíce tažených vláknech bylo dosaženo střední hodnoty tahové pevnosti betonu. Pro výpočet je zaveden předpoklad, že veškeré účinky předpětí včetně časově závislých ztrát jsou přímo úměrné celkovému účinku. Výpočet redukčního součinitele plochy předpínací výztuže je proveden dle následující rovnice:

$$\sigma_{G+CaS} + x_{red} * \sigma_p + 0,5 * \sigma_T + \sigma_{set} + \sigma_{\psi * LM1} = f_{ctm}$$

$$x_{red} = (5,86 + 0,5 * 0,81 + 0,5 + 2,27 - 3,2) / 12,94 = 0,45$$

Plocha předpínací výztuže a napětí od předpětí pro výpočet počátečních pretvoření je zmenšeno tímto redukčním součinitelem. Výsledná plocha předpínací výztuže je  $21\,870$  mm<sup>2</sup>. Pro upravené veličiny je proveden výpočet momentu únosnosti dle kapitoly 6.9.1.



Obrázek 375: Stanovení počátečního přetvoření průřezu

Výpočtem momentu únosnosti je prokázáno, že nedojde k porušení křehkým lomem. Pro dostatečnou únosnost není nutná betonářská výztuž.

Tabulka 43: Výpočet momentu únosnosti s redukovanou plochou předpínací výztuže

Geometrie průřezu		Počáteční přetvoření [%]	Celkové přetvoření [%]	Napětí v betonu [MPa]

Přetvoření průřezu a síly na mezi únosnosti				
Beton				
Část	$\epsilon_{c,max}$ [. 10 <sup>-3</sup> ]	$\epsilon_{c,min}$ [. 10 <sup>-3</sup> ]	$F_{c,u}$ [kN]	$M_{c,u}$ [kNm]
U průřez	17,12	1,38	0	0
Deska	1,64	-1,72	-34705	4893

Předpínací výztuž					
Řada	$\epsilon_p$ [m]	$\epsilon_{p,celk}$ [. 10 <sup>-3</sup> ]	$\sigma_p$ [MPa]	$F_{p,u}$ [kN]	$M_{p,u}$ [kNm]
K5, K6	-2,194	20,000	1587	34705	76131

Ověření přetvoření betonu - U průřez								
z [m]	$z_{N.O.}$ [m]	$\sigma_{poč}$ [MPa]	$\epsilon_{poč}$ [. 10 <sup>-3</sup> ]	$\Delta\epsilon_{cu}$ [. 10 <sup>-3</sup> ]	$\epsilon_{celk}$ [. 10 <sup>-3</sup> ]	$\epsilon_{c,max}$ [. 10 <sup>-3</sup> ]	$\epsilon_{c,min}$ [. 10 <sup>-3</sup> ]	Ověření
0	2,574	0,04	0,003	17,121	17,124	100	-3,50	OK
2,3	0,274	-5,99	-0,444	1,821	1,377	100	-3,50	OK

Ověření přetvoření betonu - deska								
z [m]	$z_{N.O.}$ [m]	$\sigma_{poč}$ [MPa]	$\epsilon_{poč}$ [. 10 <sup>-3</sup> ]	$\Delta\epsilon_{cu}$ [. 10 <sup>-3</sup> ]	$\epsilon_{celk}$ [. 10 <sup>-3</sup> ]	$\epsilon_{c,max}$ [. 10 <sup>-3</sup> ]	$\epsilon_{c,min}$ [. 10 <sup>-3</sup> ]	Ověření
2,3	0,274	-2,42	-0,179	1,821	1,641	100	-3,50	OK
2,8	-0,226	-2,87	-0,213	-1,506	-1,718	100	-3,50	OK

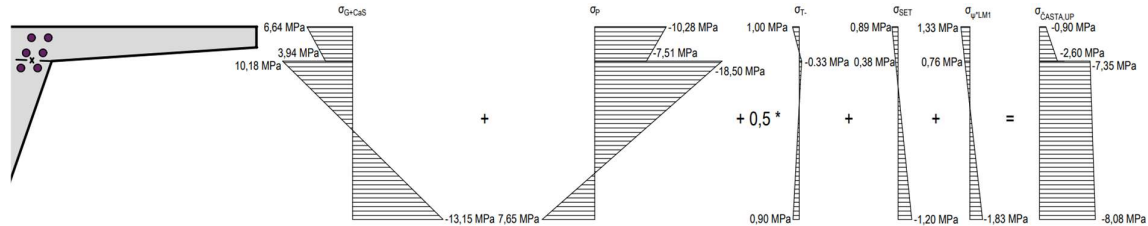
Ověření přetvoření předpínací výztuže									
z [m]	$z_{N.O.}$ [m]	$A_p$ [mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{poč}$ [MPa]	$\epsilon_{poč}$ [. 10 <sup>-3</sup> ]	$\Delta\epsilon_{pu}$ [. 10 <sup>-3</sup> ]	$\epsilon_{celk}$ [. 10 <sup>-3</sup> ]	$\epsilon_{c,max}$ [. 10 <sup>-3</sup> ]	$\epsilon_{c,min}$ [. 10 <sup>-3</sup> ]	Ověření
0,38	2,194	21870	1054,4	5,407	14,593	20,000	20,00	-20,00	OK

V mezím stavu rozhoduje: přetržení předpínací výztuže	
Poloha neutrálné osy:	$z_{N.O.} = 2,574 \text{ m}$
Silová podmínka rovnováhy:	$\Sigma F = 0 \text{ kN}$
Moment únosnosti:	$M_{Rd} = 81024 \text{ kNm}$
Návrhový moment:	$M_{Ed} = 30354 \text{ kNm}$
<b>Posouzení:</b>	<b><math>M_{Rd} &gt; Med.. Vyhovuje</math> Využití: 37,5%</b>

### 6.9.2.2 Posouzení křehkého lomu – průřez nad podporou P6 v době uvedení do provozu

Výpočet redukčního součinitele a následné stanovení počáteční napjatosti je provedeno stejným způsobem jako pro průřez v poli. Posudek bezpečně vyhoví i bez betonářské výztuže a mezi únosnosti je dosaženo při nadměrném přetvoření tlaceného betonu.



Obrázek 376: Výpočet napětí od jednotlivých vlivů v časté kombinaci

$$x_{red} = (6,64 + 0,5 * 1,00 + 0,89 + 1,33 - 3,2) / 10,28 = 0,60$$

$$A_{p,red} = 29\,160 \text{ mm}^2$$

$$M_{Ed,\gamma,cas} = -48\,036 \text{ kNm}$$

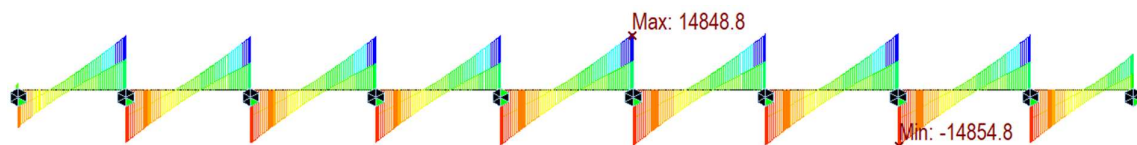
Tabulka 44: Výpočet momentu únosnosti v programu MS Excel

Geometrie průřezu		Počáteční přetvoření [%]		Celkové přetvoření [%]		Napětí v betonu [MPa]			
<b>Přetvoření průřezu a síly na mezi únosnosti</b>				<b>V mezním stavu rozhoduje: přetržení předpínací výztuže</b>					
<b>Beton</b>				<b>Položa neutrálné osy: z<sub>N.O.</sub> = 0,431 m</b>					
Část	$\epsilon_{c,max}$ [. 10 <sup>-3</sup> ]	$\epsilon_{c,min}$ [. 10 <sup>-3</sup> ]	$F_{c,u}$ [kN]	$M_{c,u}$ [kNm]	Sílová podmínka rovnováhy: $\sum F = 0$	kN			
U průřez	12,35	-3,50	-45920	10720	Moment únosnosti: $M_{Rd} = 102047$	kNm			
Deska	15,78	12,38	0	0	Návrhový moment: $M_{Ed} = 48036$	kNm			
<b>Předpínací výztuž</b>				<b>Posouzení: <math>M_{Rd} &gt; M_{ed}</math>...Vyhovuje Využití: 47,1%</b>					
Řada	$e_p$ [m]	$\epsilon_{p,celk}$ [. 10 <sup>-3</sup> ]	$\sigma_p$ [MPa]	$F_{p,u}$ [kN]	$M_{p,u}$ [kNm]				
K5, K6	1,989	19,119	1575	45920	91327				
<b>Ověření přetvoření betonu - U průřez</b>									
z	z <sub>N.O.</sub>	$\sigma_{poc}$	$\epsilon_{poc}$	$\Delta\epsilon_{cu}$	$\epsilon_{celk}$	$\epsilon_{c,max}$	$\epsilon_{c,min}$	Ověření	
[m]	[m]	[MPa]	[. 10 <sup>-3</sup> ]	[. 10 <sup>-3</sup> ]	[. 10 <sup>-3</sup> ]	[. 10 <sup>-3</sup> ]	[. 10 <sup>-3</sup> ]		
0	0,431	-8,56	-0,634	-2,866	-3,500	100	-3,50	OK	
2,3	-1,869	-0,92	-0,068	12,420	12,352	100	-3,50	OK	
<b>Ověření přetvoření betonu - deska</b>									
z	z <sub>N.O.</sub>	$\sigma_{poc}$	$\epsilon_{poc}$	$\Delta\epsilon_{cu}$	$\epsilon_{celk}$	$\epsilon_{c,max}$	$\epsilon_{c,min}$	Ověření	
[m]	[m]	[MPa]	[. 10 <sup>-3</sup> ]	[. 10 <sup>-3</sup> ]	[. 10 <sup>-3</sup> ]	[. 10 <sup>-3</sup> ]	[. 10 <sup>-3</sup> ]		
2,3	-1,869	-0,57	-0,042	12,420	12,378	100	-3,50	OK	
2,8	-2,369	0,47	0,035	15,743	15,778	100	-3,50	OK	
<b>Ověření přetvoření předpínací výztuže</b>									
z	z <sub>N.O.</sub>	$A_p$	$\sigma_{poc}$	$\epsilon_{poc}$	$\Delta\epsilon_{pu}$	$\epsilon_{celk}$	$\epsilon_{c,max}$	$\epsilon_{c,min}$	Ověření
[m]	[m]	[mm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[. 10 <sup>-3</sup> ]	[. 10 <sup>-3</sup> ]	[. 10 <sup>-3</sup> ]	[. 10 <sup>-3</sup> ]	[. 10 <sup>-3</sup> ]	
2,42	-1,989	29160	1150,8	5,901	13,217	19,119	20,00	-20,00	OK

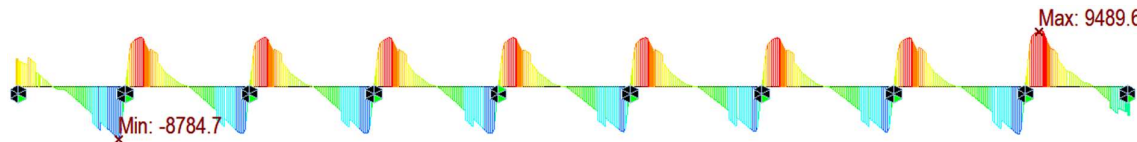
## 6.9.3 Smyk a kroucení

### 6.9.3.1 Posouzení smykové únosnosti

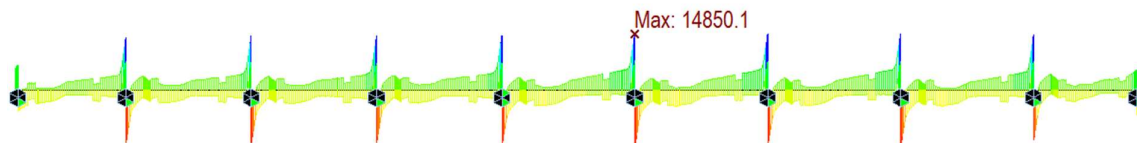
Pro nosnou konstrukci je proveden návrh smykové výztuže v podobě dvoustřížných třmenů v obou stěnách. V podélném směru je smyková síla vyvolána převážně stálým zatížením. Dle [32] není u prvků namáhaných převážně rovnoměrným zatížením nutné posuzovat návrhovou posouvající sílu do vzdálenosti  $d$  od líce uložení (v tomto případě 2,72 m). Tato úleva se výrazně projeví v množství potřebné výztuže, protože díky vlivu zvedaných kabelů předpětí je posouvající síla výrazně redukována v oblasti blízké podporám, ale v teoretické ose uložení předpětí nemá na velikost vliv. Zároveň je však požadováno ověření, že maximální návrhová posouvající síla v líci není větší než únosnost tlakové diagonály  $V_{Rd,max}$ .



Obrázek 377: Obálka MSÚ bez vlivu předpětí - posouvající síla  $V_z$  [kN]



Obrázek 378: Účinky předpětí na KŽ- posouvající síla  $V_z$  [kN]



Obrázek 379: Celková obálka MSÚ na KŽ – posouvající síla  $V_z$  [kN]

Posudky jsou provedeny na konci životnosti nad podporami P3 a P6 a v poli 3 a 5. Zároveň je posouzeno místo přechodu mezi průřezem v poli a nad podporou, aby bylo možné co nejvíce sjednotit návrh vyztužení pro shodné typy průřezů. V době uvedení do provozu má předpětí díky menším ztrátám větší účinky na redukcii posouvající síly a není proto rozhodující. Je prověřena také kritická fáze výstavby po betonáži horní desky taktu 6 u podpory P6, kde působí tíha celého průřezu současně s tíhou skruže a nejsou napnuty všechny kabely v průřezu.

Úhel tlačných diagonál je pro předpjatý prvek zvolen  $38,66^\circ$  ( $\cot \theta = 1,25$ ). Posouzení smyku je provedeno pomocí programu Excel dle následujících výrazů z ČSN EN 1992-1-1:

$$\text{Únosnost tlačené diagonály: } V_{Rd,max} = \alpha_{cw} * b_w * z * v_1 * f_{cd} * \cot \theta / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$\text{Únosnost bez smykové výztuže: } V_{Rd,c} = [\max(C_{Rd,c} * k (100\rho_1 * f_{ck})^{1/3}; v_{min}) + k_1 * \sigma_{cp}] * b_w * d$$

$$\text{Únosnost se smykovou výztuží: } V_{Rd,s} = A_{sw} * f_{ywd} * z * \cot \theta / s$$

Tabulka 45: Posouzení únosnosti tlačené diagonály

Fáze výstavby	Průřez	$\alpha_{cw}$ [-]	$b_w$ [m]	$d$ [m]	$z$ [m]	$v_1$ [-]	$f_{cd}$ [MPa]	$\cot \theta$ [-]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Ed,max}$ [kN]	Využití	Posouzení
Konec životnosti	Podpora P3	1.24	1.30	2.72	2.45	0.52	21	1.25	20851	14155	68%	OK
	Podpora P6	1.25	1.30	2.72	2.45	0.52	21	1.25	21019	14850	71%	OK
	Pole 3	1.25	1.10	2.72	2.45	0.52	21	1.25	17786	2602	15%	OK
	Pole 5	1.25	1.10	2.72	2.45	0.52	21	1.25	17786	2609	15%	OK
	Přechod 3	1.25	1.10	2.72	2.45	0.52	21	1.25	17786	3589	20%	OK
	Přechod 5	1.25	1.10	2.72	2.45	0.52	21	1.25	17786	4167	23%	OK
Takt 6D	Podpora P6	1.19	1.30	2.72	2.45	0.52	21	1.25	20010	13213	66%	OK

Posudkem v delších i kratších polích je zároveň prokázáno, že všechna pole mohou být díky podobnému využití vyztužena shodným způsobem a není třeba podrobněji návrh optimalizovat.

Tabulka 46: Posouzení únosnosti průřezu se smykovou výztuží

Fáze výstavby	Průřez	$\Phi$ [mm]	$n$ [-]	$A_{sw}$ [mm <sup>2</sup> ]	$z$ [m]	$s$ [mm]	$f_{ywd}$ [MPa]	$\cot \theta$ [-]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{ed}$ [kN]	Využití	Posouzení
Konec životnosti	Podpora P3	20	4	1256	2.45	150	435	1.25	11142	5251	47%	OK
	Podpora P6	20	4	1256	2.45	150	435	1.25	11142	6123	55%	OK
	Pole 3	16	4	804	2.45	150	435	1.25	7131	2602	36%	OK
	Pole 5	16	4	804	2.45	150	435	1.25	7131	2609	37%	OK
	Přechod 3	16	4	804	2.45	150	435	1.25	7131	3589	50%	OK
	Přechod 5	16	4	804	2.45	150	435	1.25	7131	4167	58%	OK
Takt 6D	Podpora P6	20	4	1256	2.45	150	435	1.25	11142	6261	56%	OK

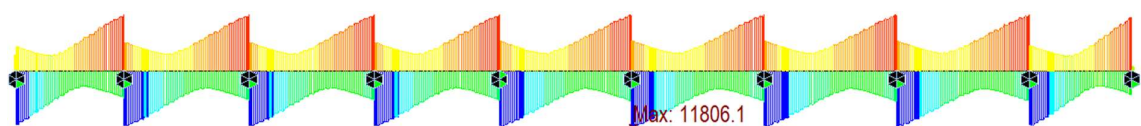
Pro potřeby posouzení interakce s kroucením je stanovena také únosnost prvku bez smykové výztuže v průřezích nad podporou P6, uprostřed pole 5 a v místě přechodu mezi průřezy v poli 5. Z výpočtu vyplývá, že uprostřed rozpětí, ve kterém je nejmenší posouvající síla, není smyková výztuž nutná a smykovou sílu přeneše betonový průřez.

Tabulka 47: Únosnost prvku smykové výztuže

Fáze výstavby	Průřez	$b_w$ [m]	$d$ [m]	$\sigma_{cp}$ [MPa]	$f_{ck}$ [MPa]	$k$ [-]	$\rho_1$ [-]	$C_{Rd,c}$ [-]	$k_1$ [-]	$v_{min}$ [-]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{ed}$ [kN]	Posouzení
Konec životnosti	Podpora P6	1.30	2.72	4.96	35.0	1.27	0.001	0.12	0.15	0.30	3679	6123	NE
	Pole 5	1.10	2.719	5.12	35.0	1.271	0.001	0.12	0.15	0.30	3185	2609	OK
	Přechod 5	1.10	2.719	5.12	35.0	1.271	0.001	0.12	0.15	0.30	3185	4167	NE

### 6.9.3.2 Kroucení a interakce se smykem

Ve fázích výstavby vzniká kroucení pouze od staveništního zatížení a jeho hodnoty jsou oproti kroucení v provozních fázích zanedbatelné, proto jsou posudky kroucení a interakce se smykem provedeny pouze pro rozhodující průřezy na konci životnosti.



Obrázek 380: Obálka MSÚ – kroucí moment  $M_x$  [kNm]

Pro výpočet jsou stanoveny průřezové charakteristiky náhradního tenkostěnného průřezu a jsou použity vztahy pro výpočet únosnosti v kroucení z ČSN EN 1992-1-1 [32]:

$$\text{Únosnost tlačené diagonály: } T_{Rd,max} = \alpha_{cw} * b_w * z * v_1 * f_{cd} * \cot \theta / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$\text{Únosnost bez smykové výztuže: } T_{Rd,c} = [\max(C_{Rd,c} * k (100\rho_1 * f_{ck})^{1/3}; v_{min}) + k_1 * \sigma_{cp}] * b_w * d$$

Tabulka 48: Průřezové charakteristiky pro kroucení dle ČSN EN 1992-1-1 [32]

Kroucení - charakteristiky průřezu	Podpora		Pole	
Původní plocha bez konzol	A =	18,407	18,407	m <sup>2</sup>
Vnější obvod komory bez konzol	u =	19,077	19,077	m
Maximální efektivní tloušťka stěny	t <sub>eff</sub> =	0,97	0,97	m
Krytí betonářské výztuže	c =	0,055	0,055	m
Profil třmenů (předpokládaný)	Ø <sub>TŘ</sub> =	0,016	0,016	m
Profil podélné výztuže (předpokládaný)	Ø <sub>POD</sub> =	0,012	0,012	m
Vzdálenost podélné výztuže od vnější hrany	a =	0,083	0,083	m
Největší skutečná tloušťka	t <sub>skut</sub> =	0,65	0,55	m
Podmínka pro efektivní tloušťku	2 . a < t <sub>eff</sub> < t <sub>skut</sub>			
Výsledná efektivní tloušťka - šikmé stěny	t <sub>eff,i</sub> =	0,65	0,55	m
Výsledná efektivní tloušťka - horní deska	t <sub>eff,i</sub> =	0,3	0,3	m
Výsledná efektivní tloušťka - dolní deska	t <sub>eff,i</sub> =	0,5	0,3	m
Obvod střednice efektivního průřezu	u <sub>k</sub> =	16,592	16,773	m
Plocha opsaná střednicí efektivního průřezu	A <sub>k</sub> =	13,977	14,569	m <sup>2</sup>
Délka střednice šikmé stěny pro stanovení příspěvku k V <sub>Ed</sub>	z <sub>i</sub> =	2,414	2,386	m <sup>2</sup>

Ve všech průřezech i jejich částech vyhoví únosnost tlačené diagonály i únosnost prvku bez smykové výztuže. Od samotného kroucení proto není očekáván vznik trhlin na mezi únosnosti.

Tabulka 49: Únosnost tlačené diagonály v kroucení

Průřez	Část	v	α <sub>cw</sub>	f <sub>cd</sub>	A <sub>k</sub>	t <sub>eff,i</sub>	θ	T <sub>Rd,max</sub>	T <sub>Ed</sub>	Využití	Posouzení
		[-]	[-]	[MPa]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[°]	[kNm]	[kNm]		
Podpora P6	Deska horní	0.52	1.24	21	13.98	0.30	38.66	54967	11806	21%	OK
	Deska dolní	0.52	1.24	21	13.98	0.50	38.66	91612	11806	13%	OK
	Stěny	0.52	1.24	21	13.98	0.65	38.66	119096	11806	10%	OK
Pole 5	Deska horní	0.52	1.25	21	14.57	0.30	38.66	57758	5426	9%	OK
	Deska dolní	0.52	1.25	21	14.57	0.30	38.66	57758	5426	9%	OK
	Stěny	0.52	1.25	21	14.57	0.55	38.66	105889	5426	5%	OK
Přechod 5	Deska horní	0.52	1.25	21	14.57	0.30	38.66	57758	9070	16%	OK
	Deska dolní	0.52	1.25	21	14.57	0.30	38.66	57758	9070	16%	OK
	Stěny	0.52	1.25	21	14.57	0.55	38.66	105889	9070	9%	OK

Tabulka 50: Únosnost v kroucení bez smykové výztuže před vznikem trhlin

Průřez	Část	$A_k$ [m <sup>2</sup> ]	$t_{eff,i}$ [m]	$f_{tck0,05}$ [MPa]	$\alpha_{ct}$ [-]	$\gamma_c$ [-]	$f_{tcd}$ [MPa]	$T_{Rd,c}$ [kNm]	$T_{ed}$ [kNm]	Využití	Posouzení
Podpora P6	Deska horní	13.98	0.30	2.20	1.0	1.5	1.47	12300	11806	96%	OK
	Deska dolní	13.98	0.50	2.20	1.0	1.5	1.47	20500	11806	58%	OK
	Stěny	13.98	0.65	2.20	1.0	1.5	1.47	26649	11806	44%	OK
Pole 5	Deska horní	14.57	0.30	2.20	1.0	1.5	1.47	12821	5426	42%	OK
	Deska dolní	14.57	0.30	2.20	1.0	1.5	1.47	12821	5426	42%	OK
	Stěny	14.57	0.55	2.20	1.0	1.5	1.47	23505	5426	23%	OK
Přechod 5	Deska horní	14.57	0.30	2.20	1.0	1.5	1.47	12821	9070	71%	OK
	Deska dolní	14.57	0.30	2.20	1.0	1.5	1.47	12821	9070	71%	OK
	Stěny	14.57	0.55	2.20	1.0	1.5	1.47	23505	9070	39%	OK

Rozhodující je posouzení interakce se smykem s ohledem na drcení tlačných diagonál a únosnosti bez smykové výztuže v šikmých stěnách průřezu. Z posudků je patrné, že na mezi únosnosti dojde při interakci smyku a kroucení ke vzniku trhlin a bude nutné posoudit smykovou výztuž. Interakce je posouzena dle následujících výrazů z ČSN EN 1992-1-1 [32]:

$$\text{Únosnost tlačné diagonály: } T_{Ed} / T_{Rd,max} + V_{Ed,max} / V_{Rd,max} \leq 1$$

$$\text{Únosnost bez smykové výztuže: } T_{Ed} / T_{Rd,c} + V_{Ed} / V_{Rd,c} \leq 1$$

Tabulka 51: Interakce smyku a kroucení - únosnost tlačných diagonál šikmých stěn

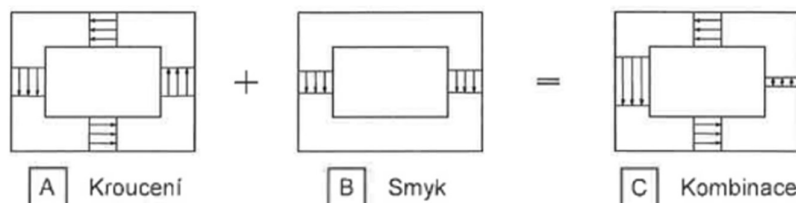
Průřez	$T_{ed}$ [kNm]	$T_{Rd,max}$ [kNm]	$V_{ed,max}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$\Sigma \leq 1$	Posouzení
Podpora P6	11806.0	119095.9	14850.0	20851.2	0.811	OK
Pole 5	5426.0	105888.9	2609.0	17785.6	0.198	OK
Přechod 5	9070.0	105888.9	4167.00	17785.6	0.320	OK

Tabulka 52: Interakce smyku a kroucení - únosnost stěn bez smykové výztuže

Průřez	$T_{ed}$ [kNm]	$T_{Rd,c}$ [kNm]	$V_{ed}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$\Sigma \leq 1$	Posouzení
Podpora P6	11806.0	26649.5	6123.0	3678.8	2.107	NE
Pole 5	5426.0	23504.7	2609.0	3184.6	1.050	NE
Přechod 5	9070.0	23504.7	4167.00	3184.6	1.694	NE

Návrh smykové výztuže na kroucení lze provést odděleně a navrhnout třmeny pro kroucení a třmeny pro smyk. V případě komorového průřezu však bude výhodnější provést návrh pro společné namáhání ve svislých stěnách, které popisuje následující obrázek. Příspěvek namáhání stěn od kroucení je vypočten pomocí vztahu z ČSN EN 1992-2 [35]:

$$\text{Příspěvek k posouvající síle od kroucení: } V_{Ed,T} = (T_{Ed} * z_i) / 2A_k$$



Obrázek 381: Způsob stanovení interakce smyku a kroucení [35]



Po vypočtení tohoto příspěvku je proveden posudek únosnosti smykové výztuže jako v kapitole 6.9.3.1. Síla  $V_{Ed,V}$  je pro každou stěnu polovina celkové návrhové posouvající síly a střížnost trmenů odpovídá jedné stěně. K této návrhové síle je přidána posouvající síla  $V_{Ed,T}$  od kroucení.

Tabulka 53: Výsledné posouzení interakce na únosnost smykové výztuže

Průřez	$T_{ed}$ [kNm]	$z_i$ [m]	$A_k$ [m <sup>2</sup> ]	$V_{ed,T}$ [kN]	$V_{ed,V}$ [kN]	$A_{sw}$ [mm <sup>2</sup> ]	$s$ [mm]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$\Sigma V_{ed}$ [kN]	Využití	Posouzení
Podpora P6	11806	2,414	13,98	1020	3062	628	150	5571	4081	73%	OK
Pole 5	5426	2,386	14,57	444	1305	402	150	3565	1749	49%	OK
Přechod 5	9070	2,386	14,57	743	2084	402	150	3565	2826	79%	OK

Při kroucení dochází k podélnému namáhání střední části komorového průřezu. S ohledem na vznik smykových trhlin je proto důležitý návrh podélné výztuže ve stěnách, dolní desce a střední části horní desky. Tato výztuž musí po vzniku trhlin být schopna tuto tahovou sílu musí přenést. Při uspořádání podélné výztuže po 150 mm je v této oblasti 120 prutů u vnějšího povrchu a 95 prutů u vnitřního povrchu. Pro všechny oblasti je navržena výztuž profilu 12 mm po 150 mm. Výpočet je proveden dle následujícího vztahu z ČSN EN 1992-2 [35]:

Závislost vznikající tahové síly na kroutícím momentu:  $(\Sigma A_{sl} * f_{yd}) / u_k = (T_{Ed} * \cot \theta) / 2A_k$

Tabulka 54: Návrh a posouzení podélné výztuže na účinky kroucení

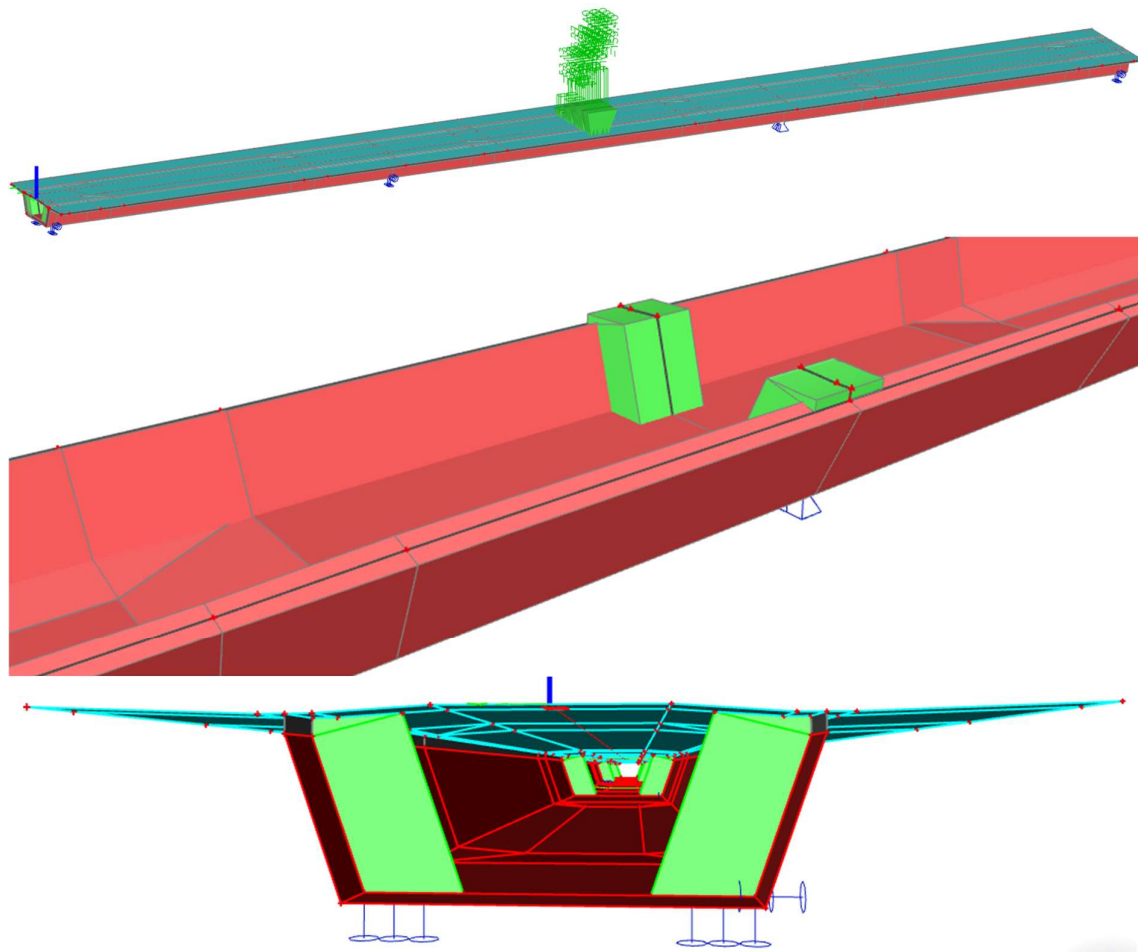
Průřez	$T_{ed}$ [kNm]	$u_k$ [m]	$\theta$ [°]	$A_k$ [m <sup>2</sup> ]	$f_{yd}$ [MPa]	$\Sigma A_{sl}$ [mm <sup>2</sup> ]	$\Phi$ [mm]	$n$ [-]	$A_{s,PROV}$ [mm <sup>2</sup> ]	Posouzení
Podpora P6	11806	16,59	38,66	13,98	435	20136	12	215	24304	OK
Pole 5	5426	16,77	38,66	14,57	435	8975	12	215	24304	OK
Přechod 5	9070	16,77	38,66	14,57	435	15003	12	215	24304	OK

## 7 Statický výpočet nosné konstrukce v příčném směru

### 7.1 Popis výpočetního modelu

Pro posouzení konstrukce v příčném směru je vytvořen v programu Scia Engineer deskostěnový model části mostu, která obsahuje 2 krajní pole délky 43 m a jedno vnitřní pole délky 50 m. Příčný ani podélný sklon není uvažován. Model zohledňuje náběhy tloušťky stěn a dolní desky a nadpodporové příčníky. Podepření odpovídá uspořádání ložisek a je realizováno pomocí liniových podpor, které jsou v délce 0,8 m na hraně plochy pod příčnickem.

Model je zatížen vlastní tíhou, ostatním stálým zatížením a modelem LM1 v polohách pro vyvolání maximálního záporného momentu nad stěnou a kladného momentu v poli. Pro bodové síly s kontaktní plochou 400x400 mm je uvažován roznos do střednice pod úhlem 45° dle nejmenší tloušťky desky 300 mm a tloušťky vozovkového souvrství 135 mm. Bodové zatížení je převedeno na plošné s obsahem 0,941 m<sup>2</sup> s délkou strany čtverce 970 mm.

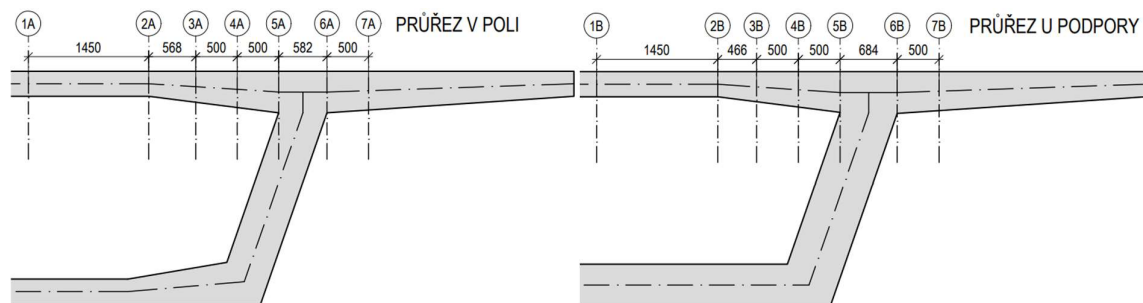


Obrázek 382: Prostorové zobrazení výpočetního modelu

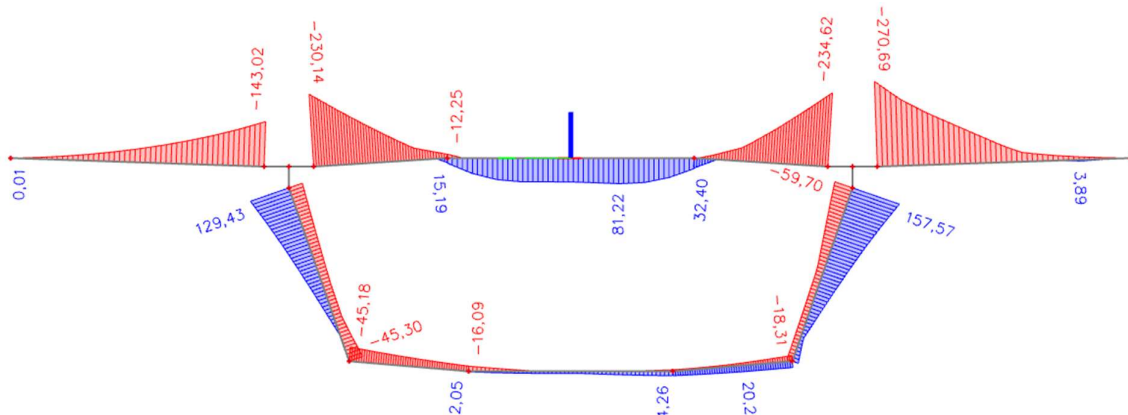
## 7.2 Vnitřní síly

Pro vytvoření kombinací jsou použita pravidla z kapitoly 6.6 pro mezní stav únosnosti a použitelnosti. Vnitřní síly jsou zobrazeny na integračních pásech šířky 1 m. U průřezu v poli uprostřed rozpětí a průřezu podporového ve vzdálenosti 4 m od osy uložení jsou posuzovány v zobrazených řezech.

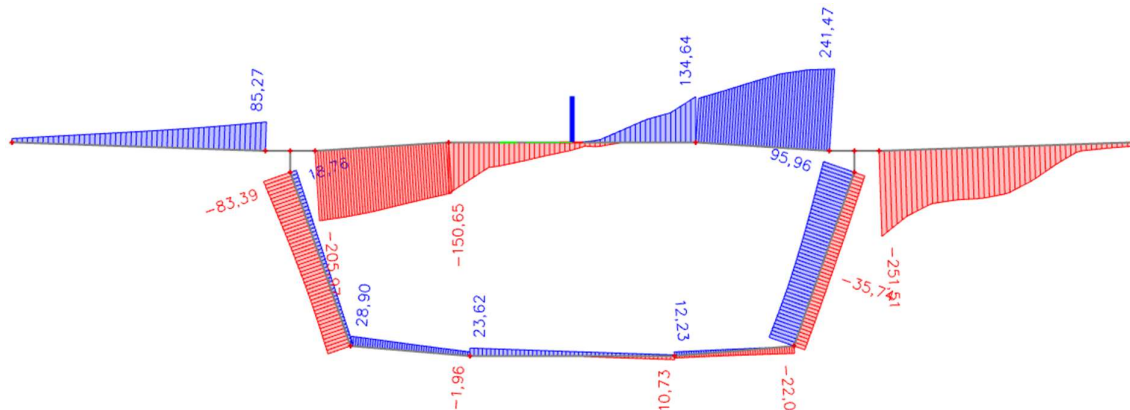
Pro návrh výztuže je posouzen moment únosnosti a smyková únosnost. Pro kritické průřezy je následně ověřen mezní stav použitelnosti, konkrétně omezení napětí a omezení šířky trhlin. Pro přehlednost jsou vnitřní síly shrnuty v tabulce a vykresleny jsou jen výsledné kombinace MSÚ.



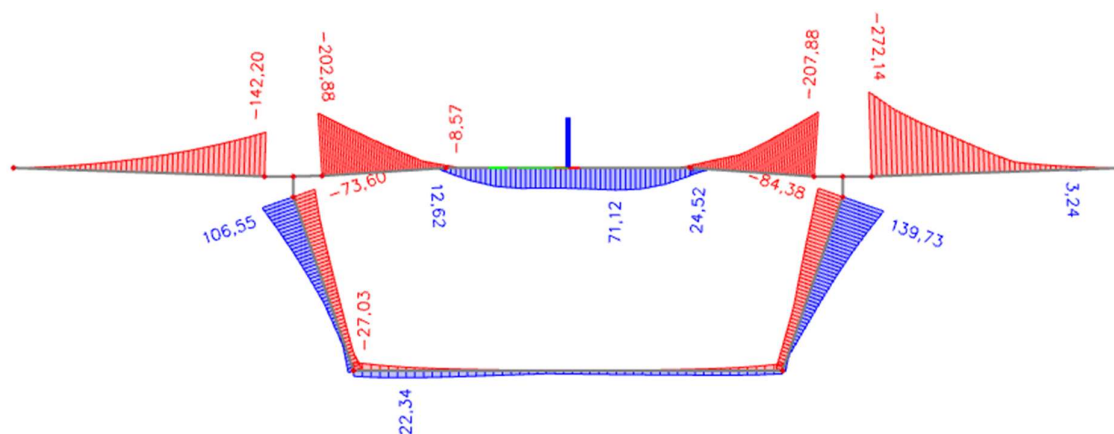
Obrázek 383: Posuzované řezy



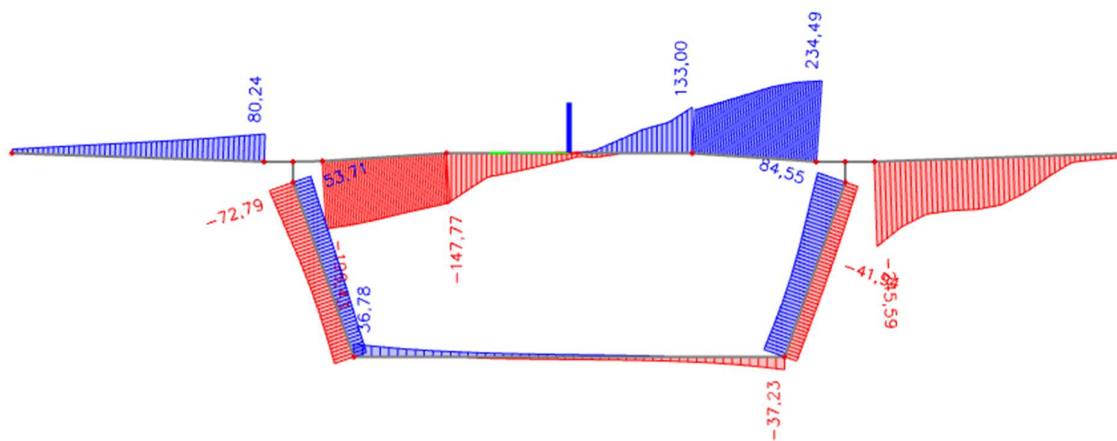
Obrázek 384: Průřez v poli:  $M_y$  - obálka MSÚ [kNm]



Obrázek 385: Průřez v poli:  $V_z$  - obálka MSÚ [kN]



Obrázek 386: Průřez u podpory:  $M_y$  - obálka MSÚ [kNm]



Obrázek 387: Průřez u podpory:  $V_z$  - obálka MSÚ [kN]

Tabulka 55: Vnitřní síly - průřez v poli

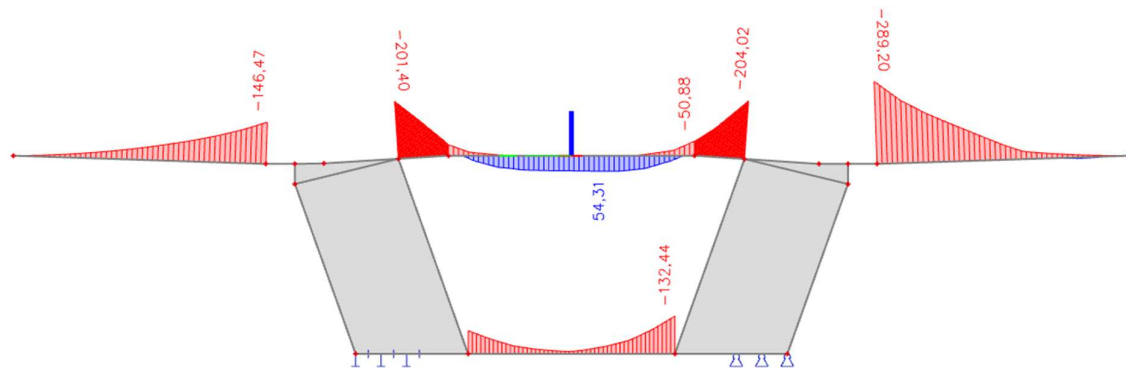
Řez		1A	2A	3A	4A	5A	6A	7A
MSÚ	$V_z$ [kN]	20,71	134,64	174,78	221,74	241,47	-251,51	-173,18
	$M_y$ [kNm]	81,22	33,48	-46,26	-137,53	-234,62	-270,69	-182,13
Char.	$M_y$ [kNm]	60,88	24,73	-26,00	-115,75	-180,68	-212,35	-143,60
Casta	$M_y$ [kNm]	38,50	13,60	-20,61	-72,35	-122,10	-153,58	-91,53
Kvazi.	$M_y$ [kNm]	10,26	0,45	-13,45	-28,57	-45,93	-78,75	-55,45

Tabulka 56: Vnitřní síly - průřez 4 m od podpory

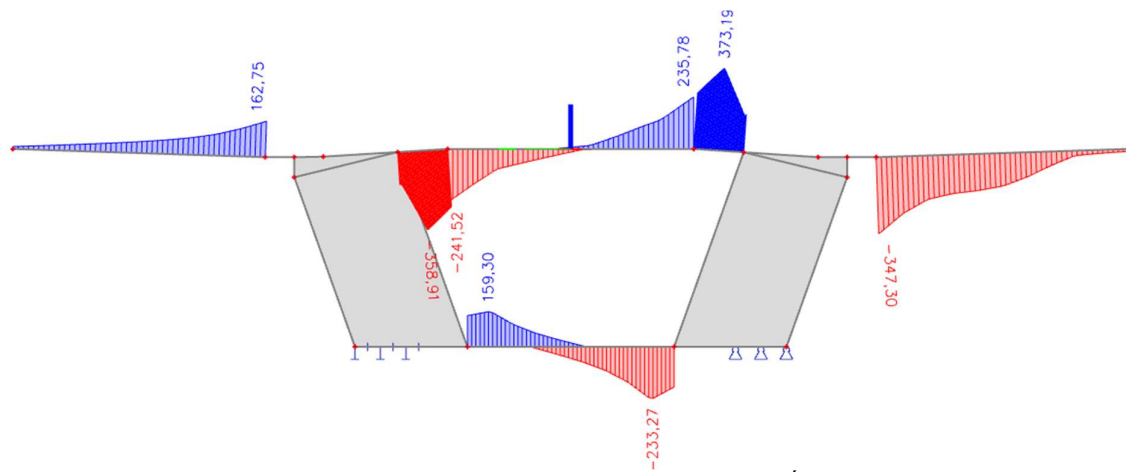
Řez		1B	2B	3B	4B	5B	6B	7B
MSÚ	$V_z$ [kN]	22,87	133,00	146,31	184,45	234,49	-245,59	-169,31
	$M_y$ [kNm]	71,12	24,52	-46,02	-114,60	-207,88	-272,14	-170,35
Char.	$M_y$ [kNm]	53,79	22,92	-27,90	-92,35	-158,12	-213,94	-145,80
Casta	$M_y$ [kNm]	33,47	11,51	-19,68	-66,37	-101,62	-155,71	-93,62
Kvazi.	$M_y$ [kNm]	7,93	0,94	-7,79	-17,96	-27,56	-82,41	-55,72

Pro oba průřezy jsou získány podobné výsledky, které jsou způsobeny tím, že se průřezy liší pouze tloušťkou stěn a dolní desky. U podpor je šířka stěn rozšířena na vnitřní stranu o 100 mm, čímž jsou ve střední desce mírně nižší hodnoty vnitřních sil způsobené sníženou vzdáleností mezi líci stěn. Roznos zatížení je shodný u obou průřezů díky tomu, že okolní průřezy jsou vždy shodně tuhé jako průřez posuzovaný.

Zvýšené namáhání v příčném směru se nachází v oblasti horní desky nad příčníkem. Tuhost příčníku na tuto oblast váže větší část zatížení, která se v jiných průřezech roznáší rovnoměrněji na větší délku.



Obrázek 388: Průřez u podpory:  $M_y$  - obálka MSÚ [kNm]



Obrázek 389: Průřez u podpory:  $V_z$  - obálka MSÚ [kN]

Zároveň je značné namáhání horní desky mezi stěnami příčníku. Tato oblast nemůže být rozšířena kvůli nutnosti průjezdu vozíku pro bednění do dalšího taktu. Zároveň je však nutné poznamenat, že výstižnost modelu v této oblasti není dostatečná a tyto vnitřní síly jsou nadhodnoceny, protože příčník je modelován jako stěna a program uvažuje, že zatížení se roznáší do horní desky pouze střednicovou rovinou s nekonečně malou tloušťkou.

Reálně by se zatížení rovnoměrně rozneslo na celou 2 m širokou část příčníku, která by následně namáhala desku menšími a rovnoměrnějšími vnitřními silami. Posouzení této oblasti by vyžadovalo podrobnější analýzu příčnickového diafragma pomocí příhradové analogie nebo prostorových prvků.

Návrh a posouzení příčníku není předmětem diplomové práce a je pouze ověřeno, že pro průřez horní desky lze navrhnout přiměřené množství výztuže pro zajištění únosnosti v ohybu a smyku.

## 7.3 Návrh a posouzení – typické průřezy

U průřezu v poli a podporového průřezu jsou porovnány vnitřní síly a je navržena betonářská výztuž. Vzhledem k velké shodě výsledků bude proveden shodný návrh horní desky v těchto typických oblastech neovlivněných tuhostí příčnicku.

Horní povrch desky je vyztužen pruty průměru 20 mm po 150 mm. Pro dolní povrch konzol je navržena výztuž průměru 12 mm po 150 mm a dolní povrch v oblasti mezi stěnami je podřízen navržené výztuži na smyk a kroucení. V poli jsou pruty průměru 16 mm a nad podporou 20 mm vždy po 150 mm. Dolní deska a stěny jsou podřízeny navržené výztuži na smyk a kroucení.

### 7.3.1 Posouzení smyku

Jako první je proveden posudek únosnosti tlačené diagonály, který u všech průřezů bezpečně vyhověl. Posudky jsou provedeny dle vztahů uvedených v kapitole 6.9.3.1. Návrhová posouvající síla není redukována do vzdálenosti  $d$  od líce stěn, protože hlavním zdrojem posouvajících sil není rovnoměrné zatížení, ale nápravové síly od modelu LM1.

Tabulka 57: Posouzení únosnosti tlačené diagonály

Řez	$\alpha_{cw}$ [-]	$b_w$ [m]	$d$ [m]	$z$ [m]	$v_1$ [-]	$f_{cd}$ [MPa]	$\cot \theta$ [-]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]	Využití	Posouzení
1A	1,00	1,00	0,225	0,20	0,52	21	1,25	1070	20,7	2%	OK
2A	1,00	1,00	0,225	0,20	0,52	21	1,25	1070	134,6	13%	OK
3A	1,00	1,00	0,298	0,27	0,52	21	1,25	1418	174,8	12%	OK
4A	1,00	1,00	0,362	0,33	0,52	21	1,25	1722	221,7	13%	OK
5A	1,00	1,00	0,425	0,38	0,52	21	1,25	2022	241,5	12%	OK
6A	1,00	1,00	0,425	0,38	0,52	21	1,25	2022	251,5	12%	OK
7A	1,00	1,00	0,391	0,35	0,52	21	1,25	1860	173,2	9%	OK

Následně je posouzena únosnost průřezu bez smykové výztuže. V oblastech, kde bude tato únosnost větší než návrhová posouvající síla lze navrhnout pouze konstrukční smykovou výztuž.

Tabulka 58: Posouzení smykové únosnosti nevyztuženého průřezu

Řez	$b_w$ [m]	$d$ [m]	$f_{ck}$ [MPa]	$k$ [-]	$\rho_1$ [-]	$C_{Rd,c}$ [-]	$v_{min}$ [-]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]	Využití	Posouzení
1A	1,00	0,23	35,0	1,94	0,009	0,12	0,56	167,5	20,7	12%	OK
2A	1,00	0,23	35,0	1,94	0,009	0,12	0,56	167,5	134,6	80%	OK
3A	1,00	0,30	35,0	1,82	0,007	0,12	0,51	189,2	174,8	92%	OK
4A	1,00	0,36	35,0	1,74	0,006	0,12	0,48	206,4	221,7	107%	NE
5A	1,00	0,43	35,0	1,69	0,005	0,12	0,45	222,2	241,5	109%	NE
6A	1,00	0,43	35,0	1,69	0,005	0,12	0,45	222,2	251,5	113%	NE
7A	1,00	0,39	35,0	1,72	0,005	0,12	0,47	213,8	173,2	81%	OK

V tomto případě však oblasti blízké lícům stěn nevyhovují a je nutné navrhnout nosnou smykovou výztuž. Pro sjednocení návrhu je konstrukční smyková výztuž navržena ze spon

průměru 10 mm v rastru 300x300 mm. Tento rastr by však neměl dostatečnou únosnost, a proto je v kritických oblastech vyžadujících nosnou smykovou výztuž rastr zhuštěn na 150x300 mm.

Tabulka 59: Posouzení únosnosti smykové výztuže v kritických průřezech

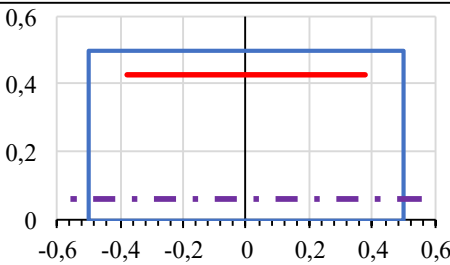
Řez	$\Phi$ [mm]	n [-]	$A_{sw}$ [mm <sup>2</sup> ]	z [m]	s [mm]	$f_{ywd}$ [MPa]	$\cot \theta$ [-]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]	Využití	Posouzení
4A	10	3,3333	262	0,326	150	435	1,25	309	222	72%	OK
5A	10	3,3333	262	0,383	150	435	1,25	363	241	67%	OK
6A	10	3,3333	262	0,383	150	435	1,25	363	252	69%	OK

### 7.3.2 Posouzení momentu únosnosti

Posouzení je provedeno v programu MS Excel metodou mezních přetvoření dle pracovních diagramů z kapitoly 6.9.1 Posouzení je uvedeno pro průřez v lici konzoly a ostatní pro ostatní průřezy je shrnuto v tabulce.

Tabulka 60: Posouzení momentu únosnosti v lici konzoly

Geometrie průřezu			
Výška průřezu:	0,500 m		
Šířka průřezu:	1,000 m		
Betonářská výztuž			
z [m]	n [ks]	profil [mm]	Plocha [mm <sup>2</sup> ]
0,425	6,7	20	2105



Poloha neutrální osy a moment únosnosti	
VMSÚ rozhoduje porušení	<b>drcení betonu</b>
Vzdálenost N.O. od spodních vláken	<b>0,060 m</b>
Výška tlačené oblasti x	0,060 m

Materiál	$\epsilon$ [. 10 <sup>-3</sup> ]	$\sigma$ [MPa]	F [kN]	e [m]	M [kNm]	Podmínka mezního přetvoření
Beton	-3,50	-21	-634	0,045	-28,7	Vyhovuje
	-1,75	-21	-317	0,020	-6,4	
Výztuž	25,49	452	951	-0,365	-346,7	Vyhovuje

<b>Kontrola rovnováhy:</b>	$F_{pu} =$	<b>0</b>	<b>kN</b>
<b>Moment únosnosti:</b>	$M_{Rd} =$	<b>-381,8</b>	<b>kNm</b>
<b>Návrhový moment:</b>	$M_{Ed} =$	<b>-270,7</b>	<b>kNm</b>

**Vyhovuje**  
**Využití: 71%**

Výztuž by mohla být využita na více než 71%, ale v tom případě by musela být navržena odlišná osová vzdálenost než typických 150 mm nebo by bylo nutné použít profily 18 mm, protože výztuž průměru 16 mm po 150 mm nevyhovuje.

Snahou je navrhovat průměry 12, 16 a 20 mm, tedy každou druhou velikost průměru, aby se na stavbě nenacházely sobě blízké profily a nemohlo dojít k jejich záměně. Zároveň je výztuž profilu 20 mm po 150 mm u podporových průřezů nutná s ohledem na interakci smyku a kroucení v podélném směru.

Tabulka 61: Posouzení momentu únosnosti

Řez	b [m]	h [m]	A <sub>s</sub> [mm <sup>2</sup> ]	z <sub>s</sub> [m]	n.o. [m]	x [m]	ε <sub>c</sub> [· 10 <sup>-3</sup> ]	ε <sub>s</sub> [· 10 <sup>-3</sup> ]	F <sub>c</sub> [kN]	F <sub>s</sub> [kN]	M <sub>Rd</sub> [kN]	M <sub>Ed</sub> [kN]	Využití	Posouzení
1A	1,00	0,300	1347	0,075	0,262	0,038	-3,50	17,16	600,38	600,38	126,2	81,2	64%	OK
2A	1,00	0,300	2105	0,075	0,262	0,038	-3,50	17,16	600,38	600,38	126,2	33,5	27%	OK
3A	1,00	0,373	2105	0,298	0,060	0,060	-3,50	18,38	939,96	939,96	-258,3	-46,3	18%	OK
4A	1,00	0,437	2105	0,362	0,060	0,060	-3,50	21,98	945,48	945,48	-320,2	-137,5	43%	OK
5A	1,00	0,500	2105	0,425	0,060	0,060	-3,50	25,49	950,85	950,85	-381,8	-234,6	61%	OK
6A	1,00	0,500	2105	0,425	0,060	0,060	-3,50	25,49	950,85	950,85	-381,8	-270,7	71%	OK
7A	1,00	0,466	2105	0,391	0,060	0,060	-3,50	23,60	947,96	947,96	-348,5	-182,1	52%	OK

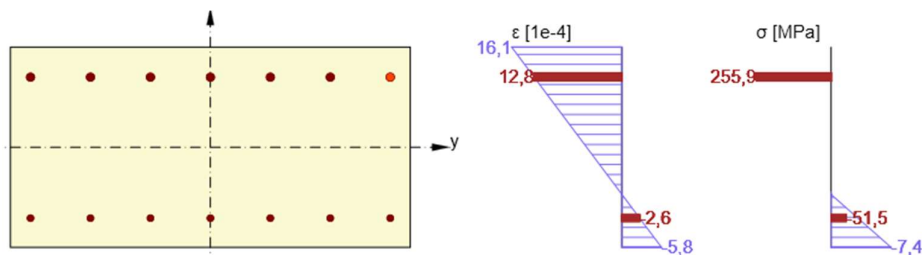
### 7.3.3 Posouzení MSP

Toto posouzení je provedeno v programu Idea Statica RCS pro průřez v líci konzoly, který je namáhán maximálním ohybovým momentem. Zároveň je posouzen průřez uprostřed horní desky, kde je největší kladný moment a zároveň výška průřezu pouze 300 mm.

Jsou ověřeny stavy omezení napětí a omezení šířky trhlin. Šířka trhlin pro železobeton je pro prvky vystavené prostředí XC (povrchy pokryté izolací proti vodě) maximálně 0,3 mm při kvazistálé kombinaci. Vzhledem k tomu, že se jedná o mostní konstrukci s podélnou soudržnou předpínací výztuží, je doporučeno postupovat dle přísnějších požadavků vyžadujících pro stupně XC maximální šířku trhliny 0,2 mm při časté kombinaci zatížení.

Omezení napětí stanovuje limitní hodnotu  $0,6 \cdot f_{ck}$  pro beton a  $0,8 \cdot f_{yk}$  pro betonářskou výztuž při charakteristické kombinaci. Zároveň je požadováno maximální napětí  $0,45 \cdot f_{ck}$  při kvazistálé kombinaci.

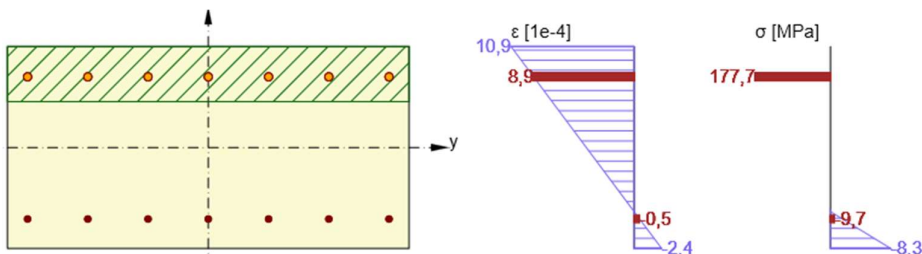
#### 7.3.3.1 Průřez konzoly v líci stěny



Obrázek 390: Průběh přetvoření a napětí - charakteristická kombinace

Omezení napětí v betonu:  $\sigma_{cc} = -7,4 \text{ MPa} > 0,6 \cdot f_{ck} = -21 \text{ MPa}$ ...vyhovuje

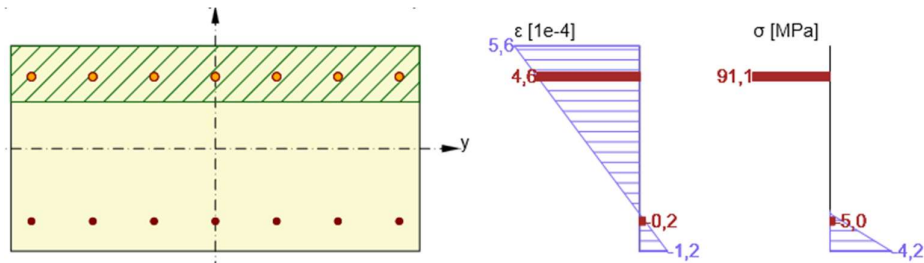
Omezení napětí ve výztuži:  $\sigma_s = 255,9 \text{ MPa} < 0,8 \cdot f_{yk} = 400 \text{ MPa}$ ...vyhovuje



Obrázek 391: Průběh napětí a přetvoření - častá kombinace

Omezení šířky trhlin:  $w_k = 0,175 \text{ mm} < w_{k,lim} = 0,200 \text{ mm}$ ...vyhovuje

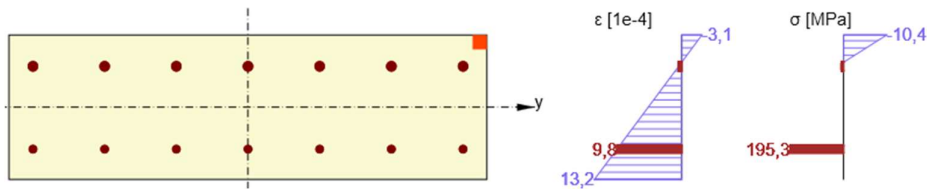




Obrázek 392: Průběh napětí a přetvoření - kvazistálá kombinace

Omezení napětí v betonu:  $\sigma_{cc} = -4,2 \text{ MPa} > 0,45 * f_{ck} = -15,75 \text{ MPa} \dots$ vyhovuje

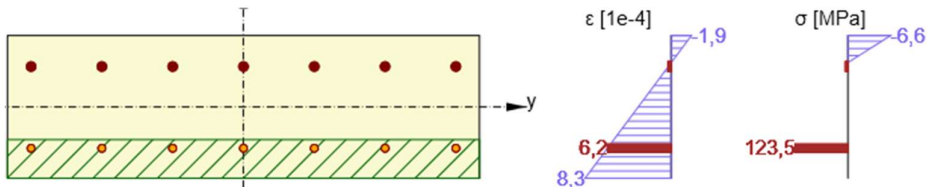
### 7.3.3.2 Průřez ve středu horní desky



Obrázek 393: Průběh přetvoření a napětí - charakteristická kombinace

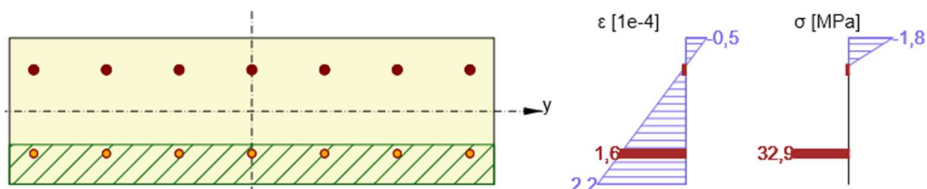
Omezení napětí v betonu:  $\sigma_{cc} = -10,4 \text{ MPa} > 0,6 * f_{ck} = -21 \text{ MPa} \dots$ vyhovuje

Omezení napětí ve výztuži:  $\sigma_s = 195,3 \text{ MPa} < 0,8 * f_{yk} = 400 \text{ MPa} \dots$ vyhovuje



Obrázek 394: Průběh napětí a přetvoření - častá kombinace

Omezení šířky trhlin:  $w_k = 0,099 \text{ mm} < w_{k,lim} = 0,200 \text{ mm} \dots$ vyhovuje



Obrázek 395: Průběh napětí a přetvoření - kvazistálá kombinace

Omezení napětí v betonu:  $\sigma_{cc} = -1,8 \text{ MPa} > 0,45 * f_{ck} = -15,75 \text{ MPa} \dots$ vyhovuje

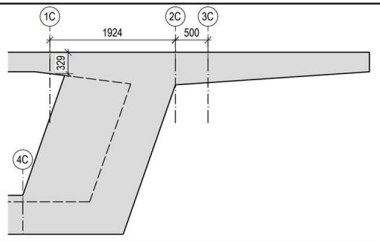
## 7.4 Návrh a posouzení – oblast příčníku

Poslední částí posouzenou v příčném řezu je horní a dolní deska v ose uložení, kde jsou vnitřní síly ovlivněny tuhostí příčníku. I přes nadhodnocení těchto sil vlivem použitého modelu je provedeno posouzení kritických řezů patrných z následující tabulky obsahující vnitřní síly. Tato výztuž horní desky je navržena do oblasti 2 m od líce příčníku, dále již pokračuje výztuž dle typických průřezů.

V průřezech je navržena shodná příčná výztuž jako u typického podporového průřezu, tedy průměru 20 mm po 150 mm u obou povrchů horní i dolní desky a výztuž průměru 12 mm po 150 mm u dolního povrchu konzol. Smyková výztuž je v této oblasti upravena.

Tabulka 62: Vnitřní síly v posuzovaných řezech příčniku

Řez		1C	2C	3C	4C
MSÚ	V <sub>z</sub> [kN]	-373,19	-347,30	-207,59	233,27
	M <sub>y</sub> [kNm]	-204,02	-289,20	-209,54	-132,44
Char.	M <sub>y</sub> [kNm]	-158,84	-228,62	-166,01	-103,31
Casta	M <sub>y</sub> [kNm]	-109,80	-164,37	-112,41	-64,83
Kvazi.	M <sub>y</sub> [kNm]	-51,43	-95,94	-65,46	-32,71



#### 7.4.1 Posouzení momentu únosnosti

Posouzení momentu únosnosti vyhovuje pro navržené pruty průměru 20 mm po 150 mm ve všech posuzovaných řezech. Nejvíce exponované místo se nachází v lici vnitřní stěny příčniku.

Tabulka 63: Posouzení momentu únosnosti - řezy u příčniku

Řez	b [m]	h [m]	A <sub>s</sub> [mm <sup>2</sup> ]	z <sub>s</sub> [m]	n.o. [m]	x [m]	ε <sub>c</sub> [· 10 <sup>-3</sup> ]	ε <sub>s</sub> [· 10 <sup>-3</sup> ]	F <sub>c</sub> [kN]	F <sub>s</sub> [kN]	M <sub>Rd</sub> [kN]	M <sub>Ed</sub> [kN]	Využití	Posouzení
1C	1,00	0,329	2105	0,254	0,059	0,059	-3,50	15,87	936,13	936,13	-216,1	-204,0	94%	OK
2C	1,00	0,500	2105	0,425	0,060	0,060	-3,50	25,49	950,85	950,85	-381,1	-289,2	76%	OK
3C	1,00	0,466	2105	0,391	0,060	0,060	-3,50	23,60	947,96	947,96	-348,5	-209,5	60%	OK
4C	1,00	0,600	2105	0,525	0,061	0,061	-3,50	30,98	959,26	959,26	-480,9	-132,4	28%	OK

#### 7.4.2 Posouzení smyku

Po kontrole únosnosti tlačené diagonály je ověřována únosnost bez smykové výztuže. Nakonec je v nevyhovujících řezech navržena smyková výztuž. Ve středové části horní desky je třeba největšího zhuštění spon průměru 10 mm na rastr 150x150 mm. V části konzol vyhovuje výztuž ze spon průměru 10 mm v rastru 150x300 mm. Oblast dolní desky má dostatečnou únosnost betonového průřezu bez nutnosti smykové výztuže.

Tabulka 64: Posouzení únosnosti tlačené diagonály

Řez	α <sub>cw</sub> [-]	b <sub>w</sub> [m]	d [m]	z [m]	v <sub>1</sub> [-]	f <sub>cd</sub> [MPa]	cot θ [-]	V <sub>Rd,max</sub> [kN]	V <sub>Ed</sub> [kN]	Využití	Posouzení
1C	1,00	1,00	0,254	0,229	0,52	21	1,25	1208	373,2	31%	OK
2C	1,00	1,00	0,425	0,383	0,52	21	1,25	2022	347,3	17%	OK
3C	1,00	1,00	0,391	0,352	0,52	21	1,25	1860	207,6	11%	OK
4C	1,00	1,00	0,525	0,473	0,52	21	1,25	2498	233,3	9%	OK

Tabulka 65: Posouzení únosnosti bez smykové výztuže

Řez	b <sub>w</sub> [m]	d [m]	f <sub>ck</sub> [MPa]	k [-]	ρ <sub>1</sub> [-]	C <sub>Rd,c</sub> [-]	v <sub>min</sub> [-]	V <sub>Rd,c</sub> [kN]	V <sub>ed</sub> [kN]	Využití	Posouzení
1C	1,00	0,254	35,0	1,89	0,008	0,12	0,54	176,5	373,2	211%	NE
2C	1,00	0,425	35,0	1,69	0,005	0,12	0,45	222,2	347,3	156%	NE
3C	1,00	0,391	35,0	1,72	0,005	0,12	0,47	213,8	207,6	97%	OK
4C	1,00	0,525	35,0	1,62	0,004	0,12	0,43	245,3	233,3	95%	OK

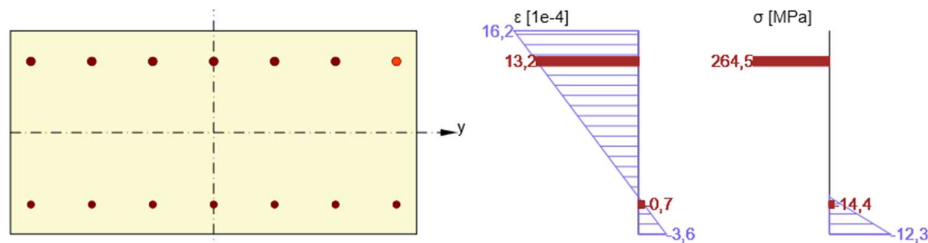
Tabulka 66: Únosnost kritických průřezů se smykovou výztuží

Řez	$\Phi$ [mm]	n	$A_{sw}$ [mm <sup>2</sup> ]	z [m]	s [mm]	$f_{ywd}$ [MPa]	$\cot \theta$	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]	Využití	Posouzení
1C	10	6,6667	523	0,229	150	435	1,25	433,7	373,2	86%	OK
2C	10	3,3333	262	0,383	150	435	1,25	362,8	347,3	96%	OK

### 7.4.3 Posouzení MSP

Posouzení MSP je provedeno pro kritické průřezy 1C a 2C programem Idea Statica RCS dle kritériíh popsanych v kapitole 7.3.3.

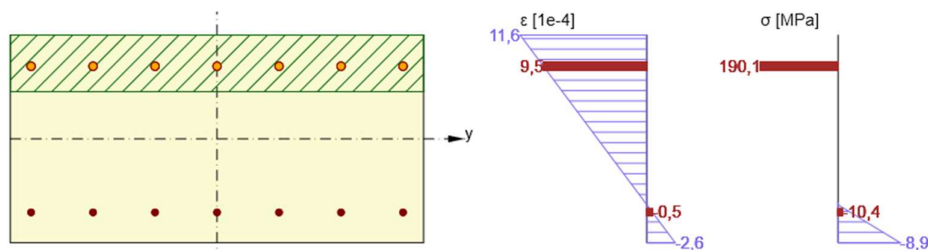
#### 7.4.3.1 Průřez konzoly v líci stěny



Obrázek 396: Průběh přetvoření a napětí - charakteristická kombinace

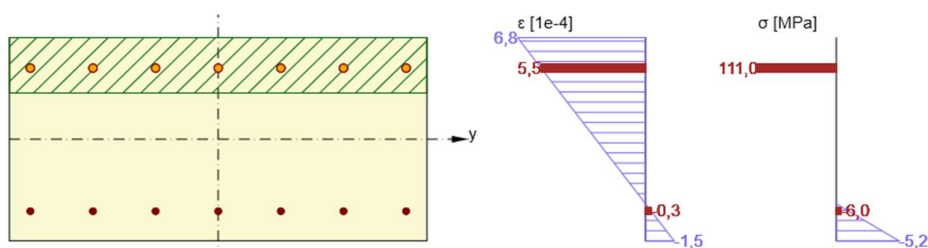
Omezení napětí v betonu:  $\sigma_{cc} = -12,3 \text{ MPa} > 0,6 * f_{ck} = -21 \text{ MPa}$ ...vyhovuje

Omezení napětí ve výztuži:  $\sigma_s = 264,5 \text{ MPa} < 0,8 * f_{yk} = 400 \text{ MPa}$ ...vyhovuje



Obrázek 397: Průběh napětí a přetvoření - častá kombinace

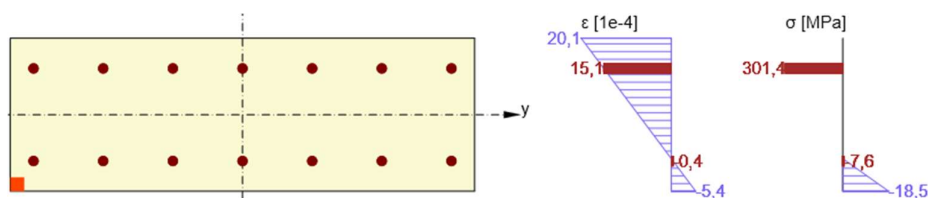
Omezení šířky trhlin:  $w_k = 0,187 \text{ mm} < w_{k,lim} = 0,200 \text{ mm}$ ...vyhovuje



Obrázek 398: Průběh napětí a přetvoření - kvazistálá kombinace

Omezení napětí v betonu:  $\sigma_{cc} = -5,2 \text{ MPa} > 0,45 * f_{ck} = -15,75 \text{ MPa}$ ...vyhovuje

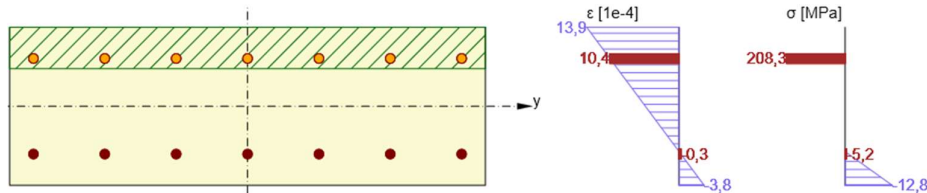
#### 7.4.3.2 Průřez u líce příčniku



Obrázek 399: Průběh přetvoření a napětí - charakteristická kombinace

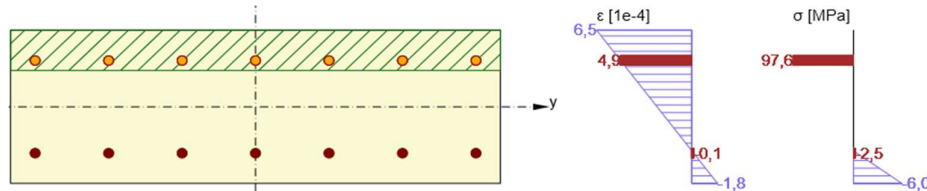
Omezení napětí v betonu:  $\sigma_{cc} = -18,5 \text{ MPa} > 0,6 * f_{ck} = -21 \text{ MPa} \dots$ vyhovuje

Omezení napětí ve výztuži:  $\sigma_s = 301,4 \text{ MPa} < 0,8 * f_{yk} = 400 \text{ MPa} \dots$ vyhovuje



Obrázek 400: Průběh napětí a přetvoření - častá kombinace

Omezení šířky trhlin:  $w_k = 0,153 \text{ mm} < w_{k,lim} = 0,200 \text{ mm} \dots$ vyhovuje



Obrázek 401: Průběh napětí a přetvoření - kvazistálá kombinace

Omezení napětí v betonu:  $\sigma_{cc} = -6,0 \text{ MPa} > 0,45 * f_{ck} = -15,75 \text{ MPa} \dots$ vyhovuje

## 7.5 Shrnutí navržené výztuže

Příčná výztuž spodní části průřezu je podřízena návrhu na smyk a kroucení z kapitoly 6.9.3. Příčná ohybová výztuž horního povrchu horní desky je navržena v celé délce mostu z prutů průměru 20 mm po 150 mm. Výztuž u spodního povrchu konzol je vždy v tlačené oblasti a je navržena konstrukčně z prutů průměru 12 mm po 150 mm.

Výztuž u dolního povrchu střední části desky uvnitř komory je také podřízena navržené výztuži na kroucení, která je u průřezu v poli z prutů průměru 16 mm po 150 mm a od náběhu na podporový průřez až k podpoře je 20 mm po 150 mm.

Smyková výztuž pro příčný směr je navržena ve stěnách a dolní desce pouze jako výztuž konstrukční ze spon průměru 10 mm v rastru 300x300 mm, protože ani v nejvíce exponované části spodní desky u příčniku není nutný návrh nosné smykové výztuže.

U konzol je do vzdálenosti 0,5 m od líce stěny navrženy rastr 150x300 po celé délce mostu. Střední deska má u typických průřezů rastr 150x300 do vzdálenosti 1 m od líce stěny. Do vzdálenosti 3 m od os uložení je střední deska u příčniku nejvíce namáhána na smyk a spony průměru 10 mm jsou zde navrženy v rastru 150x150 mm.

Schéma vyztužení příčného řezu v poli a u podpory je přílohou výkresové dokumentace.

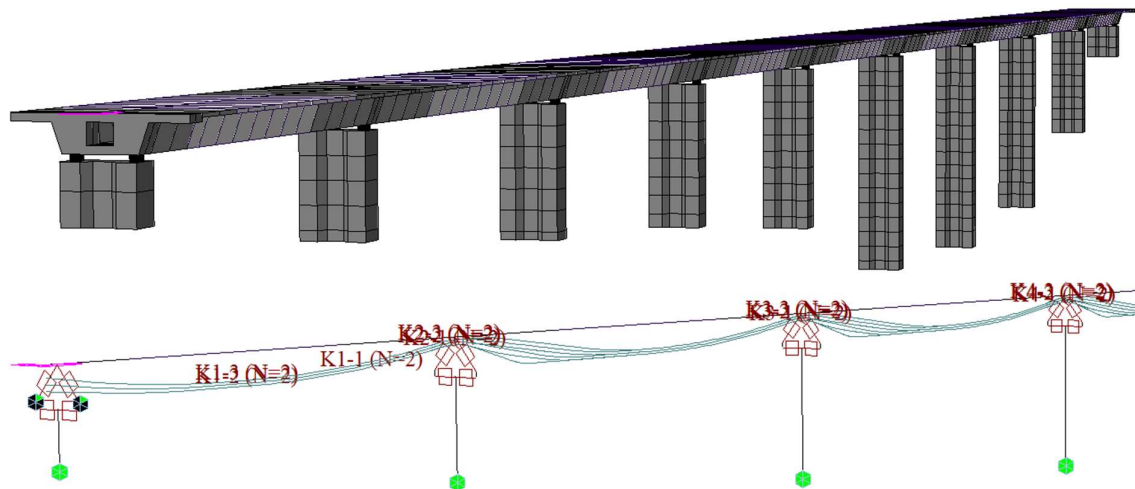
## 8 Statický výpočet spodní stavby

V rámci diplomové práce nejsou posouzeny veškeré prvky spodní stavby. Komentovaný statický výpočet je zaměřen na posouzení nejvyššího pilíře P7 a pilíře nesoucí pevné ložisko P5, které jsou dle předpokladu pro návrh rozhodující. U těchto pilířů jsou porovnány vnitřní síly a pro horší z nich je posouzen účinek II. řádu. Dá se předpokládat, že pilíře P6 a P8 by díky podobné výšce měly shodné vyztužení s pilířem P7 a u ostatních nižších pilířů by bylo možné návrh vyztužení optimalizovat s ohledem na zachování jednotného tvaru pilířů. Posouzení opěr ani ostatních pilířů není předmětem diplomové práce.

### 8.1 Popis výpočetního modelu

Pro posouzení pilířů a pro získání přesnějších reakcí na ložiska je provedena úprava výpočetního modelu. Model s fázovaným průřezem je velice náročný na výpočetní čas a kvůli modelování skruže obsahuje velké množství vazeb a prvků, proto je spodní stavba přidána na model výsledné varianty předpětí bez fázovaného průřezu.

Spojení mezi spodní stavbou a nosnou konstrukcí je provedeno pomocí čtveřic tuhých vazeb a dvojice fiktivních prutů, které mají na horním konci pomocí funkce beam and release uvolněny vazby tak, aby odpovídali navrženému uspořádání ložisek. Provizorní kotvení k opěře je provedeno pomocí vnějších podpor zabraňujícím pouze vodorovnému posunu.



Obrázek 402: Zobrazení výpočetního modelu se spodní stavbou

Zohlednění tuhosti spodní stavby představuje změnu v podepření nosné konstrukce ze svisle tuhých podpor na pružné. Jejich tuhost odpovídá normálové tuhosti betonových dřívků, která je závislá jejich na ploše průřezu, délce a modulu pružnosti. Pro systém s více pevnými ložisky je důležité také nahrazení vodorovně pevných podpor za vodorovně pružné. Jejich tuhost je závislá na ohybové tuhosti pilířů. Kromě délky a modulu pružnosti závisí na momentu setrvačnosti průřezu.

Stejným způsobem je nahrazena i vodorovná příčná tuhost, která má vliv například na přerozdělení namáhání větrem mezi jednotlivými pilíři. To je patrné z uvedených reakcí  $R_y$  v kapitole 8.2. Rozdíl je viditelný při srovnání reakcí na pilíř P5 a P6. Pilíř P5 je výrazně nižší a vodorovně tužší a přebírá větší sílu od zatížení větrem. Z hlediska svislých zatížení a nerovnoměrných poklesů je vliv tuhosti dřívků minimální, což je způsobené velkou normálovou tuhostí. Svislý průhyb od vlastní tíhy mostu v hlavě nejvyššího pilíře je pouze 1,3 mm.

## 8.2 Reakce na ložiska a dilatační posuny

Z modelu jsou odečteny hodnoty reakcí na ložiska a dilatační posuny konců mostu, které by sloužily pro návrh ložisek a dilatačních závěrů. Samotný návrh není předmětem diplomové práce. Je předpokládáno použití hrncových ložisek a lamelových dilatačních závěrů. Dilatační posuny zahrnují vliv teplotních změn, předpětí, dotvarování a smršťování.

Tabulka 67: Reakce na ložiska a dilatační posuny konců mostu

MSÚ [kN]					MSP charakteristická [kN]				
	$R_x$	$R_y$	$R_{z,min}$	$R_{z,max}$		$R_x$	$R_y$	$R_{z,min}$	$R_{z,max}$
OP1 L	-	355,9	1965,6	6290,7	OP1 L	-	240,7	2372,4	5265,1
OP1 P	-	-	2265,7	7808,1	OP1 P	-	-	2535,5	6303,2
P2 L	-	1067,3	6755,1	14541,3	P2 L	-	716,6	7206,1	11763,2
P2 P	-	-	5932,9	14767,8	P2 P	-	-	6522,8	12076,8
P3 L	-	1024,0	6754,4	14806,9	P3 L	-	686,5	7230,1	12088,7
P3 P	-	-	5900,4	15068,3	P3 P	-	-	6493,8	12356,5
P4 L	-	1062,9	6544,4	14732,3	P4 L	-	713,9	7005,9	12015,6
P4 P	-	-	5641,9	14970,8	P4 P	-	-	6318,0	12270,2
P5 L	1100,8	1329,6	6882,1	15272,9	P5 L	739,5	899,8	7415,6	12419,3
P5 P	1100,8	-	5923,0	15426,1	P5 P	739,5	-	6634,5	12647,4
P6 L	-	1007,7	7280,2	15495,5	P6 L	-	679,8	7749,4	12700,3
P6 P	-	-	6423,1	15735,5	P6 P	-	-	6932,6	12915,7
P7 L	-	1107,3	7192,3	15335,2	P7 L	-	749,4	7663,4	12596,6
P7 P	-	-	6382,7	15603,3	P7 P	-	-	6841,6	12804,2
P8 L	-	1066,2	7438,9	15572,1	P8 L	-	720,1	7892,0	12750,2
P8 P	-	-	6559,6	15778,5	P8 P	-	-	7065,7	12960,8
P9 L	-	1283,6	6828,2	14538,8	P9 L	-	867,2	7265,0	11754,3
P9 P	-	-	5934,8	14679,3	P9 P	-	-	6520,3	12001,8
OP10 L	-	315,9	1803,2	6153,8	OP10 L	-	216,0	2206,8	5087,8
OP10 P	-	-	1889,3	7602,8	OP10 P	-	-	2244,2	6135,4

MSP kvazistálá [kN]					Dilatační posuny (+prodloužení, - zkrácení)				
	$R_x$	$R_y$	$R_{z,min}$	$R_{z,max}$	MSÚ [mm]		MSP char. [mm]		
					$u_{MAX}$	$u_{MIN}$	$u_{MAX}$	$u_{MIN}$	
OP1 L	-	0,0	3479,9	3865,5					
OP1 P	-	-	2853,0	3238,6	OP1	-175,0	-47,5	-140,0	-65,5
P2 L	-	0,0	8200,1	9144,7	OP10	-215,0	-55,1	-172,0	-75,4
P2 P	-	-	6950,2	7894,8					
P3 L	-	0,0	8403,6	9400,9					
P3 P	-	-	7061,7	8059,0					
P4 L	-	0,0	8277,8	9294,5					
P4 P	-	-	6921,7	7938,3					
P5 L	0,0	0,0	8643,4	9637,6					
P5 P	0,0	-	7238,2	8232,4					
P6 L	-	0,0	8920,7	9885,4					
P6 P	-	-	7511,0	8475,7					
P7 L	-	0,0	8842,2	9792,4					
P7 P	-	-	7426,9	8377,2					
P8 L	-	0,0	9024,3	9969,5					
P8 P	-	-	7612,5	8557,8					
P9 L	-	0,0	8209,5	9140,5					
P9 P	-	-	6939,6	7870,7					
OP10 L	-	0,0	3303,5	3695,5					
OP10 P	-	-	2702,6	3094,6					

### 8.3 Stanovení vnitřních sil

Pro pilíře s podélně a všesměrně posuvnými ložisky je pro podélný směr mostu stanovena vodorovná reakce zohledňující tření v ložiscích. Vodorovná reakce je stanovena jako svislá reakce dvojice ložisek na pilíři vynásobená koeficientem tření, který je uvažován hodnotou 5%. Je předpokládáno, že po překročení 5% svislé reakce dojde k odtržení a posunu ložiska a vyšší reakce pilířem nebude přenášena.

Reakce na ložiska v předešlé kapitole jsou vypsány pro maximální a minimální hodnoty, které zohledňují přetížení od kroucení způsobené nesymetricky postaveným zatížením dopravou. Součet maximálních hodnot z obou ložisek na pilíři by obsahoval toto přetížení dvojnásobné, proto je jako síla  $F_z$  uvažována maximální hodnota normálové síly v hlavě pilíře. Vyčíslení je provedeno pro pilíř P7 s maximální výškou 30,5 m.

$$F_{x,MSU,max} = F_{z,max} * 0,05 = 28062,7 * 0,05 = 1403,14 \text{ kN}$$

$$F_{x,MSU,min} = F_{z,min} * 0,05 = 15326,6 * 0,05 = 766,3 \text{ kN}$$

Ze získané třecí síly pro potřebné kombinace MSU a MSP jsou vypočteny vnitřní síly pro návrh pilíře v jeho patě. Posuzovány jsou 2 sady vnitřních sil, které odpovídají kombinaci s maximální a minimální hodnotou svislé reakce. U pilíře P5 jsou vnitřní síly získány z obálek vnitřních sil programu Midas Civil. Tento pilíř přenáší účinky brzdících sil a podélného větru.

Tabulka 68: Vnitřní síly v patě pilířů P5 a P7

Pilíř P7 - výška 30,5 m [kN;kNm]									
	$V_{z,min}$	$V_{z,max}$	$V_y (R_y)$	$N_{min}$	$N_{max}$	$M_{y,min}$	$M_{y,max}$	$M_z$	$M_x$
MSÚ	766,3	1403,1	1007,7	-24960,3	-41025,2	23373,1	42795,6	38736,0	0,0
Char	785,0	1174,3	749,4	-25339,9	-33097,8	23943,6	35817,4	26752,6	0,0
Kvazi	817,1	918,1	0,0	-25834,1	-27763,5	24921,1	28000,7	3159,0	0,0

Pilíř P5 - pevné ložisko, výška 18,7 m [kN;kNm]							
	$V_z$	$V_y (R_y)$	$N_{min}$	$N_{max}$	$M_y$	$M_z$	$M_x$
MSÚ	2110,0	1329,6	-20970,6	-35764,0	41990,0	34411,0	737,0
Char	1406,7	899,8	-21364,2	-29154,4	27993,0	23967,2	515,9
Kvazi	0,0	0,0	-22128,4	-24116,9	0,0	3361,0	0,0

Z tabulky vnitřních sil je patrné, že ohybové momenty jsou u obou pilířů srovnatelné a jednoznačně bude rozhodovat pilíř P7, který je více než o 10 metrů vyšší a má i díky posuvnému uložení větší štíhlost, což výrazně zvětší účinky II. řádu.

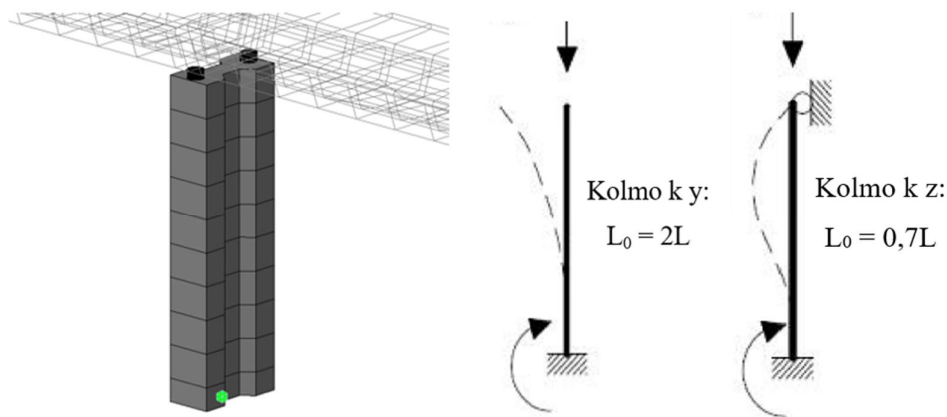
## 8.4 Analýza účinků II. řádu

Nejprve je pomocí štíhlostního kritéria ověřeno, zda a v jakých směrech je nutné účinky II. řádu uvažovat. Pro následný výpočet jsou využity metody jmenovité tuhosti a jmenovité křivosti dle normy ČSN EN 1992-1-1 [32].

### 8.4.1 Stanovení štíhlosti pilíře

Štíhlost je ověřena pro oba směry. Pro stanovení vzpěrných délek je uvažován pilíř v podélném směru vzhledem k posuvným ložiskům jako konzola se vzpěrnou délkou  $L_0 = 2L$ .

Pro výpočet štíhlosti kolmo k podélné ose mostu je použita vzpěrná délka  $L_0 = 0,7L$  a je předpokládáno, že dvojice ložisek, z nichž je jedno v příčném směru pevné, zajistí v hlavě pilíře chování odpovídající kloubovému uložení. Pro zjednodušení a s ohledem na neznalost tuhosti založení jsou uvažovány vzpěrné délky, které odpovídají vetknutí v patě pilíře.



Obrázek 403: Statické schéma pro výpočet vzpěrné délky v obou směrech [32]

Pro II. řád je rozhodující kombinace s maximální normálovou silou, která přispívá k vybočení štíhlého prvku. Kolmo k ose Z je možné účinky II. řádu zanedbat.

Tabulka 69: Výpočet štíhlosti a ověření nutnosti výpočtu účinků II. řádu

Směr	L [m]	$L_0$ [m]	$I_c$ [m <sup>4</sup> ]	$A_c$ [m <sup>2</sup> ]	i [m]	A [-]	B [-]	C [-]	n [-]	$\lambda$ [-]	$\lambda_{lim}$ [-]	II.řád $\lambda > \lambda_{lim}$
kolmo k Y	30,5	61,00	6,84	12,88	0,729	0,7	1,1	0,7	0,15	83,72	27,68	ANO
kolmo k Z	30,5	21,35	39,96	12,88	1,761	0,7	1,1	0,7	0,15	12,12	27,68	NE



## 8.4.2 Metoda jmenovité křivosti

Výpočet je proveden pomocí normového postupu dle ČSN EN 1991-1-1 [32]. Výztuž se podílí na velikosti účinků II. řádu a její výsledný návrh je stanoven iteračně. Výsledný návrh obsahuje profily průměru 32 mm po 125 mm u vnějšího povrchu průřezu. Ohybový moment II. tvoří 43,6% celkového návrhového momentu.

Tabulka 70: Výpočet II. řádu metodou jmenovité křivosti

Beton			
Výška pilíře	$L_p =$	30,5	m
Plocha betonového průřezu	$A_c =$	12,88	m <sup>2</sup>
Obvod průřezu	$u =$	18,090	m
Moment setrvačnosti průřezu bez trhlin	$I_c =$	6,837	m <sup>4</sup>
Součinitel vzpěrné délky	$\alpha_{cr} =$	2	-
Štíhlost	$\lambda =$	83,72	-
Charakteristická pevnost betonu	$f_{ck} =$	35	MPa
Návrhový součinitel	$\gamma_c =$	1,5	-
Redukční součinitel	$\alpha_{cc} =$	0,9	-
Návrhová pevnost betonu	$f_{cd} =$	21	MPa
Náhradní rozměr průřezu	$h_0 =$	1,424	m
Typ betonu, cementu	C35/45, N		
Čas vnesení zatížení	$t_0 =$	7	dní
Konečný součinitel dotvarování	$\varphi(\infty, t_0) =$	1,79	-
Moment od kvazistálé kombinace MSP (I. řád)	$M_{0, Egp} =$	28001	kNm
Moment od návrhové kombinace MSU (I.řád)	$M_{0, Ed} =$	42795	kNm
Efektivní součinitel dotvarování	$\varphi_{eff} =$	1,171	-
Součinitel $\beta$	$\beta =$	-0,033	-
Součinitel zohledňující dotvarování	$K_\varphi =$	1,00	-

Vnitřní síly I. řád		
$M_{ed, I} =$	42795,6	kNm
$N_{ed, I} =$	-41025,0	kN
$e_i =$	0,055	m
$e_r =$	1,043	m
$M_{0Ed} =$	45061,3	kNm

Jmenovitá křivost		
$1/r =$	0,002	m <sup>-1</sup>

Průhyb II. řád		
$c_0 =$	10	-
$e_2 =$	0,753	m

Vnitřní síly II.řád		
$M_{ed, II} =$	75933,0	kNm
$N_{ed, II} =$	-41025,0	kN

**II. Řád: 43,6 %**

Výztuž			
Návrhová hodnota modulu pružnosti	$E_s =$	200	Gpa
Návrhová mez kluzu betonářské výztuže	$f_{yd} =$	435	MPa
Přetvoření betonářské výztuže na mezi kluzu	$\varepsilon_{yd} =$	0,0022	-
Plocha výztuže	$A_s =$	0,1142	m <sup>2</sup>
Moment setrvačnosti výztuže	$I_s =$	0,1119	m <sup>4</sup>
Mechanický stupeň vyztužení	$\omega =$	0,184	-
Poloměr setvačnosti výztuže	$i_s =$	0,990	m
Účinná výška průřezu ( $d = h/2 + i_s$ )	$d =$	2,390	m
Počáteční křivost	$1/r_0 =$	0,0020	m <sup>-1</sup>
Poměrná normálová síla n	$n =$	0,152	-
Hodnota n při maximální momentové únosnosti	$n_{bal} =$	0,4	-
Součinitel $n_u$	$n_u =$	1,184	-
Opravný součinitel závislý na normálové síle	$K_r =$	1,00	-

Porovnání s IdeaStatica:		
$M_{Ed, II} =$	75917,5	kNm
Rozdíl:	-0,02%	

### 8.4.3 Metoda jmenovité tuhosti

Výpočet je shodně jako metoda jmenovité křivosti proveden dle normového postupu v programu MS Excel pro navrženou výztuž v z profilů 32 mm po 125 mm. Ohybový moment II. řádu je dle výpočtu touto metodou tvoří 47,5% celkového návrhového momentu. Tato metoda poskytuje méně příznivé výsledky a na její výsledný návrhový moment bude průřez posouzen v MSÚ.

Tabulka 71: Výpočet II. řádu metodou jmenovité tuhosti

Beton			
Výška pilíře	$L_p =$	30,5	m
Plocha betonového průřezu	$A_c =$	12,880	m <sup>2</sup>
Obvod průřezu	$u =$	18,090	m
Moment setrvačnosti průřezu bez trhlin	$I_c =$	6,837	m <sup>4</sup>
Součinitel vzpěrné délky	$\alpha_{cr} =$	2	-
Štíhlost	$\lambda =$	83,72	-
Charakteristická pevnost betonu	$f_{ck} =$	35	MPa
Návrhový součinitel	$\gamma_c =$	1,5	-
Redukční součinitel	$\alpha_{cc} =$	0,9	-
Návrhová pevnost betonu	$f_{cd} =$	21,0	MPa
Součinitel pevnosti betonu	$k_1 =$	1,32	-
Součinitel vlivu normálové síly a štíhlosti	$k_2 =$	0,075	-
Náhradní rozměr průřezu	$h_0 =$	1,424	m
Typ betonu, cementu	C35/45, N		
Čas vnesení zatížení	$t_0 =$	7	dní
Konečný součinitel dotvarování	$\varphi(\infty, t_0) =$	1,79	-
Moment od kvazistálé kombinace MSP (I. řád)	$M_{0,Egp} =$	28001	kNm
Moment od návrhové kombinace MSU (I.řád)	$M_{0,Ed} =$	42795	kNm
Efektivní součinitel dotvarování	$\varphi_{eff} =$	1,171	-
Celkový součinitel pro beton	$K_c =$	0,05	-
Střední hodnota modulu pružnosti	$E_{cm} =$	34,00	GPa
Návrhová hodnota modulu pružnosti	$E_{cd} =$	28,33	GPa

Vnitřní síly I. řád		
$M_{Ed,I} =$	42795,6	kNm
$N_{Ed,I} =$	-41025,0	kN
$e_i =$	0,055	m
$e_f =$	1,043	m
$M_{0Ed} =$	45061,3	kNm

Jmenovitá tuhost		
$EI =$	31202,0	MNm <sup>2</sup>

Vzpěrné břemeno		
$N_B =$	82,76	MN

Vnitřní síly II.řád		
$c_0 =$	12	-
$\beta =$	0,82	-
$M_{Ed,II} =$	81491,8	kNm
$N_{Ed,II} =$	-41025,0	kN

**II. Řád:** 47,5 %

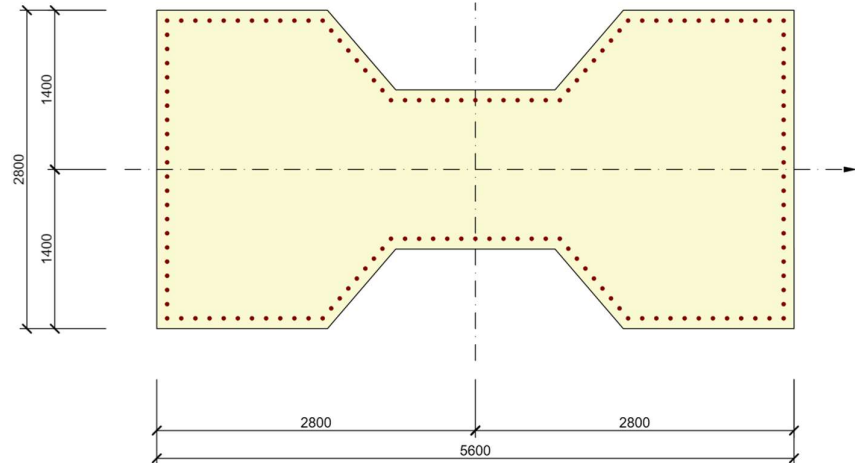
**Porovnání s IdeaStatica:**  
 $M_{Ed,II} = 81434,3$  kNm  
Rozdíl: -0,07%

Výztuž			
Součinitel vlivu výztuže (pro $\rho > 0,002$ )	$K_s =$	1,00	
Návrhová hodnota modulu pružnosti	$E_s =$	200,0	Gpa
Plocha výztuže	$A_s =$	0,1142	m <sup>2</sup>
Moment setrvačnosti výztuže	$I_s =$	0,1119	m <sup>4</sup>

## 8.5 Posouzení s vlivem II. řádu

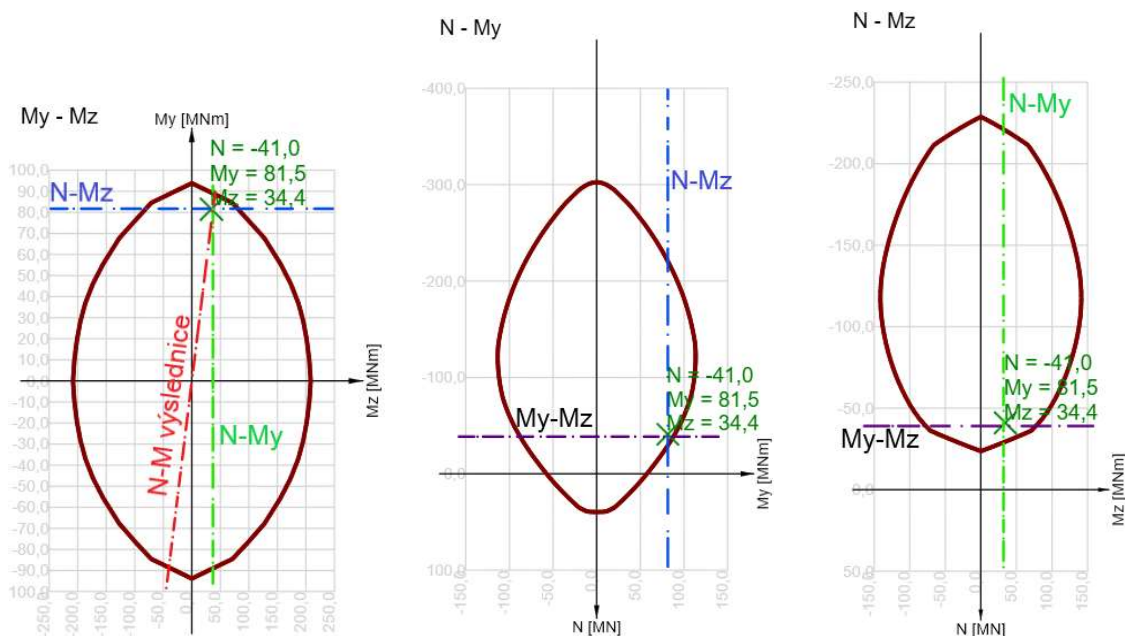
Výsledné posouzení je provedeno s méně příznivou hodnotou návrhového momentu II. řádu v programu Idea Statica RCS. Průřez je vyztužen dle předchozího popisu profily 32 mm v osové vzdálenosti 125 mm. Pro spodní stavbu je použit beton třídy C35/45.



Obrázek 404: Průřez pilíře s podélnou výztuží

### 8.5.1 Interakční diagram

Interakčním diagramem je posouzeno dvouosé namáhání ohybovým momentem s normálovou silou. Interakční diagram průřezu pro namáhání dvouosým ohybem je prostorové těleso a v programu Idea Statica je možné zobrazit 4 různé řezy tímto tělesem. Řez  $M_y$ - $M_z$  je vodorovný a na svislé ose prochází bodem o velikosti návrhové normálové síly. Řezy  $N$ - $M_y$  a  $N$ - $M_z$  jsou vedeny vždy ve svislé rovině kolmo na osu daného momentu v bodě na ose, který odpovídá velikosti momentu.

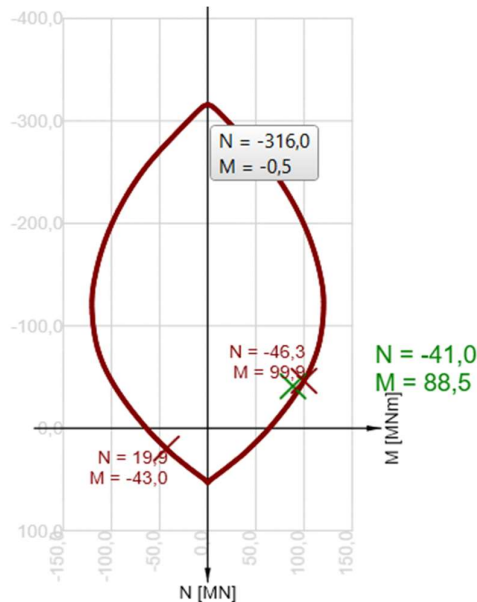


Obrázek 405: Interakční diagramy průřezu  $M_y$ - $M_z$ ,  $N$ - $M_y$  a  $N$ - $M_z$

Pro posouzení je rozhodující výslednice, jejíž svislý řez prochází spojnicí bodu počátku a bodu odpovídajícímu extrému  $N$ ,  $M_y$  a  $M_z$ . Ručním výpočtem byl ověřen horní a dolní vrchol interakčního diagramu, které odpovídají návrhové únosnosti v prostém tlaku a tahu:

$$N_{c,Rd} = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot \sigma_s = 12,880 \cdot 21 + 0,1142 \cdot 400 = -316,16 \text{ MN}$$

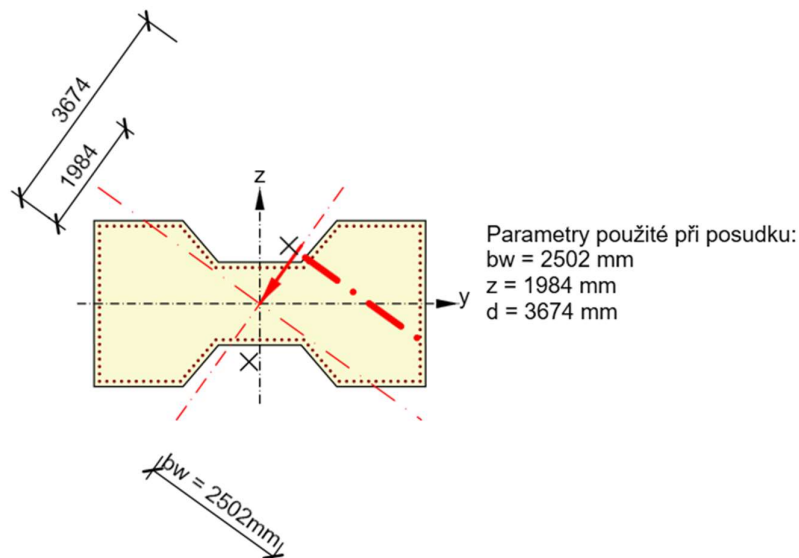
$$N_{t,Rd} = A_s \cdot f_{yd} = 0,1142 \cdot 435 = 49,68 \text{ MN}$$



Obrázek 406: Interakční diagram v řezu výslednicí ohybových momentů

### 8.5.2 Posouzení smykové únosnosti

Pro přenesení posouvajících sil není třeba smykové výztuže. Třmeny profilu 12 mm po 150 mm jsou navrženy dle konstrukčních zásad a schéma vyztužení pilíře je přílohou výkresové dokumentace. Sklon tlačných diagonál je zvolen  $40^\circ$ . Průřez je posouzen na výslednici sil  $V_y$  a  $V_z$ .



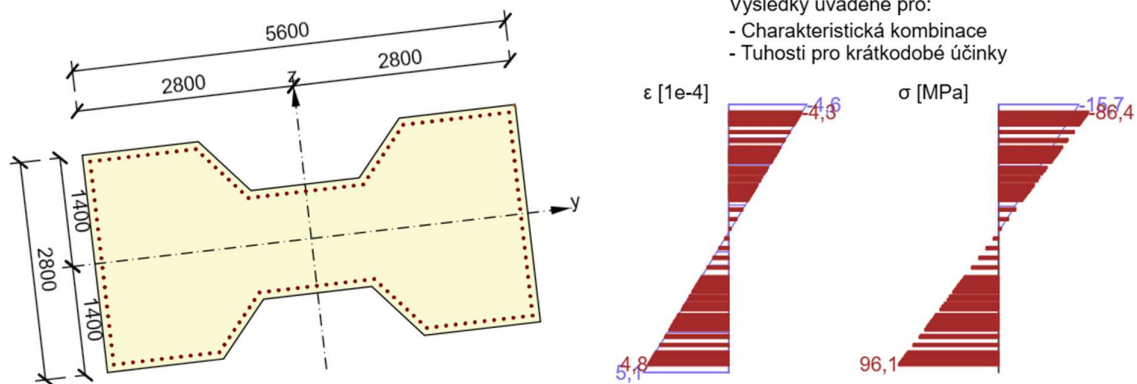
Obrázek 407: Parametry použité pro výpočet smykové únosnosti

Únosnost tlačené diagonály:  $V_{Rd,max} = 35234,7 \text{ kN} > V_{Ed} = 1727,5 \text{ kN}$ ...vyhovuje

Únosnost prvku bez smykové výztuže:  $V_{Rd,c} = 8292,0 \text{ kN} > V_{Ed} = 1727,5 \text{ kN}$ ...vyhovuje

### 8.5.3 Posouzení MSP

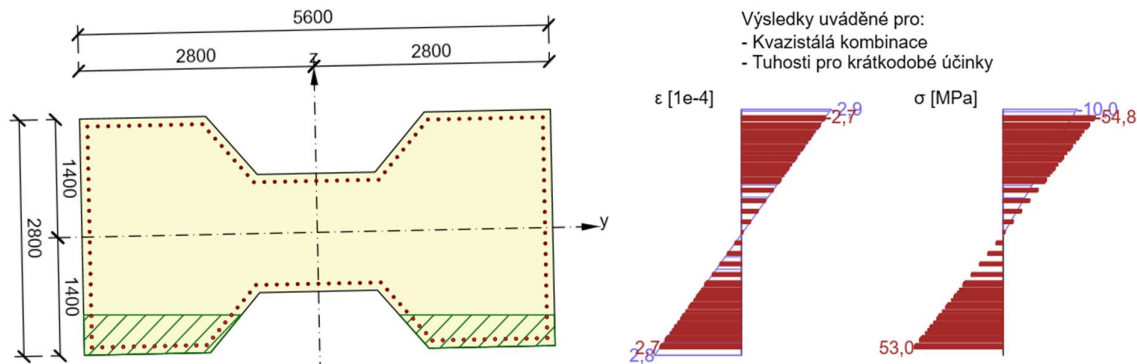
Maximální napětí v charakteristické kombinaci je omezeno hodnotou  $0,6 \cdot f_{ck}$  a v kvazistálé kombinaci  $0,45 \cdot f_{ck}$ . Napětí ve výztuži je omezeno hodnotou  $0,8 \cdot f_{yk}$ . Maximální šířka trhliny je pro železobetonový průřez zařazen do třídy prostředí XD 0,2 mm.



Obrázek 408: Napětí a přetvoření průřezu při charakteristické kombinaci

Omezení napětí v betonu:  $\sigma_{cc} = -15,7 \text{ MPa} > 0,6 \cdot f_{ck} = -21 \text{ MPa}$ ...vyhovuje

Omezení napětí ve výztuži:  $\sigma_s = 96,1 \text{ MPa} < 0,8 \cdot f_{yk} = 400 \text{ MPa}$ ...vyhovuje



Obrázek 409: Napětí a přetvoření průřezu při kvazistálé kombinaci

Omezení napětí v betonu:  $\sigma_{cc} = -10,0 \text{ MPa} > 0,45 \cdot f_{ck} = -15,75 \text{ MPa}$ ...vyhovuje

Omezení šířky trhlin:  $w_k = 0,062 \text{ mm} < w_{k,lim} = 0,200 \text{ mm}$ ...vyhovuje

## 9 Statický výpočet založení mostu

Komentovaný statický výpočet založení mostu obsahuje podrobnější popis geotechnických podmínek, které jsou naprosto zásadní pro návrh založení mostu. V dalším postupu se výpočet věnuje založení pilíře P7, který se nachází v nejhorších geotechnických podmínkách a jeho posouzení je pro konstrukci rozhodující.

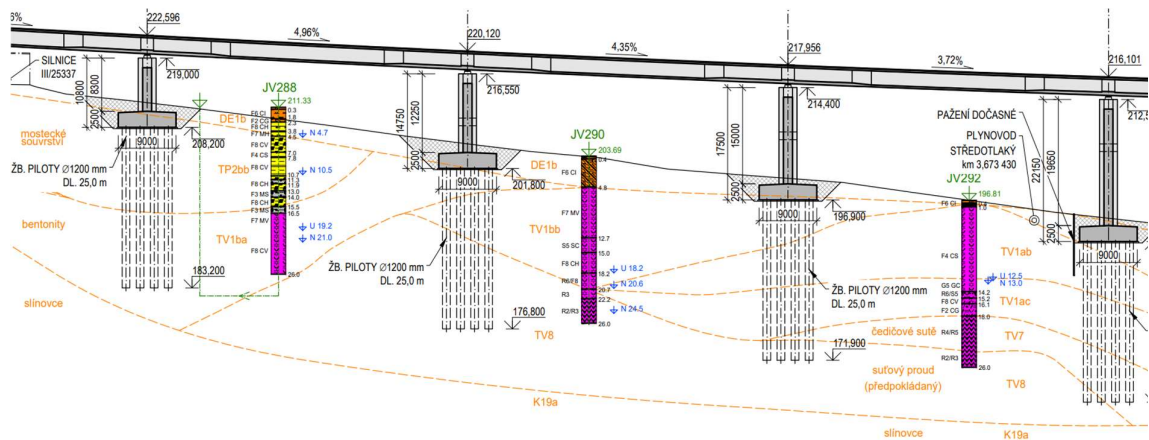
### 9.1 Popis geotechnických podmínek

Geotechnické podmínky v údolí mostu lze charakterizovat jako velice složité. V jednotlivých částech profilu jsou tyto podmínky odlišné a pro založení je nutné posoudit všechny pilíře samostatně. V rámci diplomové práce bude řešeno pouze založení pilíře P7 v blízkosti potoka Bystřice v údolní nivě, kde jsou podmínky pro založení mostu nejméně příznivé. Podobné podmínky lze dle provedených vrtů očekávat i u pilířů P6 a P8 v údolní nivě.

#### 9.1.1 Svah k bílinské opěře

V části svahu se nachází únosné čedičové suťové proudy, které jsou zařazeny do kategorie R2 – R4 a mají povahu kamenů a balvanů. Tlaková pevnost  $\sigma_c$  je u této vrstvy udávána 38 MPa a modul přetvárnosti  $E_{def}$  je 320 MPa. U pilířů nad těmito vrstvami by bylo možné piloty o tyto únosné čedičové proudy opřít. Tato vrstva zároveň spadá do třídy vrtatelnosti IV-VI a piloty by v ni bylo nutné ukončit. [2]

Tyto proudy jsou však velice proměnné a jejich poloha je částečně založena na předpokladech geofyzikálního průzkumu dle seismických odporů. Při výstavbě by byla nutná přítomnost odborného geotechnického dozoru, který by posoudil aktuální podmínky při vrtání pilot. Zároveň je nutné, aby byl návrh připraven i na podmínky, kdy by tato vrstva nebyla zastižena ve vrtatelné hloubce vůbec a piloty by působily jako plovoucí v jemnozrnných zeminách.

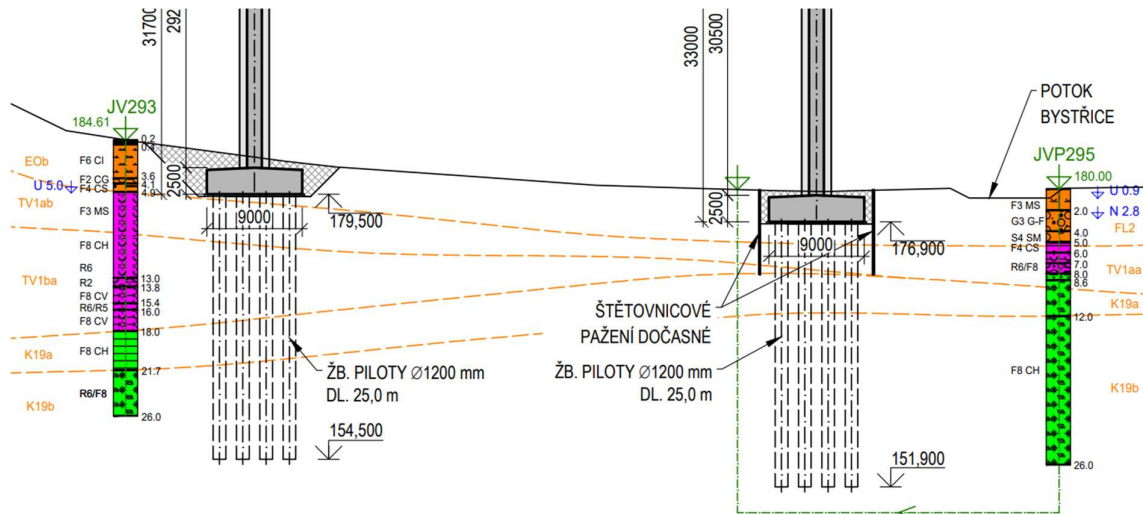


Obrázek 410: Výřez podélného řezu levým mostem - svah k bílinské opěře

Profil také ukazuje, proč by nebylo výhodné kombinovat technologii letmé betonáže s výstavbou na skruži ve více polích. Nadloží se skládá z neúnosných jemnozrnných zemin tříd F4 – F8 a založení skruže by muselo být hlubinné, což je pro dočasnou konstrukci ekonomicky nevýhodné. U výsledné varianty bude nutné posoudit založení skruže v krajním poli. V části u silnice III/25337 se nachází také velice nevhodná vrstva mosteckého souvrství, která obsahuje plastické a uhelné jíly.

### 9.1.2 Část údolní nivy

V této části se již nenacházejí čedičové proudy. Hladina podzemní vody byla zastižena blízko u úrovně terénu a u pilíře P7 je proto navrženo štětovicové pažení stavební jámy. Kvartérní pokryv dosahuje mocnosti maximálně 5 m. Kromě jemnozrnných zemin obsahuje také vrstvy štěrku a písků.

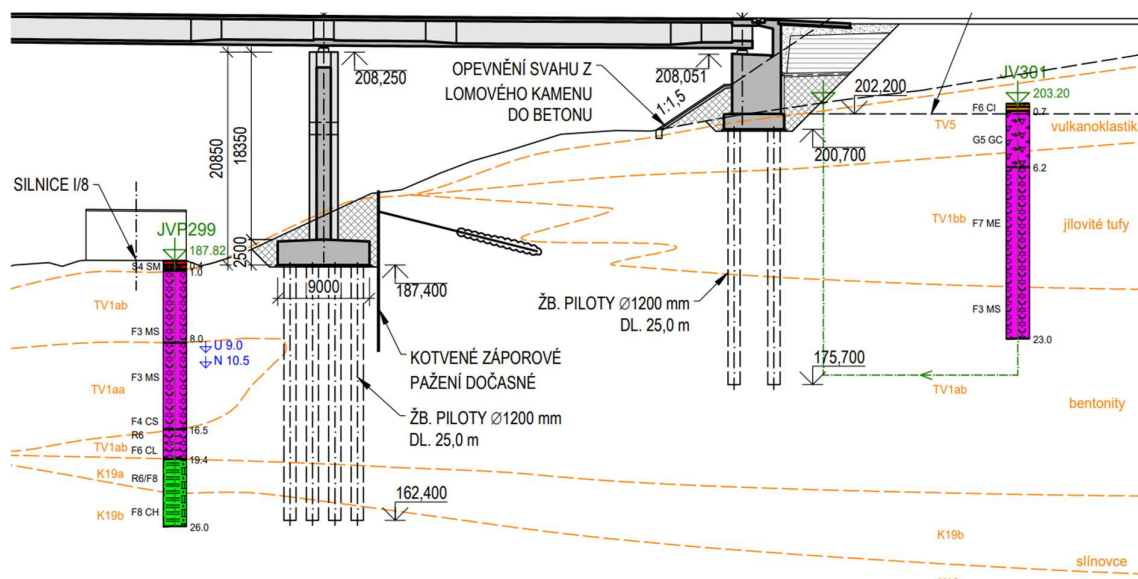


Obrázek 411: Výřez podélného řezu levým mostem – údolní niva

Hlavní část podloží tvoří svrchnokřídové slínovce, které mají předpokládanou mocnost až 160 m. Tyto slínovce jsou pro založení mostu naprosto zásadní, protože dle geotechnického průzkumu jsou zařazeny do kategorie F8 CH s velice nepříznivými geotechnickými parametry, které jsou uvedeny v kapitole 9.2. Slínovce jsou dle popisů v některých vrtech silně až zcela zvětřalé, a to i ve hloubce 26 m pod stávajícím terénem. [2]

### 9.1.3 Svah k ústecké opěře

Příkřejší svah byl upraven pro nadzemní vedení a téměř neobsahuje kvartérní pokryv. Založení pilířů P9 bude závislé na charakteristikách slínovců stejně jako pilíře v údolní nivě. Opěra bude jednoznačně založena na plovoucích pilotách, které budou procházet jílovitými tufy kategorie F7 ME a bentonity kategorie F3 MS.



Obrázek 412: Výřez podélného řezu levým mostem – svah k ústecké opěře

## 9.2 Založení pilíře P7

Reakce na základ odpovídají vnitřním silám v patě dřívku pilíře P7 z kapitoly 8.3. Základ o půdorysných rozměrech 13,4 x 9,0 m s výškou 2,5 m obsahuje 16 obvodových pilot s osovou vzdáleností 2,2 m. Parametry zemin jsou převzaty z inženýrsko-geologického průzkumu a pro daný pilíř jsou shrnuty v tabulce. Průzkum dále udává pochybné informace k doporučenému založení. Uvádí, že piloty mají být vetknuty do únosnějších vrstev slínovců, které jsou však zařazeny do kategorie F8 CH s velmi nepříznivými deformačními charakteristikami. [2]

Tabulka 72: Vnitřní síly působící na horní hraně základové desky

	$V_z$ [kN]	$V_y$ [kN]	$N$ [kN]	$M_y$ [kNm]	$M_z$ [kNm]	$M_x$ [kNm]
MSÚ	1403,1	1007,7	-41025,2	42795,6	38736,0	0,0
Char	1174,3	749,4	-33097,8	35817,4	26752,6	0,0

Tabulka 73: Parametry zemin v podloží pilíře P7

Název	Kód vrstvy	ČSN 73 6133	Mocnost [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$E_{def}$ [MPa]	$c_{ef}$ [kPa]	$\varphi_{ef}$ [-]	$c_u$ [kPa]	$\varphi_u$ [-]	$\nu$ [-]
Hlína jemně písčitá, tuhá	Q19	F3 MS	2,0	18,0	5,0	16,0	24,0	60,0	0,0	0,35
Štěrka písčitý hrubozrný, středně ulehlý	Q25	G3 GF	2,0	19,0	70,0	0,0	32,5	-	-	0,25
Písek hlinitý se štěrkem, středně ulehlý	Q23	S4 SM	1,0	18,0	10,0	0,0	29,0	-	-	0,30
Jíl písčitý, měkký	PN12	F4 CS	1,0	18,0	5,0	15,0	21,0	60,0	0,0	0,35
Jílovec kaolinický, úlomky	PN19	G5 GC	2,0	19,5	40,0	5,0	28,0	-	-	0,30
Svrchnokřídový slínovec, tuhá konzistence	K19a	F8 CH	4,0	20,5	2,0	7,0	14,0	40,0	0,0	0,42
Svrchnokřídový slínovec, pevná konzistence	K19b	F8 CH	150,0	20,5	4,0	14,0	20,0	80,0	0,0	0,42

### 9.2.1 Chování samostatné piloty

U skupiny plovoucích pilot není rozdělení zatížení ručním přepočtem na jednotlivé piloty přesné a síly výrazně nadhodnocuje, což je hlavní rozdíl oproti chování skupiny pilot opřených či vetknutých do únosných skalních hornin. Pro prvotní odhad namáhání a zároveň pro prokázání tohoto tvrzení je tento výpočet proveden a vnitřní síly z paty pilíře jsou spolu s vlastní



tíhou základu a pilot přepočteny na nejvíce zatíženou pilotu, která se za tohoto předpokladu nachází v rohové pozici.

Vzhledem k tomu, že při dalším postupu bylo zjištěno výrazné nadhodnocení, byly pro zkoumání chování samostatné piloty zpětně výsledky upraveny, aby tímto nevhodným postupem nebylo ovlivněno stanovení tuhostí pružin. Maximální normálová síla za předpokladu za předpokladu vetknutých pilot a nekonečně tuhé desky je v MSÚ 7972,0 kN a po analýze roznosu prostorovým modelem byla tato síla snížena na 4962,1 kN. V charakteristické kombinaci proběhlo snížení z 6218,2 kN na 3900,1 kN.

Tabulka 74: Ruční přepočet vnitřních sil na maximálně zatíženou pilotu

Popis	Veličina	Char.	MSÚ
Vlastní tíha piloty 1200 mm délky 25 m	$G_p$ [kN]	706,9	954,3
Vlastní tíha základu 13,4 x 9,0 x 2,5 m	$G_z$ [kN]	7537,5	10175,6
Celková tíha hlubinného základu	$G_{hl}$ [kN]	18847,2	25443,8
Celková normálová síla ( $N_{pata} + G_{hl}$ )	$N$ [kN]	51945,0	66469,0
Celkový moment $M_y$ ( $M_{y,pata} + V_z * h_z$ )	$M_y$ [kNm]	38753,2	46303,5
Celkový moment $M_z$ ( $M_{z,pata} + V_y * h_z$ )	$M_z$ [kNm]	28626,1	41255,3
Příspěvek od $N$	$N_N$ [kN]	3246,6	4154,3
Příspěvek od $M_y$	$N_{M_y}$ [kN]	1887,3	2255,0
Příspěvek od $M_z$	$N_{M_z}$ [kN]	1084,3	1562,7
Maximální normálová síla v pilotě	$N_{MAX}$ [kN]	<b>6218,2</b>	<b>7972,0</b>

Samostatná pilota je modelována v programu GEO5. Výpočet je nastaven analytickým řešením pro odvozené podmínky dle dřívější normy ČSN 73 1002. Metodika posouzení je provedena dle ČSN EN 1997-1 [42] s návrhovým přístupem NP2, který je doporučený pro piloty. Výpočet sedání je proveden pomocí regresních koeficientů a, b, e, f a Youngových sečnových modulů  $E_s$  nelineární Masopustovou metodou, jejíž výsledkem je mezní zatěžovací křivka piloty. Zeminy, rozhraní hladina podzemní vody byly převzaty z [2].

Tabulka 75: Nastavené hodnoty a mezivýsledky pro výpočet mezní zatěžovací křivky

Vrstva číslo	Počátek [m]	Konec [m]	Mocnost [m]	$E_s$ [MPa]	Součinitel a	Součinitel b
1	0,00	1,15	1,15	15,60	91,00	48,00
2	1,15	2,15	1,00	15,60	91,00	48,00
3	2,15	3,15	1,00	21,07	97,00	108,00
4	3,15	5,15	2,00	30,03	91,00	48,00
5	5,15	9,15	4,00	43,58	97,00	108,00
6	9,15	25,00	15,85	53,74	97,00	108,00

Uvažovat zatížení : užité

Součinitel vlivu ochrany dřívku  $m_2 = 0,90$

Limitní sedání piloty  $s_{lim} = 25,0$  mm

Regresní součinitel  $e = 988,00$

Regresní součinitel  $f = 1084,00$

**Výpočet zatěžovací křivky piloty - mezivýsledky**

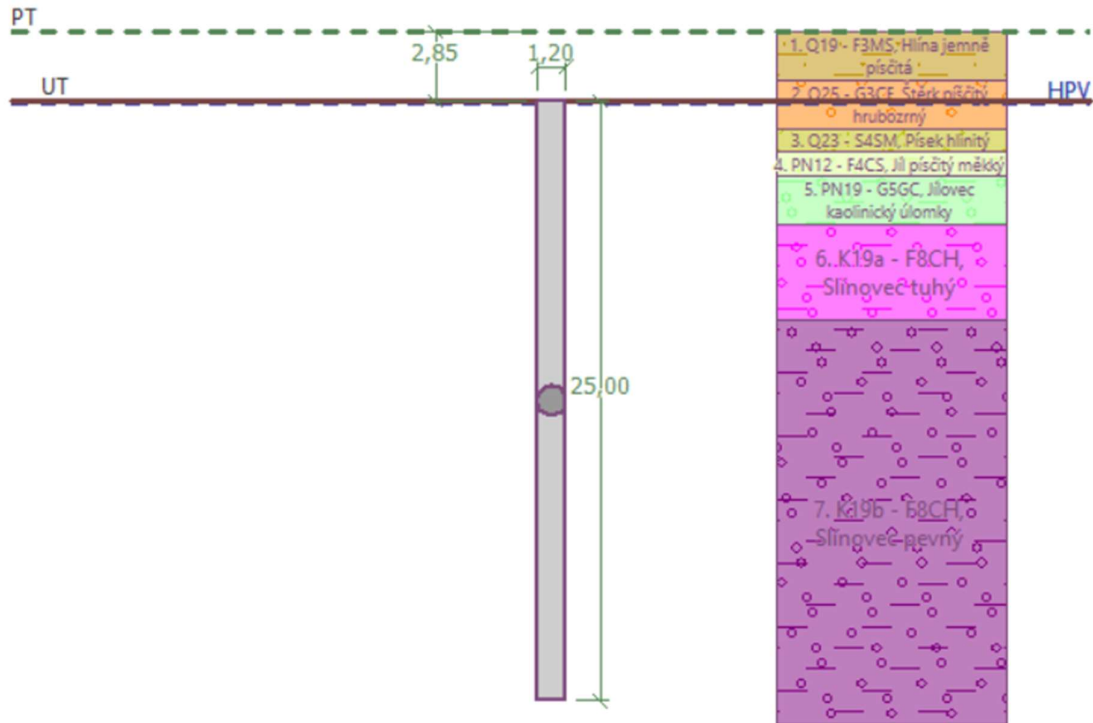
Mezní síla na plášti piloty  $R_{sy} = 4734,54$  kN

Velikost napětí na patě při  $R_{sy}$   $q_0 = 935,97$  kPa

Průměrné plášťové tření  $q_s = 79,74$  kPa

Průměrný sečnový modul deformace  $E_s = 45,63$  MPa

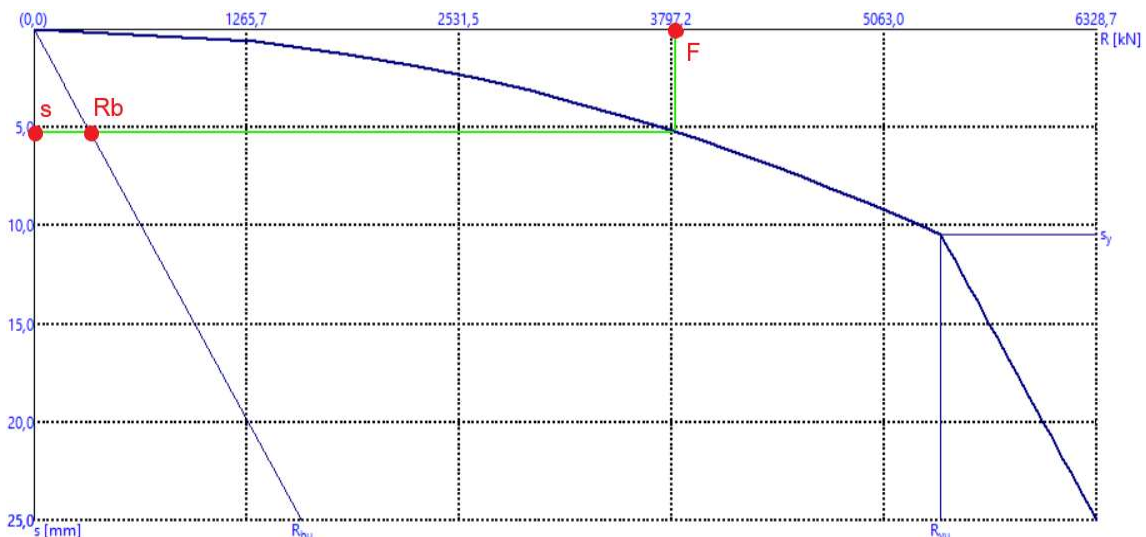
Součinitel přenosu zatížení do paty  $\beta = 0,12$



Obrázek 413: Zobrazení modelu piloty ve výpočetním programu GEO5

Nejprve je posouzen mezní stav únosnosti. Únosnost na patě je 2965,06 kN a na plášti 4365,43 kN. Celková únosnost je 7330,49 kN a je větší, než návrhová osová síla 4962,1 kN. Mezní stav únosnosti pro plovoucí piloty není rozhodující a s rezervou vyhoví.

O chování piloty více vypovídá mezní zatěžovací křivka. Pomocí této křivky jsou iteračním postupem naladěny svislé tuhosti pružin v programu Midas Civil tak, aby normálová síla v patě i deformace v hlavě odpovídali odečteným hodnotám z mezní zatěžovací křivky. V tomto případě bylo pro svislou sílu o hodnotě 3800 kN, což přibližně odpovídá charakteristické hodnotě zatížení, odečteno sedání 5,3 mm a síla v patě 355 kN.



Obrázek 414: Mezní zatěžovací křivka piloty

Dalším krokem je stanovení vodorovné tuhosti pomocí modulu  $K_h$ , který je vypočten dle ČSN 73 1004 [43] na základě modulu přetvárnosti  $E_{def}$ , průměru piloty a výšky dílku 1 m.

Vodorovnou tuhost je ve skupině pilot nutné redukovat. Pro výpočet této redukce jsou použity vztahy z ČSN 73 1004. Při osových vzdálenostech 2,2 m a všech pilotách pouze po obvodu základu je zmenšovací součinitel vodorovné tuhosti  $\alpha_{RZ}$  roven 0,708. [43]

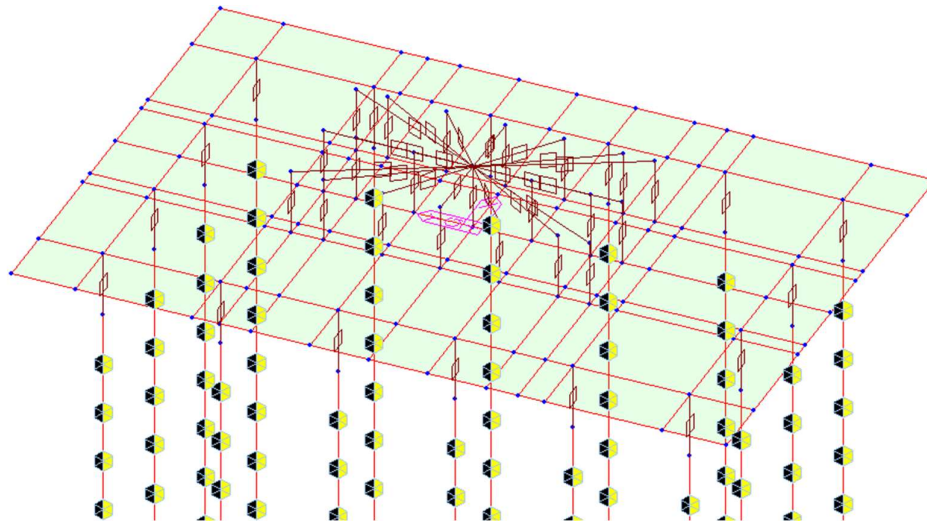
Tabulka 76: Stanovení svislé a vodorovné tuhosti jednotlivých pružin

	v [mm]	N [kN]	$k_z$ [kN/m]	$K_h$ [MN/m <sup>3</sup> ]	$\alpha_{RZ}$	d [m]	$h_d$ [m]	$k_{x,y}$ [kN/m]
P1	-5.31		33000	38,89	0,708	1,2	1,0	33041
P2	.20		33000	5,56	0,708	1,2	1,0	4724
P3	.09		33000	2,78	0,708	1,2	1,0	2362
P4	.99		33000	22,22	0,708	1,2	1,0	18878
P5	.89		33000	22,22	0,708	1,2	1,0	18878
P6	.80		33000	1,11	0,708	1,2	1,0	943
P7	.71		33000	1,11	0,708	1,2	1,0	943
P8	.63		33000	1,11	0,708	1,2	1,0	943
P9	.55		33000	1,11	0,708	1,2	1,0	943
P10	.48		33000	2,22	0,708	1,2	1,0	1886
P11	.41		33000	2,22	0,708	1,2	1,0	1886
P12	.34		33000	2,22	0,708	1,2	1,0	1886
P13	.28		33000	2,22	0,708	1,2	1,0	1886
P14	.22		33000	2,22	0,708	1,2	1,0	1886
P15	.17		33000	2,22	0,708	1,2	1,0	1886
P16	.12		33000	2,22	0,708	1,2	1,0	1886
P17	.07		33000	2,22	0,708	1,2	1,0	1886
P18	.03		33000	2,22	0,708	1,2	1,0	1886
P19	.00		33000	2,22	0,708	1,2	1,0	1886
P20	.96		33000	2,22	0,708	1,2	1,0	1886
P21	.93		33000	2,22	0,708	1,2	1,0	1886
P22	.91		33000	2,22	0,708	1,2	1,0	1886
P23	.89		33000	2,22	0,708	1,2	1,0	1886
P24	.87		33000	2,22	0,708	1,2	1,0	1886
P25	.84		92500	2,22	0,708	1,2	1,0	1886

### 9.2.2 Roznos zatížení ve skupině plovoucích pilot

S vypočtenými tuhostmi pružin je vytvořen komplexnější model celého pilotového základu. Základ je složen z deskostěnových prvků tloušťky 2,5 m zarovnaných ke své střednici. Pro zvýšení výstížnosti přenosu na jednotlivé piloty je bodová síla z pilíře roznesena pomocí tuhých ramen celkem do 21 míst, které jsou rozprostřeny na ploše reálného průřezu dříku.

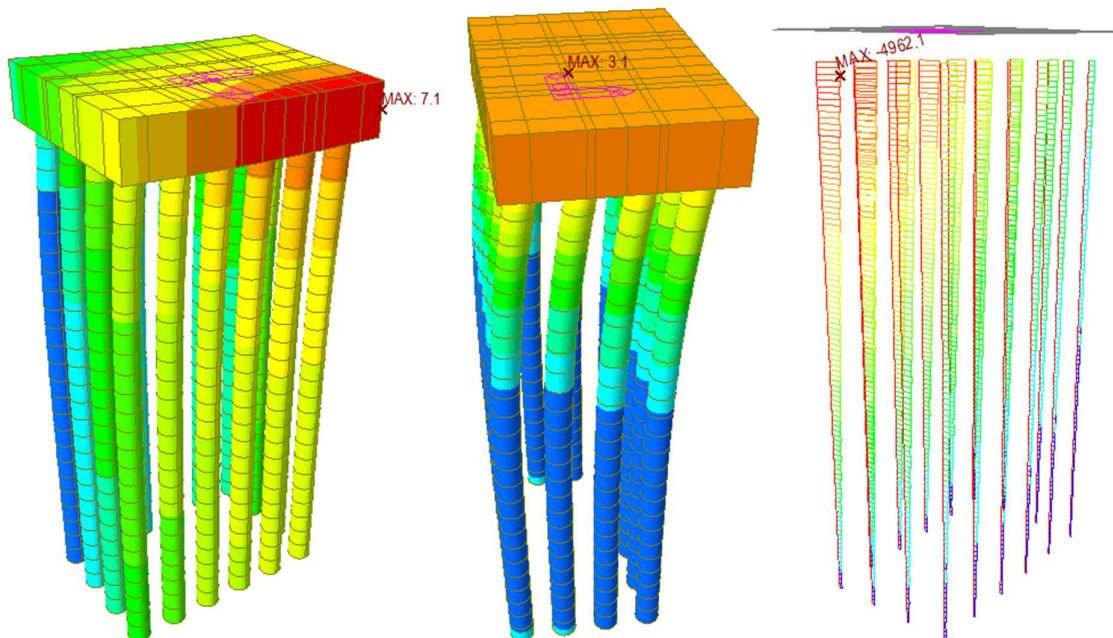
Tuhá ramena jsou použita i pro nultý dílec pilot, který je veden od střednice základu k začátku piloty. U pilot i desky je uvažována vlastní tíha a do horního průřezu tuhých ramen jsou zadány reakce z paty dříku v podobě bodových sil a momentů.



Obrázek 415: Detail výpočetního modelu pilotového základu

Oproti mezní zatěžovací křivce se tento výpočetní model chová lineárně na základě stanovených tuhostí, které odpovídají chování při charakteristické kombinaci. Vodorovná deformace ve vodorovném podélném směru při charakteristické kombinaci je 3,1 mm a celková maximální deformace je 7,1 mm. Tyto hodnoty nezohledňují účinek působení pilot ve skupině a sedání vypočtené v následujících kapitolách lze očekávat výrazně větší. Oproti předpokladu tuhé desky a tuhé podloží se výrazně liší velikosti vnitřních sil v pilotách.

Po získání výsledků z tohoto výpočetního modelu bylo zjištěno, že předpoklad tuhého základu a vetknutých pilot do nestlačitelného podloží byl v případě této skupiny velice nepřesný. Síly byly nadhodnoceny téměř o 40% a proto bylo nutné postup opakovat se zpřesněnými hodnotami maximálních osových sil v pilotě.

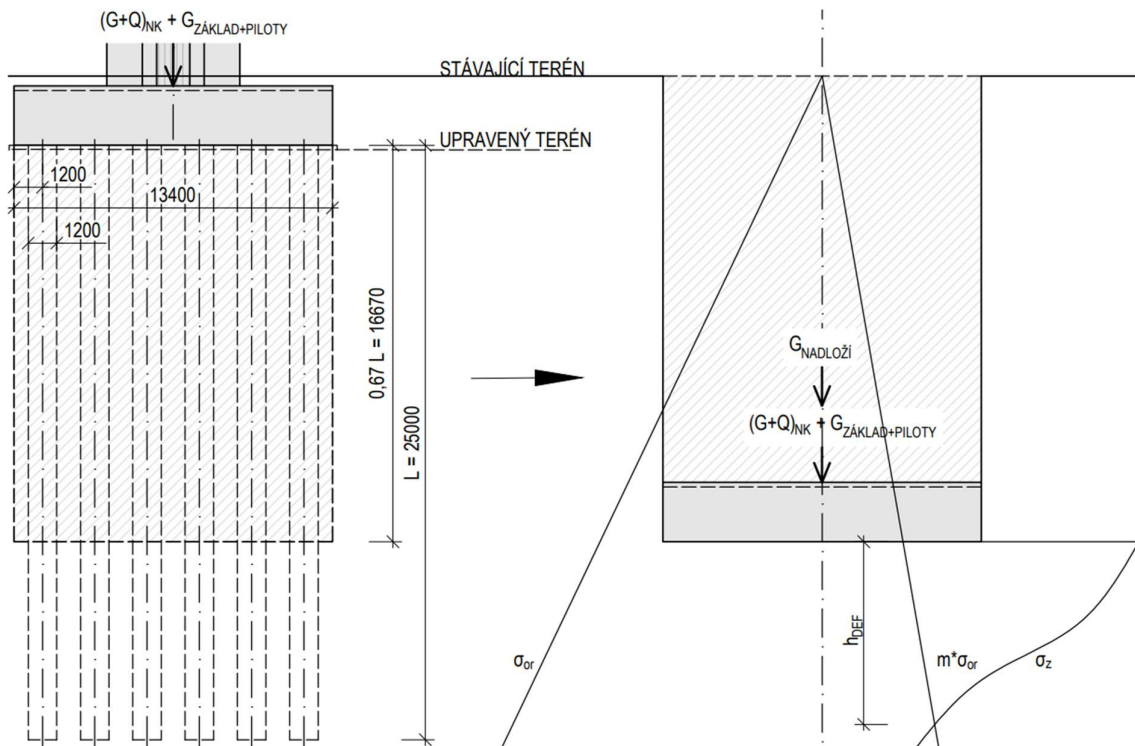


Obrázek 416: Celková a vodorovná deformace MSP [mm], normálová síla MSÚ [kN]

### 9.2.3 Výpočet sedání fiktivního plošného základu

Výpočet samostatné piloty vykazuje dobré chování a vyhovující únosnost i deformace. U dlouhých pilot v poměrně malé osové vzdálenosti a málo únosných soudrzných zeminách je však potřeba počítat s výrazným vlivem skupinového účinku. Celkové chování pilotového základu je potom méně příznivé než chování samostatných pilot. Pro výpočet je použita metoda z normy ČSN 73 1004 [43], která umožňuje výpočet sedání skupiny pilot v soudrzných zeminách pomocí centricky zatíženého fiktivního plošného základu.

Základ o rozměrech 13,4x9,0 m je definován v hloubce 19,6 m, což odpovídá původní hloubce založení s připočtením 67% délky pilot. Pro tento výpočet je uvažován vliv hloubky založení. Pro výpočet je použita charakteristická svislá síla v patě pilíře, ke které je připočtena tíha pilot, základu a zeminy v nadloží s uvažovanou s objemovou hmotností 20 kN/m<sup>3</sup>.

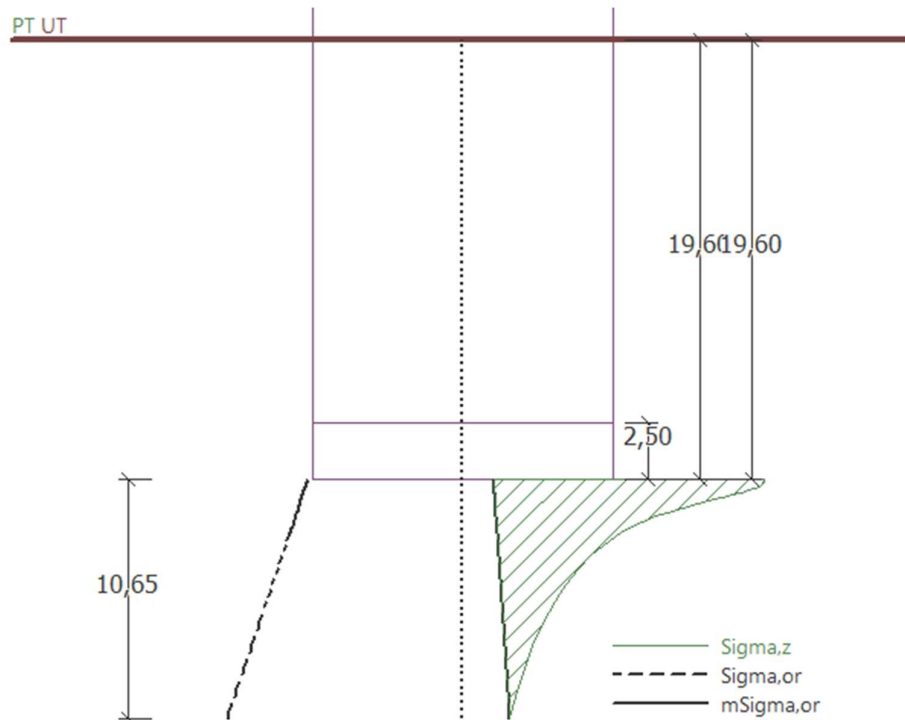


Obrázek 417: Schéma pro výpočet sedání skupiny pilot fiktivním plošným základem

Zeminy, geologický profil a hladina podzemní vody jsou shodné s výpočtem samostatné piloty. Metodika výpočtu sedání je nastavena dle dřívější ČSN 73 1001 s pomocí edometrického modulu a omezení deformační zóny je určeno pomocí koeficientu strukturální pevnosti  $m$ , který je určen dle přílohy D normy ČSN 73 1004 [43]. Pro slínovce zařazené do kategorie F8 je tento součinitel uvažován 0,2.

Normálová síla v char. kombinaci:  $33097,8 + 18847,2 + (19,6 - 2,5) \cdot 13,4 \cdot 9 \cdot 20 = 92345,2$  kN

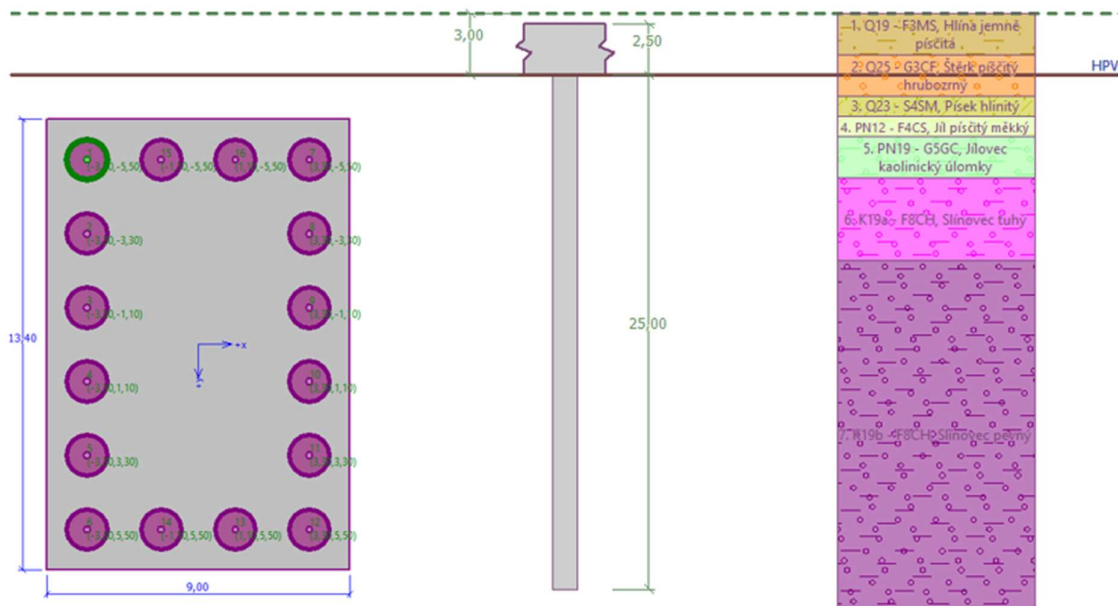
Výsledná hloubka deformační zóny je 10,65 m a celkové sedání je 135,4 mm.



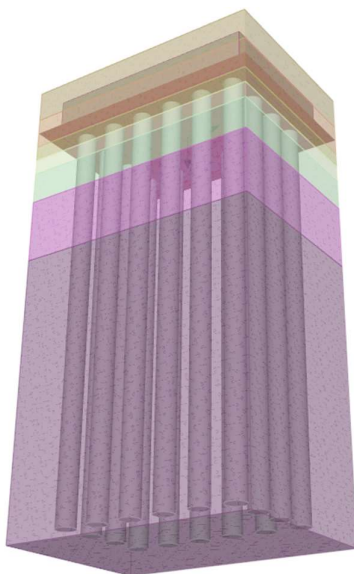
Obrázek 418: Schéma pro výpočet sedání plošného základu v programu GEO5

### 9.2.4 Výpočet skupiny pilot analytickou metodou v programu GEO5

Analytická metoda provádí dle zadané geometrie skupiny pilot výpočet na základě fiktivního plošného základu, proto je možné tyto výsledky porovnat s provedeným výpočtem plošného základu v modulu GEO5 - Patka.



Obrázek 419: Zobrazení výpočetního modelu ve 2D



Obrázek 420: Prostorové zobrazení skupiny pilot v programu GEO5

Při porovnání jsou získané výsledky v dobré shodě. Hodnota celkového sednutí je 140,0 mm a hloubka deformační zóny 11,75 m. Tato shoda zároveň poukazuje na možný problém nadměrného sedání, které je způsobeno velice nepříznivými parametry slínovců o velké mocnosti.

Maximální svislá síla v programu je rovna hodnotě normálové síly v charakteristické kombinaci, která je zvětšena o tíhu základové desky a pilot. Tíhu zeminy v nadloží program uvažuje samostatně a není uvedena v tomto výpočtu.

Tabulka 77: Exportované výsledky sedání z programu GEO5

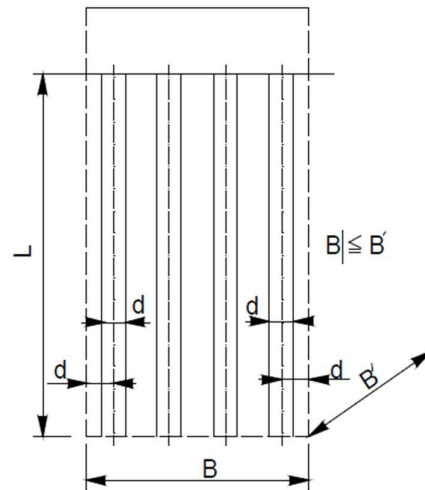
<b>Výpočet sednutí skupiny pilot v soudržné zemině</b>	
Max. svislá síla se uvažuje včetně tíhy základové desky.	
Hloubka fiktivního základu $d$	= 16,67 m
Maximální svislé zatížení $N$	= 51944,23 kN
Hloubka deformační zóny $h$	= 11,75 m
Sednutí skupiny pilot $s$	= 140,0 mm

Tato metoda zároveň provádí výpočet mezního stavu únosnosti. Mezní stav únosnosti však s velkou rezervou vyhoví a problematický zůstává mezní stav použitelnosti a nadměrné sedání. Svislá síla je spočtena z návrhové hodnoty reakce v patě pilíře a tíze pilot a základové desky s příslušným součinitelem zatížení 1,35.

Postup výpočtu je proveden dle ČSN 73 1004 [43] pomocí únosnosti zemního tělesa ve tvaru hranolu opsaného skupině pilot. Do výpočtu vstupuje průměrná totální soudržnost podél dřívku pilot  $c_{us}$  a totální soudržnost zeminy v patách pilot. Tyto hodnoty jsou uvedeny v parametrech zemin v kapitole 9.2. Návrhová únosnost je dána následujícím vztahem:

$$R_g = 0,5 * (2 * (B+B') * L * c_{us} + B * B' * c_{ub} * N_{cg})$$

kde  $N_{cg}$  je součinitel únosnosti:  $N_{cg} = 5 * (1 + L / (5 * B)) * (1 + L / (5 * B'))$



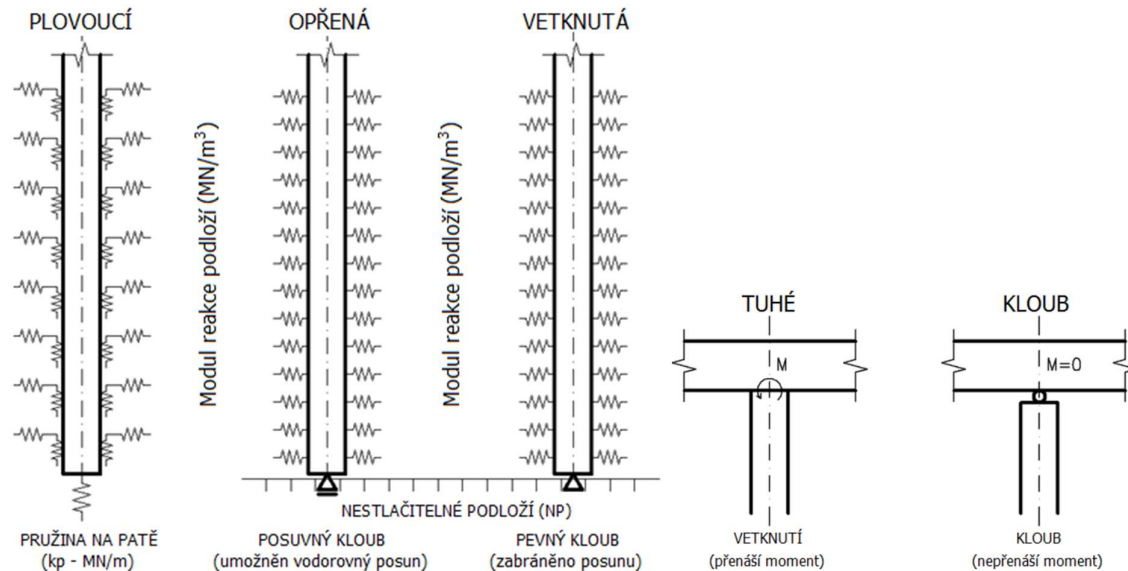
Obrázek 421: Schéma pro stanovení šířek hranolu opisujícího skupinu pilot

Tabulka 78: Exportované výsledky únosnosti skupiny pilot z programu GEO5

Průměrná totální soudržnost podél dřívků pilot	$c_{us} =$	58,22 kPa
Totální soudržnost zeminy v patách pilot	$c_{ub} =$	80,00 kPa
Součinitel únosnosti	$N_{cg} =$	10,68
Svislá únosnost skupiny pilot	$R_g =$	126865,90 kN
Maximální svislá síla	$V_d =$	66468,77 kN
$R_g = 126865,90 \text{ kN} > 66468,77 \text{ kN} = V_d$		

### 9.2.5 Výpočet skupiny pilot pružinovou metodou programu GEO5

Pružinová metoda stanovuje pomocí metody konečných prvků tuhosti pružin po délce piloty a v její patě. Tato metoda poskytuje velmi malé množství mezivýsledků, proto je nejprve popsán její teoretický postup. Model pro výpočet je totožný s modelem zobrazeným u analytické metody. Výpočet je založen na předpokladu nekonečně tuhé základové desky. Skupina je nastavena pro plovoucí piloty tuze připojené k základové desce. [44]



Obrázek 422: Výpočetní modely pružinové metody programu GEO5 [44]



Tuhosti pružin jsou stanoveny dle zvoleného zatížení. To by mělo odpovídat užitému zatížení, které nejlépe vypovídá o chování konstrukce. Na straně bezpečné jsou pružiny dopočteny z charakteristické kombinace zatížení. Pro optimalizaci návrhu by bylo možné provést výpočet na základě hodnot odpovídajících přibližně 75% této hodnoty, což je na pomezí kvazistálé a časté kombinace, protože charakteristická kombinace se na konstrukci vyskytne jen v několika okamžicích během své životnosti. To by vedlo k mírnému zvýšení získaných tuhostí.

Jejich samotný výpočet probíhá na základě deformačních parametrů zemin. Smykový odpor na plášti je spočten pomocí parametrů pružného Winkler-Pasternakova podloží  $C_1$  a  $C_2$ , které jsou stanoveny z parametru  $E_{def}$  a závisí na hloubce deformační zóny. Podrobný výpočet je popsán v nápovědě programu GEO5. [44]

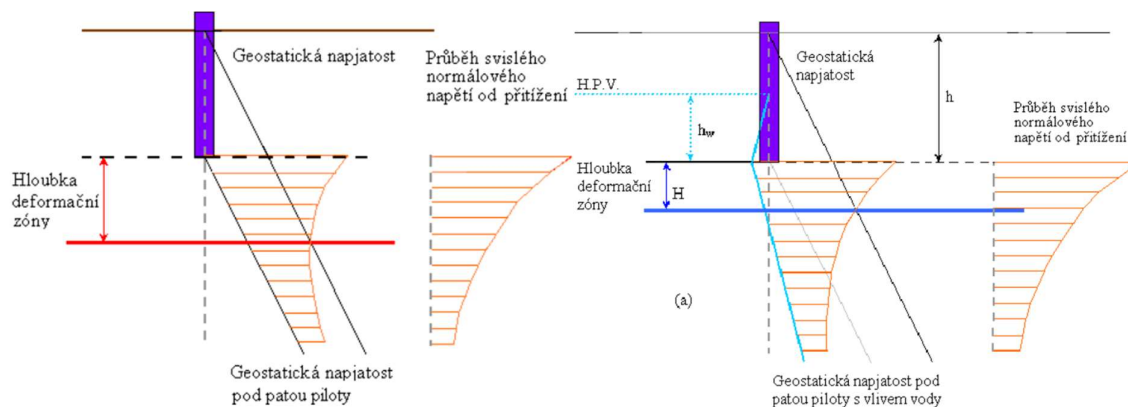
Tabulka 79: Vztahy pro výpočet tuhosti svislých pružin  $k$  pro kruhový průřez [44]

<b>Kruh:</b>		
		$k = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot \sqrt{C_1 C_2} \cdot \frac{K_1(\alpha \cdot r)}{K_2(\alpha \cdot r)}$
kde:	$r$	- poloměr průřezu piloty
	$C_1, C_2$	- parametry podloží
	$K_1(\alpha r), K_2(\alpha r)$	- hodnoty modifikovaných Besselových funkcí
Parametr $\alpha$ má hodnotu:		
		$\alpha = \sqrt{\frac{C_1}{C_2}}$

Tuhost pružiny pod patou je stanovena pomocí parametru Winkler-Pasternakova podloží  $C_1$  a průřezové plochy paty piloty  $A$  vztahem:

$$k_r = C_1 \cdot A$$

Hloubka deformační zóny  $H$  je důležitá pro výpočet parametrů  $C_1$  a  $C_2$  závisí na vlastnostech podloží a velikosti přetížení. Podobně jako u plošných základů končí deformační zóna v místě, kde je napětí pod patou s vlivem přetížení rovno původnímu geostatickému napětí. Hloubka deformační zóny je ovlivněna hladinou podzemní vody. [44]



Obrázek 423: Hloubka deformační zóny dle vlivu podzemní vody [44]

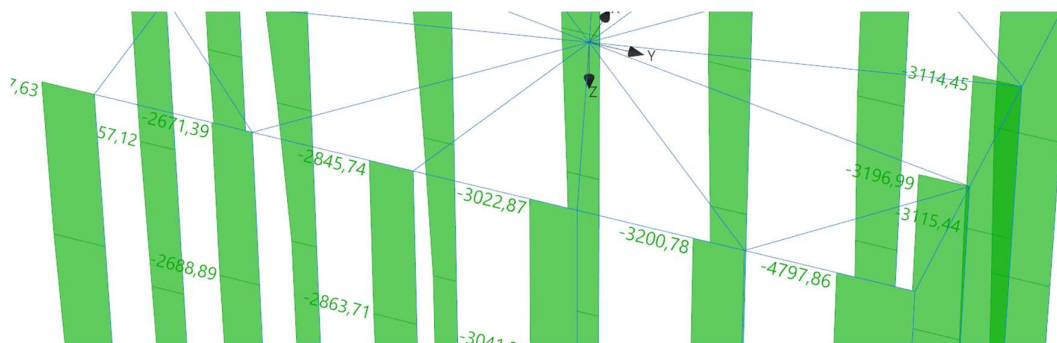
Pro zohlednění skupinového působení jsou redukovány vodorovné tuhosti součinitelem 0,5 pro okrajové piloty a 0,25 pro vnitřní piloty. Smykové tuhosti jsou redukovány pro okrajové piloty součinitelem 0,5 a pro vnitřní 0,1. Redukce se netýká pružin v patě piloty. To odpovídá předpokladům chování skupiny pilot a zároveň prokazuje vhodnost návrhu pilot pouze po obvodu základu. Tyto hodnoty redukce nelze v programu změnit. [44]

Pomocí této metody je získáno maximální sednutí skupiny pilot 94,6 mm. Tato hodnota je příznivější než analytický výpočet. Pružinová metoda zároveň vypočítá namáhání přerozdělené na jednotlivé piloty, což je vhodné pro ověření stanovení těchto hodnot pomocí vytvořeného modelu skupiny pilot v programu Midas Civil.

Normálová síla z modelu v Midas Civil je 4962 kN a dle pružinové metody je 4798 kN, což lze považovat za velice dobrou shodu výsledků. Mezní stav únosnosti je u této metody posuzován převodem na únosnost samostatné piloty zatížené maximální normálovou silou. Tento výpočet již byl proveden při řešení samostatné piloty a s rezervou vyhověl.

Tabulka 80: Souhrn výsledků pružinové metody

Maximální vnitřní síly (všechna zatížení)	
Maximální tlaková síla	= -4797,86 kN
Minimální tlaková síla	= -992,42 kN
Maximální deformace (jen užitná zatížení)	
Maximální sednutí	= 94,9 mm
Maximální vodorovný posun desky	= 10,1 mm
Maximální natočení desky	= 2,6E-01 °



Obrázek 424: Normálová síla v hlavách pilot vypočtená pružinovou metodou [kN]

### 9.3 Návrh řešení problému nadměrného sedání

Na základě znalostí získaných magisterským studiem a rešerše odborné literatury jsou identifikovány následující možnosti řešení:

- doplňkový inženýrsko-geologický průzkum
- statická zatěžovací zkouška piloty
- konsolidační násypy v místě dotčených pilířů
- monitoring sedání a rektifikace ložisek
- zlepšení vlastností zemin metodami speciálního zakládání

### 9.3.1 Doplnkový inženýrsko-geologický průzkum

Prvním důležitým krokem po zjištění nepříznivého chování skupin pilot by měla být konzultace s odborníkem na geotechniku, se kterým by byly konzultovány provedené výpočty a parametry zemin. Pro autora práce není možné vycházet z jiných parametrů, než které udává stávající inženýrsko-geologický průzkum.

Tento průzkum však udává některé informace, které jsou zavádějící a měly by být potvrzeny či vyvráceny průzkumem doplňkovým již během přípravy zadávací dokumentace stavby. Zvláštní pozornost je třeba věnovat vrstvám slínovců, které jsou na jedné straně zařazeny do téměř nejnepříznivější kategorie soudržných zemin F8 CH a na straně druhé mají být dle doporučení pro založení využity pro vetknutí pilot.

V některých vrtech je uváděno, že tyto slínovce jsou silně až zcela zvětralé na pevný jíl. Tyto vrstvy mají ve vrtu u pilíře P7 mocnost 14 m do hloubky 26 m pod terénem a v celé této vrstvě jsou udávány shodné parametry i zvětralost. Mělo by proto být ověřeno, zda vlivem geostatické napjatosti nemají slínovce ve větších hloubkách lepší parametry. To by výrazně pomohlo únosnosti na patě i plášti pilot.

Dle [45] bývá doplňkový průzkum realizován v případech, kdy nelze dle stávajícího podrobného průzkumu některý geotechnický problém uspokojivě objasnit. Dalším případem může být změna polohy stavby vůči podrobnému průzkumu. Obě tyto skutečnosti jsou u dané stavby zjištěny, a proto je prvním návrhem doplňkový průzkum v podobě jádrových vrtů místě os všech podpěr. Hloubka vrtů by měla být zvlášť při nezastižení únosných hornin větší než stávajících 26 m od původního terénu. Vrty této hloubky nezasahují pod patu pilot a měly by být provedeny alespoň 30 m dlouhé vrty.

### 9.3.2 Statická zatěžovací zkouška piloty

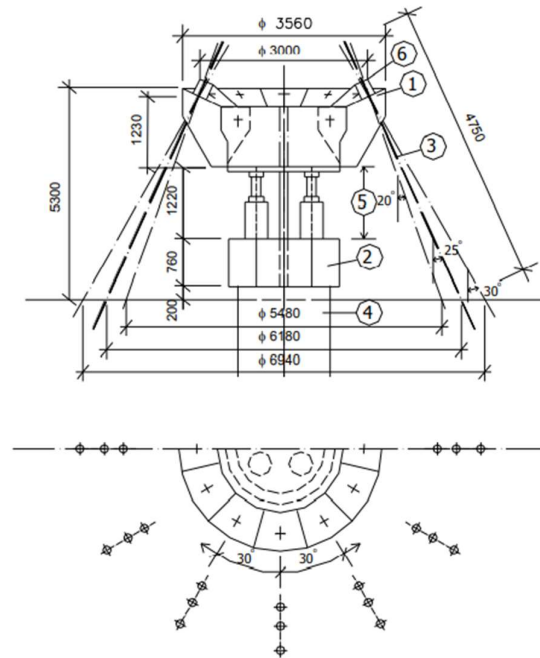
Pro lepší zohlednění všech technologických a přírodních vlivů včetně časového průběhu sedání by bylo vhodné doplnit průzkumné práce o statickou zatěžovací zkoušku piloty.

Tyto zkoušky mohou být dle [45] studijní, průkazní či kontrolní. V tomto případě se jako nejvhodnější jeví zkoušky studijní, které jsou prováděny s předstihem před stavbou na nesystémových pilotách a často jsou spojeny s dříve popsaným doplňkovým inženýrsko-geologickým průzkumem. Díky předstihu před výstavbou by byl dostatek času na řešení případných problémů.

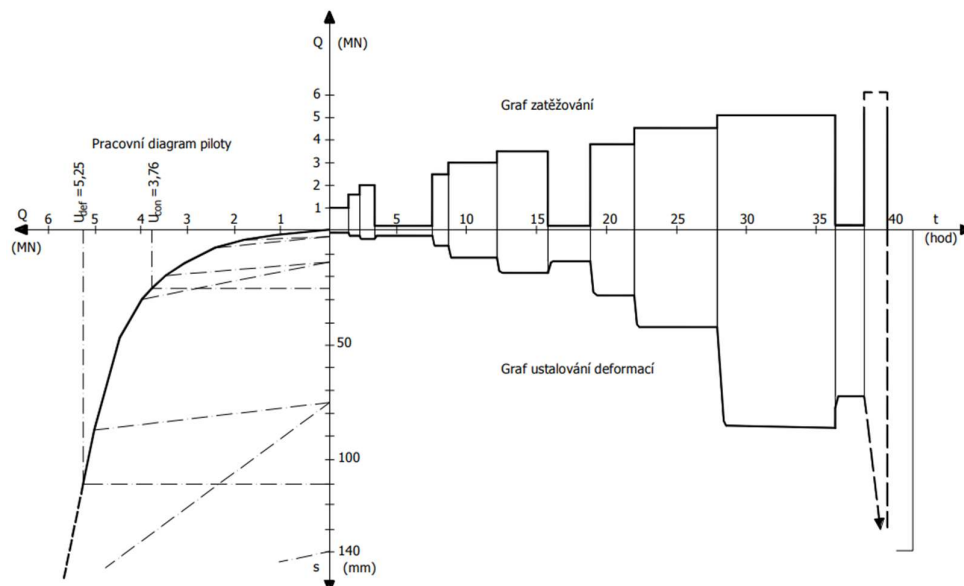
Pro skupiny pilot rozmístěných po obvodu by bylo vhodné provést i zkoušky kontrolní, které se provádějí těsně před zahájením stavby na nesystémových pilotách, které by se mohly nacházet uvnitř obvodových pilot základů. V tomto případě by však výsledky byly získány již

za probíhající realizace a v případě jejich neuspokojivých hodnot by mohlo být finančně velice nákladné zastavovat stavbu a hledat alternativní řešení. Zkoušky kontrolní bývají prováděny během výstavby na pilotách systémových, a proto se nesmí přetěžovat více než silou odpovídající provoznímu zatížení. [45]

Samotná zatěžovací zkouška je prováděna pomocí zatěžovacího mostu. V dnešní době je nejvíce používán most kotvený pomocí zemních kotev. Zatěžování probíhá napínáním táhel kotev a přitlačováním mostu na hlavu piloty. Pro měření normálových napětí v dřívku musí být pilota opatřena strunovými tenzometry. Výsledkem zkoušky je pracovní diagram piloty.



Obrázek 425: Schéma zatěžovacích mostů [45]



Obrázek 426: Pracovní diagram piloty s grafy zatěžování a ustalování deformací [45]

### 9.3.3 Konsolidační násypy v místě dotčených pilířů

Tyto násypy by musely mít dostatečnou výšku a dobu působení, aby bylo možné redukovat co největší část nadměrného sedání pilířů. Pro zeminový profil v místě pilíře P7 byl pomocí programu GEO5 – Sedání proveden zkušební výpočet. Předběžně je navržen násyp výšky 6 m se sklony 1:1,5 a parametry odpovídají hlinité zemině s uvažovanou tíhou 20 kN/m<sup>3</sup>.

U parametrů zemin v podloží je nutné doplnit koeficient filtrace, který má vliv na rychlost sedání. Tento parametr je v průřezu udáván v metrech za sekundu a program GEO5 pracuje s hodnotami metrů za den, proto je nutné hodnoty vynásobit číslem 86 400, které odpovídá počtu sekund za jeden den.

Tabulka 81: Filtrační koeficient jednotlivých kategorií [2]

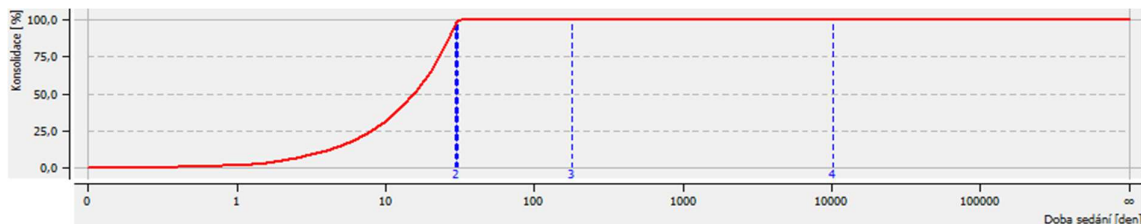
Kód vrstvy	Q19	Q25	Q23	PN12	PN19	K19a	K19b
Kategorie	F3 MS	G3 GF	S4 SM	F4 CS	G5 GC	F8 CH	F8 CH
$k_v$ [m/s]	3,65E-10	8,45E-06	2,41E-07	3,65E-10	7,42E-06	3,00E-11	9,44E-11
$k_v$ [m/den]	3,15E-05	7,30E-01	2,08E-02	3,15E-05	6,41E-01	2,59E-06	8,16E-06

Výpočet je proveden pomocí 4 fází. V první fázi je nastaveno, v jakých vrstvách bude konsolidace probíhat a jakým směrem je umožněn odtok vody. Pro výpočet je nastaven odvod z oblasti směrem dolů. V druhé fázi je nastaven po dobu 30 dní lineární nárůst zatížení z 0 na plnou hodnotu tíhy násypu, což představuje navážení po jednotlivých částech.

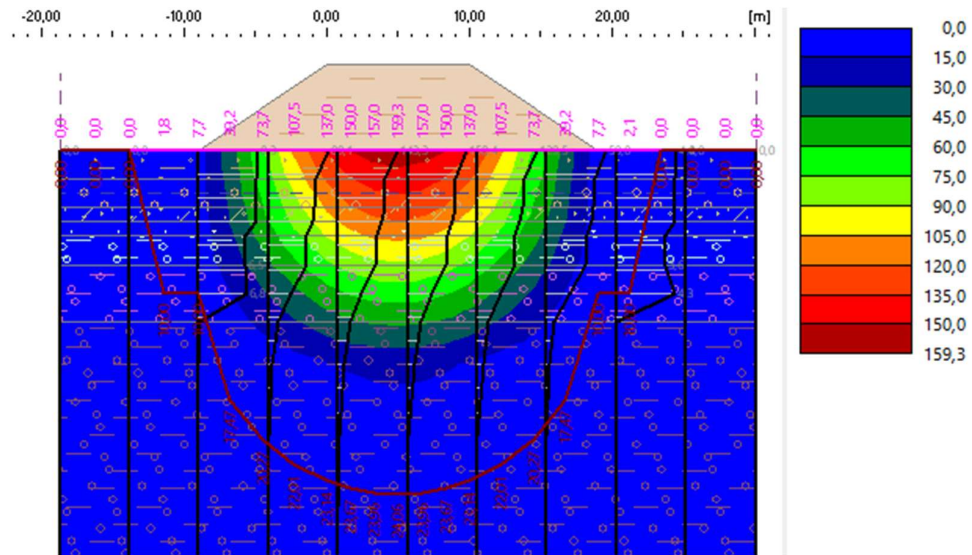
Následuje fáze 3, která končí v čase 180 dní a slouží pro stanovení výsledků. Fázi 4 je nutné nastavit pro dopočet koncového sedání v nekonečném čase, které pro výpočet konsolidačního násypu není podstatné.

#### 9.3.3.1 Konsolidace probíhá u všech vrstev podloží

Nastavení vrstev pro konsolidaci má výrazný vliv na výsledky. Pokud je nastaveno, že konsolidace probíhá již od vrstvy nejbližší terénu, proběhne sednutí velice rychle během prvních 30 dnů, což je pravděpodobně způsobeno propustnými šterky, které z oblasti odvádějí vodu. Tento stav však z pohledu autora není příliš reálný a je očekáváno, že průběh konsolidace bude pozvolnější po delší dobu.



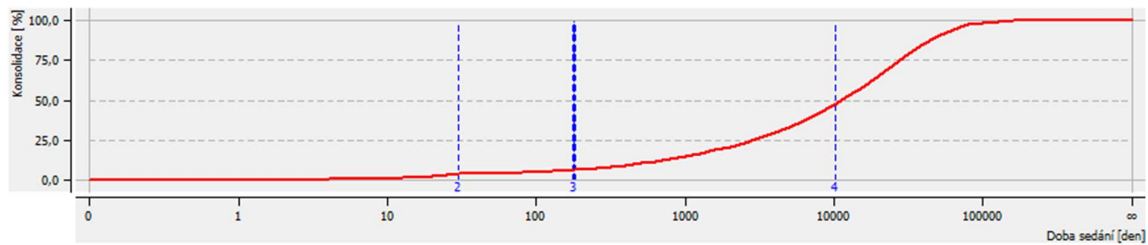
Obrázek 427: Graf konsolidace při uvážení vlivu všech vrstev



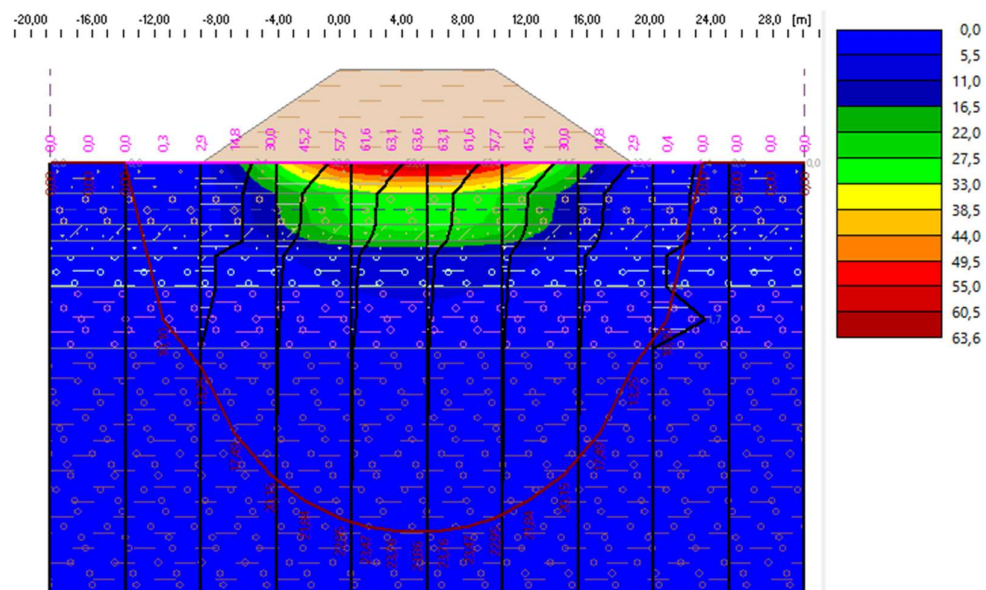
Obrázek 428: Deformace podloží v době 30 dní od začátku zatěžování [mm]

### 9.3.3.2 Konsolidace probíhá pouze ve vrstvách slínovců

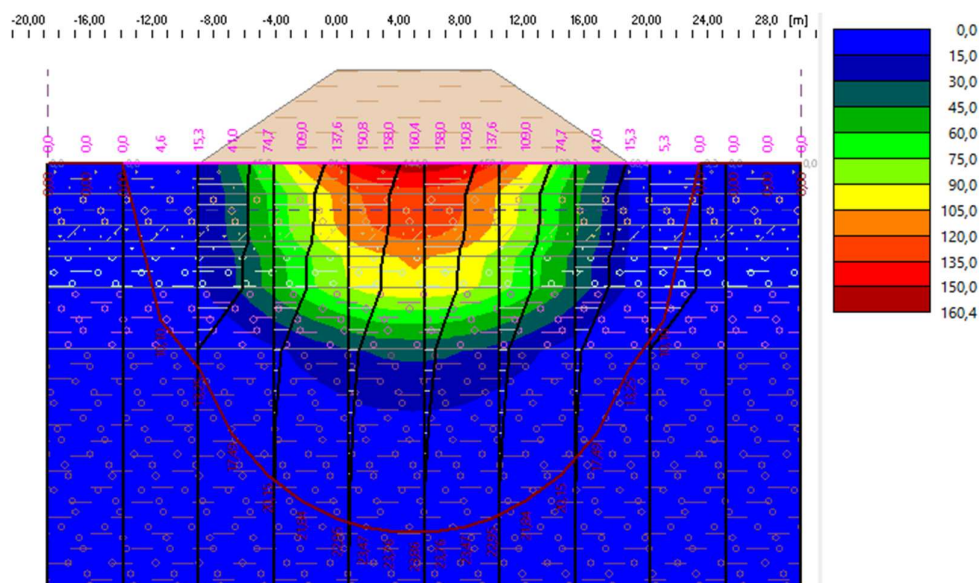
Vzhledem k pochybným výsledkům prvního výpočtu je upraveno rozhraní, ve kterém je uvažována konsolidace. V tomto výpočtu je nastaveno tak, že probíhá pouze ve slínovcích. Výsledná deformace v době 180 dní je v tomto 63,6 mm, což je výrazně méně než u předchozího výpočtu. Hloubka deformační zóny je 23,86 m.



Obrázek 429: Graf konsolidace při uvážení vlivu pouze u vrstev slínovců



Obrázek 430: Deformace podloží v době 180 dní [mm]



Obrázek 431: Deformace podloží v době 10000 dní [mm]

Z těchto výsledků je předběžně stanoveno, že pomocí konsolidačních násypů lze dosáhnout významných deformací podloží a zlepšit tak podmínky pro pilotové základy mostu. Z výpočtu je však patrné, že velká část deformace může probíhat i po odtěžení konsolidačních násypů a tyto deformace stále mohou způsobovat nadměrné sedání základů mostu.

Podrobnější analýza již není obsahem diplomové práce a vyžaduje vyšší odborné znalosti a výsledky doplňkového průzkumu, který by mohl problematiku založení lépe objasnit.

### 9.3.4 Monitoring sedání a rektifikace ložisek

Pro most bude v každém případě velice důležitý také návrh monitoringu sedání konstrukce. Nosná konstrukce byla navržena na nerovnoměrný pokles podpor 10 mm. Pokud by tato hodnota nerovnoměrného sednutí byla mezi sousedními pilíři přesažena, bylo by nutné v co nejkratším časovém úseku rektifikovat ložiska na pilířích tak, aby nosná konstrukce byla v požadované poloze.

Podobné opatření bylo provedeno u segmentového mostu na dálnici D8 u Prackovic. Osvědčil se i návrh dvojice samostatných konstrukcí a rektifikace ložisek společně se sanací podloží probíhala za uzavírky jednoho mostu a převedení obou směrů na most druhý bez nutnosti úplné uzavírky, která by při významnosti dálnice D8 nepřipadala v úvahu.

Samotná rektifikace spočívá ve zdvihu nosné konstrukce pomocí hydraulických lisů umístěných v prostoru hlavy pilíře vedle ložiskových bloků. Po uvolnění ložisek proběhne jejich přenastavení do požadované polohy a následné spuštění lisů.

### 9.3.5 Zlepšení vlastností zemin metodami speciálního zakládání

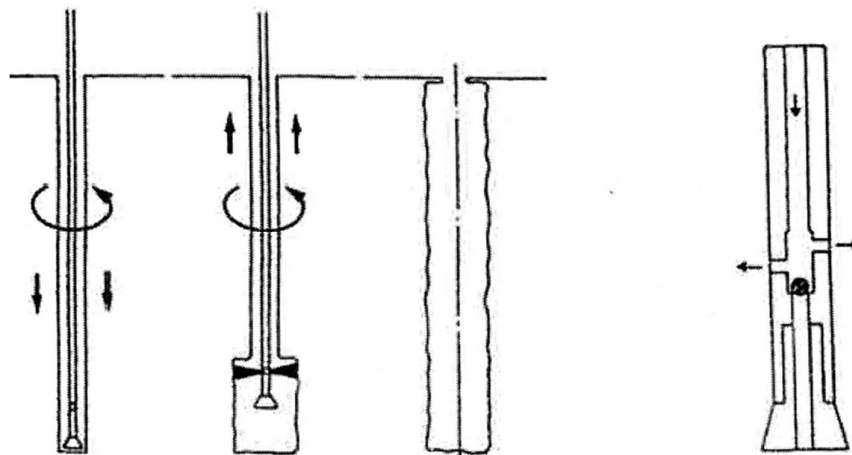
Jako poslední opatření jsou uvedeny metody klasické injektáže soudržných zemin a tryskové injektáže. U těchto metod se však nepodařilo dohledat podrobnější informace o konkrétním použití u zakládání mostních pilířů.

V literatuře [45] vydané panem doc. Ing. Janem Masopustem, CSc. je uvedeno použití klasické injektáže jemnozrnných zemin za účelem zvýšení smykové pevnosti a modulu deformace základové půdy. Právě tyto vlastnosti by bylo potřebné zlepšit u vrstev slínovců a po konzultaci s odborníky na tuto technologii by se mohlo jednat o jedno z vhodných řešení problematiky nadměrného sedání.

U jemnozrnných zemin se jedná o zpevňovací injektáž s výrazným přetvořením základové půdy. Vzhledem k těsnosti pórů musí být směs pod tlakem do zemin vnesena trháním jejich struktury. Zavedené proudy injektážní směsi po vytvrnutí svou vyšší pevností zvyšují pevnost skeletu jako celku. U patentované metody Soilfrac firmy Keller se jedná o klakáž, kdy je injektážní směs do zeminy vnášena překročením její lokální tahové pevnosti a následným roztrháním. [45]

V technických kvalitativních podmínkách pro zvláštní zakládání [46] byla dále nalezena metoda injektáže pat a pláště vrtaných pilot. Metoda je také vhodná pro zlepšení nepříznivých vlastností soudržných zemin v okolí pilot s cílem zvýšení únosnosti a snížení sedání. Injektáž je prováděna pomocí speciálních manžetových trubek.

Poslední metodou by mohla být trysková injektáž, u které je uvedeno v široké škále možností použití také zlepšování vlastností základových půd. U této metody by sloupy tryskové injektáže nahrazovaly pilotové základy. Technologie je však velice složitá a také by její použití bylo nutné konzultovat s odborníky ze specializovaných firem, které se touto metodou zabývají a mají s ní dlouholeté zkušenosti.



Obrázek 432: Schéma postupu jednofázové tryskové injektáže [45]



## 10 Optimalizace uspořádání pevných ložisek

Návrh jediného pevného ložiska na pilířích P5 se v předchozích kapitolách neukázal jako optimální s ohledem na velkou štíhlost vysokých pilířů nesoucí pouze posuvná ložiska. Statické schéma těchto pilířů s ohledem na vzpěr odpovídalo konzole a součinitel vzpěrné délky nabýval hodnoty 2,0. Vliv II. řádu proto dosahoval až 45% celkového návrhového momentu a bylo proto nutné volit poměrně vysoké vyztužení průřezu nejvyššího pilíře.

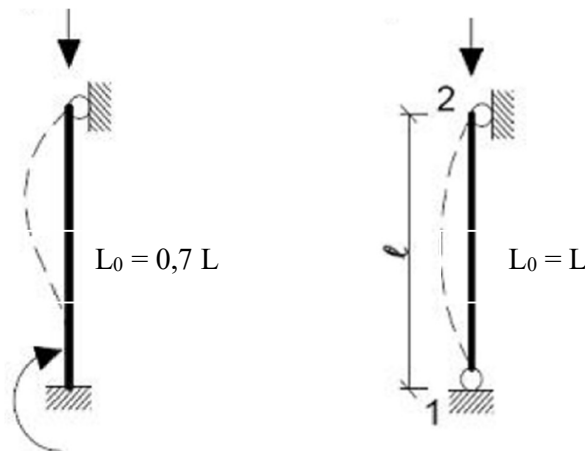
K problematice přispěl i fakt, že nejvyšší pilíře se nachází v nepříznivých geotechnických podmínkách a při zohlednění tuhosti založení by při podrobnější analýze mohl součinitel vzpěrné délky být i větší než 2, což by odpovídalo konzole s pružným podepřením v patě.

Na základě těchto skutečností je v této kapitole přistoupeno k návrhu trojice pevných ložisek na pilířích P6, P7 a P8. Tyto pilíře jsou nejvyšší a mají proto největší poddajnost v podélném směru. To má za účinek nižší namáhání od teplotních a reologických jevů, které mají při použití více pevných bodů a zamezení volné dilatace vliv na normálovou sílu v nosné konstrukci. Při vyšší tuhosti podepření se tato síla způsobená zabráněním délkové deformace zvyšuje a tím vzrůstá i namáhání v samotných pilířích.

Další výhodou tohoto uspořádání je eliminace vysokých štíhlých pilířů osazených posuvnými ložisky. Pevná ložiska v hlavě pilířů by při vzpěru měla zajistit vybočení ve tvaru, které odpovídá uspořádání kloub – vetknutí. I v případě velice poddajného založení by neměl součinitel vzpěrné délky překročit hodnotu 1,0, která odpovídá systému kloub-kloub dle [32].

Větší počet pevných ložisek se nachází také u mnoha referenčních staveb a jeho další výhodou je vyšší bezpečnost celého systému, která je větší mírou propojení chování spodní stavby a nosné konstrukce a upevněním ve více bodech.

Ostatní pilíře osazené posuvnými ložisky by již dosahovaly výrazně menší výšky a nebyly by rozhodujícími prvky pro návrh vyztužení průřezu.



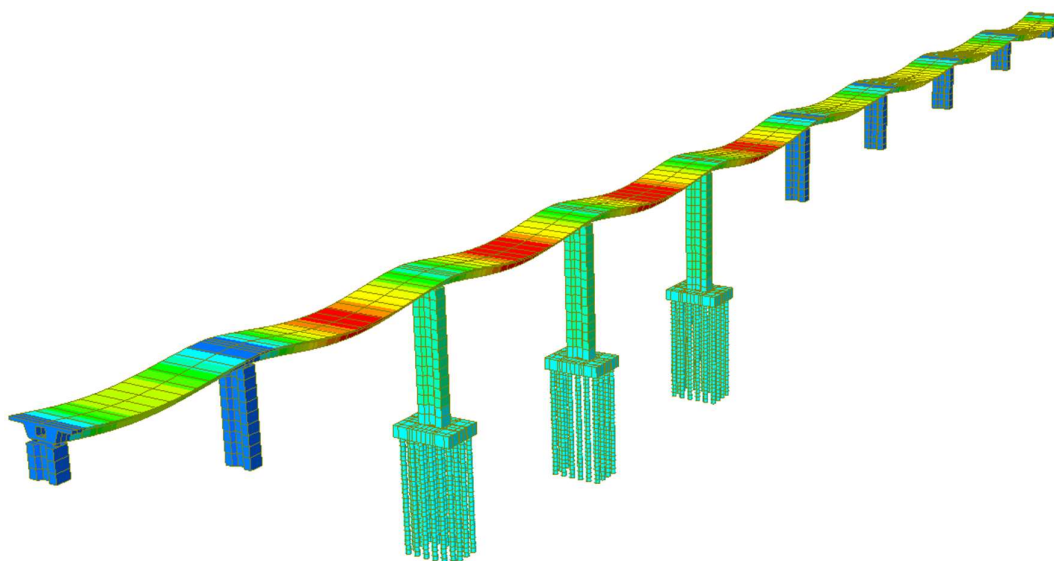
Obrázek 433: Stanovení vzpěrné délky s kloubovým uložením v hlavě pilíře

## 10.1 Popis výpočetního modelu

Vazby mezi nosnou konstrukcí a pilíři byly upraveny tak, aby odpovídaly pevným a příčně posuvným ložiskům na pilířích P6, P7 a P8. K těmto pilířům byly přidány základy s pružným podepřením pilot, které jsou popsány v kapitole 9.2.2. S ohledem na podobné geotechnické podmínky u této trojice pilířů byly využity tuhosti pružin vypočtené pro pilíř P7.

Tyto tuhosti zohledňovaly skupinovou redukci vodorovné tuhosti, ale nezohledňovaly skupinový účinek na tuhosti svislé, který by bylo nutné doplnit po podrobnější analýze založení a po vyřešení problému nadměrného sedání. Tímto způsobem je chování pilotového základu tužší, než by se dalo při chování skupiny pilot očekávat.

U ostatních pilířů s posuvnými ložisky bylo ponecháno v patách pilířů tuhé vetknutí. Model se skupinami pilot byl porovnán s modelem, který obsahoval vetknutí u veškerých pilířů.



Obrázek 434: Výpočetní model se zobrazenou deformací od vlastní tíhy

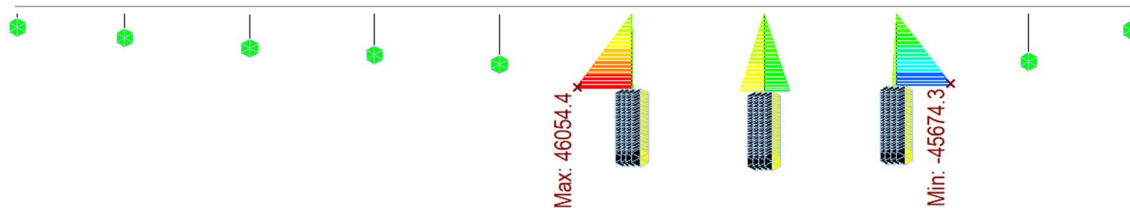
## 10.2 Stanovení vnitřních sil

Na přiložených vnitřních silách se prokázaly předchozí tvrzení o vlivu tuhosti uložení na vznikající namáhání pilířů od teplotních a reologických vlivů. Ohybový moment v patách pilířů byl úpravou na pružné pilotové založení snížen téměř o 10 000 kNm. Při uvažování pouze vlivu I. řádu by hodnota byla stále vyšší, než při uvažování jediného pevného ložiska a namáhání pilíře P7 pouze třecí silou. U vlivu II. řádu lze díky snížení součinitele vzpěrné délky očekávat výrazné snížení štíhlosti a celkový návrhový ohybový moment by měl být výrazně nižší.

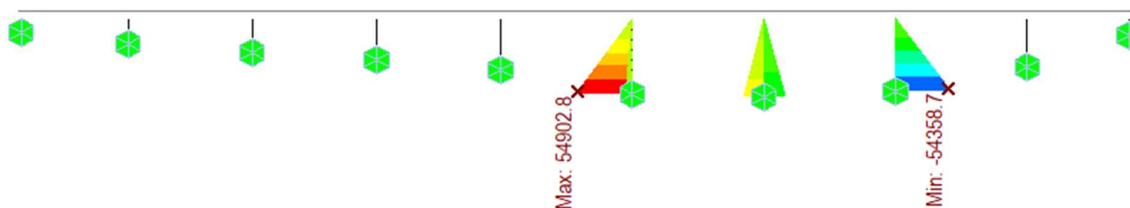
Ze získaných výsledků je vyvozena souvislost mezi tuhostí založení, vnitřními silami a vzpěrnou délkou. Pokud by reálná tuhost založení byla vlivem skupinového účinku snížena, došlo by ke zvětšení vzpěrné délky z 0,7 na vyšší hodnotu, ale zároveň by došlo k dalšímu snížení ohybových momentů od teplotních a reologických vlivů.

Aby byl návrh na straně bezpečné, bude pro posouzení kritického pilíře P6 uvažována horší z následujících kombinací:

- součinitel vzpěrné délky 1,0 (kloub – kloub), vnitřní síly s pružným uložením
- součinitel vzpěrné délky 0,7 (vetknutí – kloub), vnitřní síly s vetknutím v patách



Obrázek 435: Ohybový moment  $M_y$  – pružné podepření na pilotách [kNm]



Obrázek 436: Ohybový moment  $M_y$  - vetknutí v patách pilířů [kNm]

S ohledem na předchozí výpočet bude dále posuzován pouze mezní stav únosnosti na základě interakčního diagramu, který byl kapitole 8.5 rozhodující. V předchozím posouzení pilíře byla neekonomicky posuzována obálka extrémních vnitřních sil. To vedlo k vyšší spotřebě betonářské výztuže. Je nutné si uvědomit, že extrémy všech vnitřních sil nemohou nastat současně a tomu by měl odpovídat i správný návrh.

V tomto případě jsou detailněji analyzovány samostatné lineární kombinace. Posouzena je trojice kombinací odpovídající maximální normálové síle a maximálnímu ohybovému momentu  $M_y$  a  $M_z$  a jim příslušným ostatním vnitřním silám.

Tabulka 82: Vnitřní síly v patě pilíře P6 při tuhém podepření

Pilíř P6, tuhé podepření, výška 29,2 m							
Popis	Kombinace	N [kN]	$V_z$ [kN]	$V_y$ [kN]	$M_y$ [kNm]	$M_z$ [kNm]	$M_x$ [kNm]
Pro II. řád	MSP_Kvazistálá	-	-	-	33466,0	-	-
K1, max N	6.10a_dopr_vitrY	<b>-40723,8</b>	-1716,9	-150,3	50991,7	6139,7	159,5
K2, max $M_y$	6.10b_vitrY	-35227,0	-1848,6	-153,8	<b>54902,8</b>	5686,4	152,7
K3, max $M_z$	6.10b_vitrX	-35216,5	-1136,5	-1007,8	33752,5	<b>34098,9</b>	508,1

Tabulka 83: Vnitřní síly v patě pilíře P6 při uložení na pilotách

Pilíř P6, pružné podepření, výška 29,2 m							
Popis	Kombinace	N [kN]	$V_z$ [kN]	$V_y$ [kN]	$M_y$ [kNm]	$M_z$ [kNm]	$M_x$ [kNm]
Pro II. řád	MSP_Kvazistálá	-	-	-	24712,4	-	-
K1, max N	6.10a_dopr_vitrY	<b>-40706,0</b>	-1362,9	-134,3	40479,4	5460,0	183,7
K2, max $M_y$	6.10b_vitrY	-35210,0	-1534,7	-136,7	<b>45579,2</b>	5020,4	171,7
K3, max $M_z$	6.10b_vitrX	-35199,2	-823,2	-842,8	24448,1	<b>28826,6</b>	794,4

### 10.3 Posouzení pilíře P6 s uvažovaným vetknutím

Jako první je vypočtena štíhlost, pomocí které je zjištěno, že II. řád je nutné zohlednit pouze v podélném směru mostu u kombinace s maximální normálovou silou. U kombinací s maximálními ohybovými momenty lze vliv II. řádu lze zanedbat.

Tabulka 84: Výpočet štíhlosti – kombinace s maximální normálovou silou

Směr	L [m]	L <sub>0</sub> [m]	I <sub>c</sub> [m <sup>4</sup> ]	A <sub>c</sub> [m <sup>2</sup> ]	i [m]	A [-]	B [-]	C [-]	n [-]	λ [-]	λ <sub>lim</sub> [-]	II.řád λ>λ <sub>lim</sub>
kolmo k Y	29,2	20,44	6,84	12,88	0,729	0,7	1,1	0,7	0,15	28,05	27,782	ANO
kolmo k Z	29,2	20,44	39,96	12,88	1,761	0,7	1,1	0,7	0,15	11,60	27,782	NE

Tabulka 85: Výpočet štíhlosti - kombinace s maximálními ohybovými momenty

Směr	L [m]	L <sub>0</sub> [m]	I <sub>c</sub> [m <sup>4</sup> ]	A <sub>c</sub> [m <sup>2</sup> ]	i [m]	A [-]	B [-]	C [-]	n [-]	λ [-]	λ <sub>lim</sub> [-]	II.řád λ>λ <sub>lim</sub>
kolmo k Y	29,2	20,44	6,84	12,88	0,729	0,7	1,1	0,7	0,13	28,05	29,871	NE
kolmo k Z	29,2	20,44	39,96	12,88	1,761	0,7	1,1	0,7	0,13	11,60	29,871	NE

Průřez je navržen s podélnou výztuží průměru 25 mm po 150 mm v jedné řadě po celém obvodu. Pro kombinaci s maximální normálovou silou jsou vypočteny účinky II. řádu metodou jmenovité tuhosti, která vykazuje méně příznivé výsledky než metoda jmenovité křivosti.

Tabulka 86: Posouzení účinků II. řádu metodou jmenovité křivosti

Beton			
Výška pilíře	L <sub>p</sub> =	29,2	m
Plocha betonového průřezu	A <sub>c</sub> =	12,880	m <sup>2</sup>
Obvod průřezu	u =	18,090	m
Moment setrvačnosti průřezu bez trhlin	I <sub>c</sub> =	6,837	m <sup>4</sup>
Součinitel vzpěrné délky	α <sub>cr</sub> =	0,7	-
Štíhlost	λ =	28,05	-
Charakteristická pevnost betonu	f <sub>ck</sub> =	35	MPa
Návrhový součinitel	γ <sub>c</sub> =	1,5	-
Redukční součinitel	α <sub>cc</sub> =	0,9	-
Návrhová pevnost betonu	f <sub>cd</sub> =	21,0	MPa
Součinitel pevnosti betonu	k <sub>1</sub> =	1,32	-
Součinitel vlivu normálové síly a štíhlosti	k <sub>2</sub> =	0,025	-
Náhradní rozměr průřezu	h <sub>0</sub> =	1,424	m
Typ betonu, cementu	C35/45, N		
Čas vnesení zatížení	t <sub>0</sub> =	7	dni
Konečný součinitel dotvarování	φ(∞,t <sub>0</sub> ) =	1,79	-
Moment od kvazistálé kombinace MSP (I. řád)	M <sub>0,Ed</sub> =	33466	kNm
Moment od návrhové kombinace MSU (I.řád)	M <sub>0,Ed</sub> =	50992	kNm
Efektivní součinitel dotvarování	φ <sub>eff</sub> =	1,175	-
Celkový součinitel pro beton	K <sub>c</sub> =	0,02	-
Střední hodnota modulu pružnosti	E <sub>cm</sub> =	34,00	GPa
Návrhová hodnota modulu pružnosti	E <sub>cd</sub> =	28,33	GPa

Vnitřní síly I. řád		
M <sub>Ed,I</sub> =	50991,7	kNm
N <sub>Ed,I</sub> =	-40723,8	kN
e <sub>i</sub> =	0,019	m
e <sub>r</sub> =	1,252	m
M <sub>0Ed</sub> =	51761,9	kNm

Jmenovitá tuhost		
EI =	15134,7	MNm <sup>2</sup>

Vzpěrné břemeno		
N <sub>B</sub> =	357,53	MN

Vnitřní síly II.řád		
c <sub>0</sub> =	12	-
β =	0,82	-
M <sub>Ed,II</sub> =	57234,4	kNm
N <sub>Ed,II</sub> =	-40723,8	kN

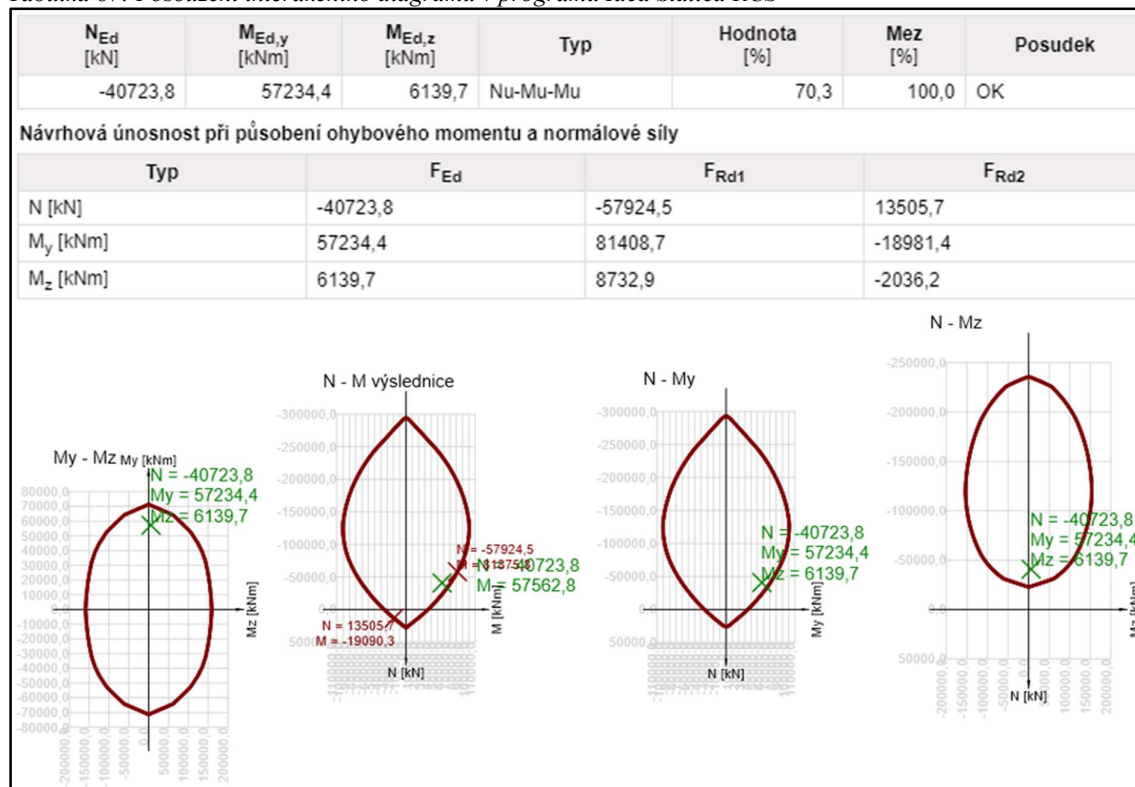
  

II. Řád: 10,9 %

Výztuž			
Součinitel vlivu výztuže (pro ρ > 0,002)	K <sub>s</sub> =	1,00	
Návrhová hodnota modulu pružnosti	E <sub>s</sub> =	200,0	Gpa
Plocha výztuže	A <sub>s</sub> =	0,0609	m <sup>2</sup>
Moment setrvačnosti výztuže	I <sub>s</sub> =	0,0610	m <sup>4</sup>

Vlivem uspořádání pevných ložisek se výrazně snížily účinky II. řádu, které pro kritickou kombinaci tvoří 10,9% celkového návrhového momentu. To vede k výrazné úspoře plochy betonářské výztuže průřezu z původních 0,11 m<sup>2</sup> na nově navržených 0,061 m<sup>2</sup>.

Tabulka 87: Posouzení interakčního diagramu v programu Idea Statica RCS



## 10.4 Posouzení pilíře P6 s uvažovaným pružným uložením

Tuhost pilotového základu se jednoznačně neblíží kloubovému uložení. Vzhledem k tomu, že tuhost založení bude nutné určit podrobněji po získání doplňkového inženýrsko-geologického průzkumu, je tento návrh proveden na straně bezpečné pro vzpěrnou délku 1,0.

Při ověření stíhlostního kritéria je zjištěno, že je nutné uvažovat vliv II. řádu u všech kombinací.

Tabulka 88: Výpočet stíhlosti pro kombinaci s maximálními ohybovými momenty

Směr	L [m]	L <sub>0</sub> [m]	I <sub>c</sub> [m <sup>4</sup> ]	A <sub>c</sub> [m <sup>2</sup> ]	i [m]	A [-]	B [-]	C [-]	n [-]	λ [-]	λ <sub>lim</sub> [-]	II.řád λ > λ <sub>lim</sub>
kolmo k Y	29,2	29,20	6,84	12,88	0,729	0,7	1,1	0,7	0,13	40,08	29,878	ANO
kolmo k Z	29,2	20,44	39,96	12,88	1,761	0,7	1,1	0,7	0,13	11,60	29,878	NE

Kritickou kombinací pro posouzení pilíře je kombinace s maximálním ohybovým momentem M<sub>y</sub>. Méně příznivé výsledky poskytuje metoda jmenovité tuhosti. Ohybový moment II. řádu v tomto případě tvoří 17,7% celkového návrhového momentu. Průřez s navrženou výztuží průměru 25 mm po 150 mm vyhovuje posouzení interakčního diagramu.

Změnou uspořádání lze dosáhnout výrazné úspory betonářské výztuže pilířů, a proto lze tento návrh považovat za výsledný. Změny vázané na optimalizaci uspořádání ložisek nebudou uvažovány v předcházejících kapitolách diplomové práce ani ve výkresové dokumentaci.

Tabulka 89: Výpočet účinků II. řádu metodou jmenovité tuhosti

Beton		
Výška pilíře	$L_p =$	29,2 m
Plocha betonového průřezu	$A_c =$	12,880 m <sup>2</sup>
Obvod průřezu	$u =$	18,090 m
Moment setrvačnosti průřezu bez trhlin	$I_c =$	6,837 m <sup>4</sup>
Součinitel vzpěrné délky	$\alpha_{cr} =$	1 -
Štíhlost	$\lambda =$	40,08 -
Charakteristická pevnost betonu	$f_{ck} =$	35 MPa
Návrhový součinitel	$\gamma_c =$	1,5 -
Redukční součinitel	$\alpha_{cc} =$	0,9 -
Návrhová pevnost betonu	$f_{cd} =$	21,0 MPa
Součinitel pevnosti betonu	$k_1 =$	1,32 -
Součinitel vlivu normálové síly a štíhlosti	$k_2 =$	0,031 -
Náhradní rozměr průřezu	$h_0 =$	1,424 m
Typ betonu, cementu	C35/45, N	
Čas vnesení zatížení	$t_0 =$	7 dní
Konečný součinitel dotvarování	$\varphi(\infty, t_0) =$	1,79 -
Moment od kvazistálé kombinace MSP (I. řád)	$M_{0,Egp} =$	24712 kNm
Moment od návrhové kombinace MSU (I.řád)	$M_{0,Ed} =$	45579 kNm
Efektivní součinitel dotvarování	$\varphi_{eff} =$	0,971 -
Celkový součinitel pro beton	$K_c =$	0,02 -
Střední hodnota modulu pružnosti	$E_{cm} =$	34,00 GPa
Návrhová hodnota modulu pružnosti	$E_{cd} =$	28,33 GPa

Vnitřní síly I. řád		
$M_{Ed,I} =$	45579,2	kNm
$N_{Ed,I} =$	-35210,0	kN
$e_i =$	0,027	m
$e_r =$	1,294	m
$M_{0Ed} =$	46530,5	kNm

Jmenovitá tuhost		
$EI =$	16198,0	MNm <sup>2</sup>

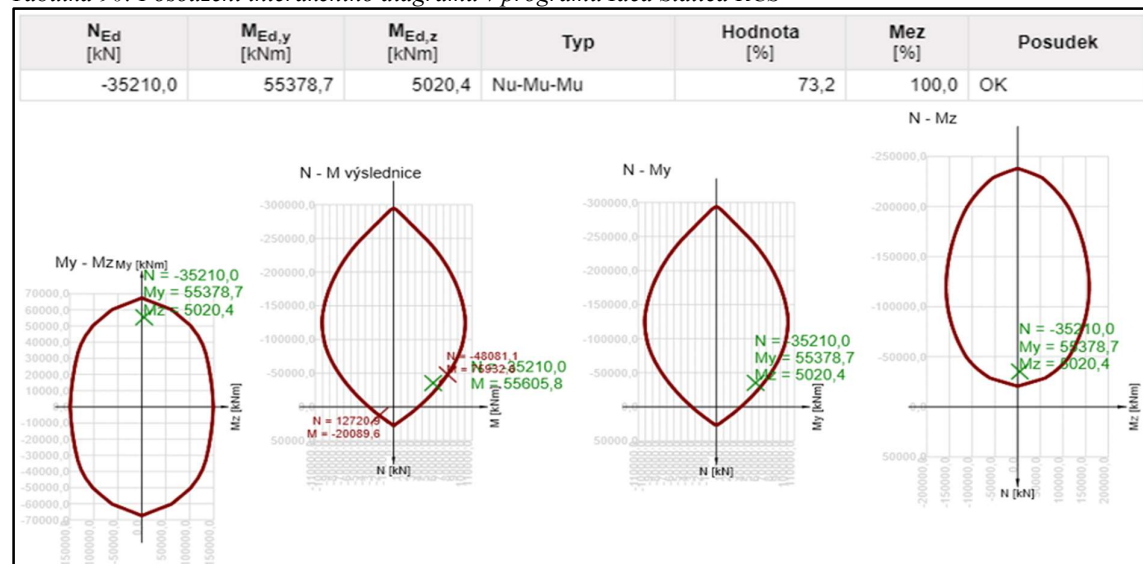
Vzpěrné břemeno		
$N_B =$	187,50	MN

Vnitřní síly II.řád		
$c_0 =$	12	-
$\beta =$	0,82	-
$M_{Ed,II} =$	55378,7	kNm
$N_{Ed,II} =$	-35210,0	kN

II. Řád: 17,7 %

Výztuž		
Součinitel vlivu výztuže (pro $\rho > 0,002$ )	$K_s =$	1,00
Návrhová hodnota modulu pružnosti	$E_s =$	200,0 Gpa
Plocha výztuže	$A_s =$	0,0609 m <sup>2</sup>
Moment setrvačnosti výztuže	$I_s =$	0,0610 m <sup>4</sup>

Tabulka 90: Posouzení interakčního diagramu v programu Idea Statica RCS



## 11 Ekonomické vyhodnocení návrhů předpětí

Ve snaze provést vyhodnocení variantního návrhu předpětí je zjištěno v cenových databázích Státního fondu dopravní infrastruktury, že pro stupeň dokumentace pro územní rozhodnutí vychází cena předpjatého komorového mostu pouze z jeho plochy nosné konstrukce. Dokumentace pro stavební povolení obsahuje podrobnější seznam položek, ale nosná konstrukce je stále uvažována pouze svou plochou a popisem, že uvedená cena platí pro 220 kg/m<sup>3</sup> měkké výztuže a 50 kg/m<sup>3</sup> předpínací výztuže. [47]

Při návrhu předpínacího systému silničního mostu v projektové dokumentaci pro provádění stavby je pro ocenění používán Oborový třídník stavebních konstrukcí a prací (dále OTSKP). V platném OTSKP z roku 2021 je dohledána položka předpínací výztuže pro mostní deskovou konstrukci s vnitřním předpětím pomocí lan.

Do této položky vstupuje jediný údaj, kterým je tonáž předpínací oceli. Jednotková cena této položky je 102 000 Kč/t. V této ceně je dle popisu v příložené tabulce započítána veškerá činnost související s přípravou a zavedením předpínací síly do konstrukce. [47]

Tabulka 91: Položka předpínací výztuže z ceníku OTSKP [47]

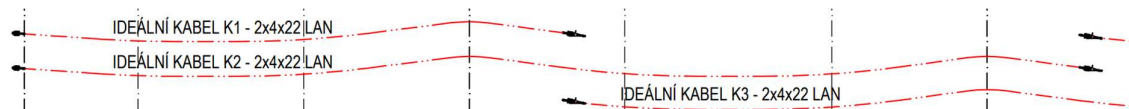
421373	VÝZTUŽ MOST NOSNÉ DESK KONSTR PŘEDP Z LAN PRO VNITŘ PŘEDPJ	T	102 000,00 Kč
Technická specifikace	<ul style="list-style-type: none"><li>- dodání předpínací výztuže, kotev, spojek a dalšího potřebného materiálu v požadované kvalitě pro zavedení předpětí, včetně nutného prodloužení pro zakotvení,</li><li>- uložení v požadovaném tvaru a prostoru, případně protažení výztuže kabelovými kanálky včetně zřízení kabelových podpor v dostatečném množství, upevnění výztuže s požadovaným zajištěním polohy a krytí betonem,</li><li>- osazení kotev, spojek a dalšího potřebného materiálu,</li><li>- předepnutí výztuže vč. veškerého nutného předpínacího zařízení, i po etapách dle požadovaného postupu a její ukotvení, vyhotovení všech požadovaných dokladů a protokolů a provedení všech požadovaných kontrol,</li><li>- zřízení kabelových kanálků, případně kabelových trub, vč. odvzdušňovacích a injektážních trubiček, čištění, utěsnění a injektáž kanálků nebo trub včetně dodání injektážní hmoty dle projektu a obetonování kotev,</li><li>- ochrana výztuže do doby jejího zabetonování, nebo zainjektování,</li><li>- vodivé propojení výztuže, která je součástí ochrany konstrukce proti vlivům bludných proudů, vyvedení do měřících skříní nebo míst., osazení měřících skříní nebo míst pro měření bludných proudů</li><li>- povrchovou antikorozi úpravu výztuže,</li><li>- separaci výztuže,</li></ul>		

V diplomové práci bylo popsáno, že u navržených variant se výrazně liší počet kotev. Pokud by byl počet kotev přepočten na tunu předpínací oceli, jednotková cena by se jednoznačně měla o tyto poměrně nákladné položky lišit. Tuto skutečnost však dle ceníku OTSKP nelze postihnout.

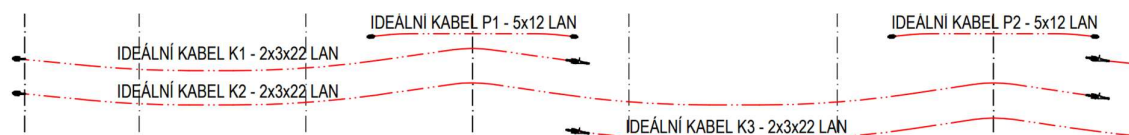
Proto byl hledán možný způsob, jak zohlednit rozdílné jednotkové ceny dle podrobnějšího výkazu obsahující kromě tonáže předpínací oceli také počty spojek, kotev i délky kabelových kanálků a objem injektážní směsi. Po konzultaci s vedoucím práce byla pro účel ekonomického zhodnocení návrhů předpětí požádána firma VSL Systémy CZ, s.r.o.

Na základě zaslaných výkazů výztuže, které jsou uvedeny v kapitole 6.7.6, byl firmou proveden podrobnější výpočet zohledňující přesahy kabelů a objemy injektážních směsí. Tento

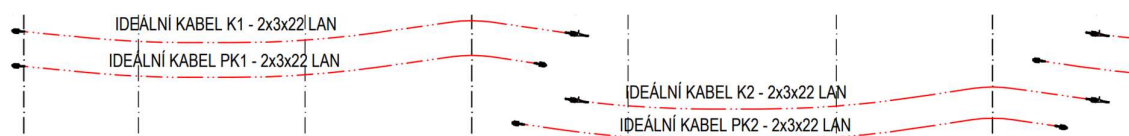
podklad nebyl autorovi k dispozici v době výběru výsledné varianty. Poskytnuté cenové kalkulace není na žádost firmy povoleno udávat v absolutních hodnotách, ale v poměrech mezi jednotlivými variantami, což je pro potřeby diplomové práce dostačující. Pro přehlednost jsou na následujících obrázcích zopakovány schéma předpětí variant z kapitoly 6.7.5.



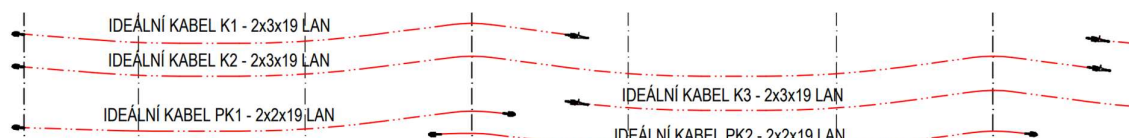
Obrázek 437: Schéma předpětí - varianta 1



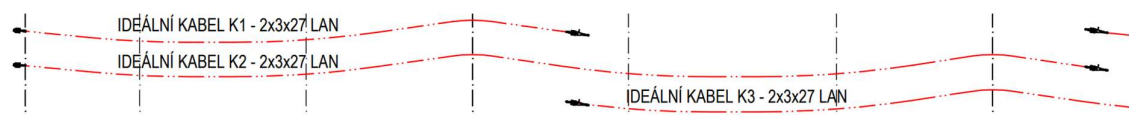
Obrázek 438: Schéma předpětí - varianta 2



Obrázek 439: Schéma předpětí - varianta 3



Obrázek 440: Schéma předpětí - varianta 4



Obrázek 441: Schéma předpětí - varianta 5

Ačkoliv celkové ceny variant 2 a 4 vycházejí nižší než u varianty 5, nejsou tyto varianty podrobněji komentovány vzhledem k nevýhodám, které byly popsány v kapitole 6.7.6. U přílozek ve variantě 2 je hlavním problémem jejich kotvení v nálících horní desky, které by zabráňovaly průjezdu vozíků s bedněním a zvyšovaly by pracnost provádění. Varianta 4 má nedostatek v kombinování překlápění průběžných kabelů nad konstrukci a kotvení druhé sady kabelů uvnitř komorového průřezu. Snahou návrhu by mělo být alespoň jeden z těchto nedostatků eliminovat, což splňují varianty 1, 3 a 5.

Při porovnání variant 1 a 5 je cenovým vyhodnocením správně prokázáno, že se u mostu vyplatí použít větší 27 lanové kabelové jednotky v nižším počtu na úkor většího počtu 22 lanových jednotek. Vliv je patrný z jednotkové i celkové ceny předpínacího systému.

Oproti zaslánému výkazu předpínacího systému dle kapitoly 6.7.6 jsou tonáže vyšší přibližně o 10 t u všech variant vlivem započtení přesahů u kotev.

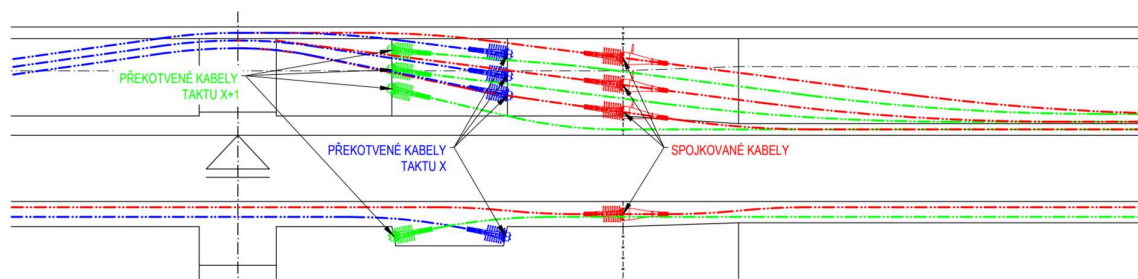


Tabulka 92: Cenové vyhodnocení variant předpětí [48]

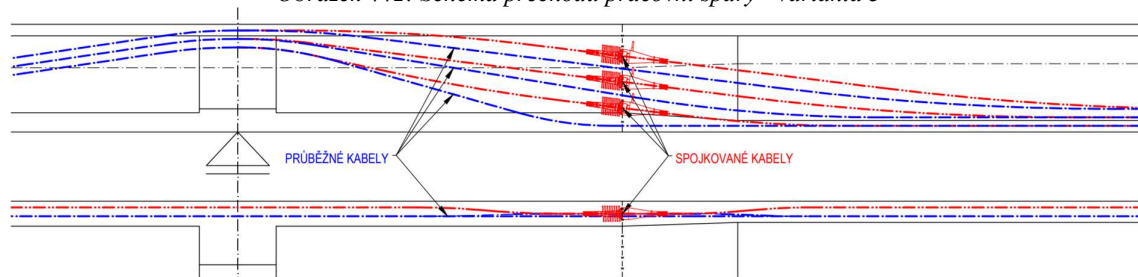
Varianta	Popis návrhu předpětí	Tonáž s přesahy [t]	Jednotková cena [Kč/t]	Celková cena [Kč bez DPH]
V1	16x22 50%	378,14	93%	100%
V2	12x22 50% + 5x12 100%	311,70	100%	88%
<b>V3</b>	<b>12x22 100%</b>	<b>293,42</b>	<b>98%</b>	<b>81%</b>
V4	12x19 50% + 4x19 100%	332,03	96%	90%
<b>V5</b>	<b>12x27 50%</b>	<b>348,75</b>	<b>92%</b>	<b>91%</b>

Předpoklad multikriteriálního hodnocení nebyl potvrzen v případě srovnání variant 3 a 5. Ačkoliv má varianta 5 dle předpokladu nejnižší jednotkovou cenu vzhledem k minimalizaci kotev, do celkové ceny se výrazně větší mírou podepsal vliv celkové tonáže předpínací výztuže.

Z hlediska cenového srovnání předpínacího systému je nižší celková cena u varianty 3, kde je možné díky překotvování kabelů a výrazně nižším ztrátám třením ušetřit značné množství předpínací výztuže.



Obrázek 442: Schéma přechodu pracovní spáry - varianta 3



Obrázek 443: Schéma přechodu pracovní spáry - varianta 5

Cenový rozdíl však dosahuje prvních jednotek milionů korun a oproti celkové ceně mostu je velmi malý. Do ceny může kromě výsledků poskytnutých firmou VSL vstupovat více nákladů pro zhotovitele spojených s pracností provádění. S větším množstvím kotev se váže i větší množství podkotevních oblastí, které obsahují velké množství betonářské výztuže. Dále by malou měrou přispěl i objem betonu spotřebovaný na nálitky a vznikají také komplikace se změnou bednění v místě rozšíření stěn. Pro projektanta by byla varianta s překotvováním výrazně pracnější s ohledem na podrobné vytyčení polohy kabelů.

S ohledem na všechna uvedená kritéria zůstává pro diplomovou práci i přes vyšší cenu výsledný návrh varianty 5, pro který byl zpracován komentovaný statický výpočet. Pro reálnou realizaci mostu by rozhodně bylo vhodné představit obě varianty a vybrat tu nejhodnější za přítomnosti projektanta, zhotovitele, dodavatele předpínacího systému i investora.

## 12 Závěr

Velký přínos pro zpracování diplomové práce měla úvodní rešerše, která poskytla množství užitečných informací o referenčních stavbách. Tyto informace byly využity pro zjištění nedostatků stávajícího návrhu a jejich následné řešení u jednotlivých variant. Výsledná varianta se osvědčila i při získání podkladů ke konkrétní výsuvné skruži.

Kromě drobných úprav tvaru nosné konstrukce a spodní stavby bylo navrženo téměř optimální rozpětí polí pro použití této technologie. Tato varianta zároveň zlepšila statické i dispoziční problémy stávajícího návrhu a umožnila navíc zachování plynovodu bez nutnosti přeložky. Jediným problémem je při použití spodní výsuvné skruže malá výška mostu nad terénem u bílinské opěry, kde bude pro výstavbu krajních polí nutné použít skruž pevnou.

Pro výslednou variantu byl navržen předpokládaný postup výstavby. Důležitou částí byl rozbor betonážního taktu s ohledem na postupnou výstavbu a předpínání příčného řezu. Poslední částí před samotným statickým výpočtem byla analýza výsuvné skruže, která poskytla reakce od tíhy skruže a čerstvého betonu a její tuhosti v jednotlivých místech.

Komentovaný statický výpočet byl vytvořen samostatně pro hlavní části konstrukce. Nejrozsáhlejší část byla věnována podélnému směru nosné konstrukce. Pomocí modelů bez fázovaného průřezu bylo vytvořeno 5 variant uspořádání předpětí, které byly předběžně posouzeny. Na základě multikriteriálního zhodnocení s pomocí výkazu položek předpínacího systému z nich byla vybrána ta, která byla považována za nejvhodnější.

V následující části byl pro tuto variantu vytvořen výpočetní model zohledňující fázovanou výstavbu a předpínání příčného řezu společně se zohledněním tuhosti skruže. Při posouzení mezního stavu použitelnosti byla prokázána vhodnost návrhu částečného předpětí spodní části průřezu pomocí jednoho z kabelů v každé stěně. Oproti průřezu nefázovanému má vliv také diferenční smršťování, které způsobuje tahové napětí v horní dobetonované desce.

Druhou částí výpočtu bylo posouzení příčného směru, kde byla pomocí deskostěnového modelu navržena příčná ohybová a smyková výztuž horní desky. Následně byla posouzena spodní stavba, kde vzhledem ke štíhlosti pilířů bylo nutné zohlednit účinky druhého řádu. Pro tyto účinky byla porovnána metoda jmenovité tuhosti a křivosti.

Poslední část statického výpočtu byla věnována založení mostu. Tato část se ukázala pro realizovatelnost mostu jako kritická, což je způsobeno velice neúnosným podložím v údolní nivě potoka Bystřice. U pilotových základů bylo při použití parametrů z inženýrsko-geologického průzkumu zjištěno nadměrné sedání přesahující 100 mm. Autorem byla navržena různá opatření, z nichž je nejdůležitější provedení doplňkového průzkumu a statické zatěžovací

zkoušky nesystémových pilot, které by mohly potvrdit či vyvrátit parametry, které udává dosavadní průzkum.

Po zjištění těchto skutečností bylo snahou snížit namáhání spodní stavby a základů přidáním pevných ložisek na trojici nejvyšších pilířů, čímž došlo ke snížení jejich vzpěrných délek a výsledný maximální ohybový moment se zohledněním II. řádu se snížil. Tímto uspořádáním ložisek by bylo možné uspořit na vyztužení pilířů.

V závěrečné kapitole této práce bylo popsáno ekonomické zhodnocení variant předpětí, které bylo po domluvě s vedoucím diplomové práce poskytnuto firmou VSL Systémy CZ, s.r.o. na základě zaslaných položkových výkazů jednotlivých variant. Z tohoto zhodnocení bylo zjištěno, že pro celkovou cenu předpínacího systému má poměrně malý vliv počet kotev. Ten se dle očekávání projeví v rozdílné jednotkové ceně jednotlivých variant.

Na celkovou cenu má však nejvýraznější vliv celková tonáž předpínací oceli. Proto by z ekonomického hlediska bylo výhodnější použití jednopolových překotvovaných kabelů, u kterých lze dosáhnout výrazné úspory na množství předpínací výztuže.

Autor si uvědomuje, že diplomová práce v žádném případě nedosahuje podrobnosti zadávací ani realizační dokumentace stavby. Statický výpočet byl proveden pouze pro levý most a v reálném projektu by bylo nutné provést statický výpočet i pro most pravý. Pro úplnost by bylo nutné doplnit návrh vyztužení a posouzení příčnickových diafragmat, opěr a všech jejich částí a veškerých pilířů. Dále by bylo nutné posoudit základové desky a železobetonové průřezy pilot.

Práce neobsahuje také návrh ložisek, podložiskových bloků a dilatačních závěrů, které by bylo nutné doplnit dle specifikace dodavatele těchto částí. Pro most nebyl proveden hydrotechnický výpočet, který by sloužil k návrhu rozmístění mostních odvodňovačů a průměru podélného svodu odvodnění.

I přes popsání nedostatků je autor přesvědčen, že pro dané okrajové podmínky byla vybrána vhodná a realizovatelná varianta přemostění, která by při dalším rozpracování a vyřešení nadměrného sedání mohla být využita pro skutečný návrh mostu.

## 13 Seznam obrázků

Obrázek 1: Vztah stavby k širšímu okolí a městu Teplice [1].....	16
Obrázek 2: Schématické znázornění přístupů na staveniště [1] .....	17
Obrázek 3: Pohled na silnici I/8 a svah k ústecké opěře.....	18
Obrázek 4: Polní cesta vedoucí svahem směrem k ústecké opěře.....	18
Obrázek 5: Pohled do údolí ze silnice I/8 v místě plánované trasy .....	18
Obrázek 6: Železniční most s malou podjezdnou výškou .....	19
Obrázek 7: Pohled na strmý svah tělesa železniční trati.....	19
Obrázek 8: Pohled z louky ke svahu k ústecké opěře.....	19
Obrázek 9: Pohled do údolí v místě trasy ze silnice III/25337 .....	20
Obrázek 10: Silnice III/25337 ve velmi dobrém stavu.....	20
Obrázek 11: Pohled ze silnice III/25337 na svah u plánované Bílinské opěry .....	20
Obrázek 12: Přehled překonávaných překážek.....	21
Obrázek 13: Pevná skruž mostu v Trotině.....	25
Obrázek 14: Detail jednostránového příčného řezu .....	25
Obrázek 15: Fotografie mostu přes Mordovu rokli .....	26
Obrázek 16: Most Knínice během výstavby spodní výsuvnou skruží [3] .....	26
Obrázek 17: Fotografie vahadla letmé betonáže s napojením na jednostránový most .....	27
Obrázek 18: Detail výsuvné skruže a pilířové podpory.....	27
Obrázek 19: Fotografie dokončeného mostu v Hořicích.....	28
Obrázek 20: Pohled na prefabrikované příčníky a zavážecí jeřáb [4] .....	29
Obrázek 21: Boční pohled na most přes Opatovický kanál.....	30
Obrázek 22: Pohled na rozdělenou opěru.....	30
Obrázek 23: Pohled na výsuvnou skruž firmy Berd [5] .....	31
Obrázek 24: Detailní pohled na pracovní spáru a zavěšené bednění [5].....	31
Obrázek 25: Výstavba vahadla mostu u Opatovic nad Labem [6] .....	32
Obrázek 26: Most přes Husí potok na dálnici D47 [7].....	33
Obrázek 27: Pohled na most během výstavby na výsuvné skruži [8] .....	33
Obrázek 28: Detailní pohled na pracovní spáru a teleskopické bednění komory [8].....	34
Obrázek 29: Postup výstavby a schéma sad předpínacích kabelů .....	34
Obrázek 30: Fotografie mostu u Dobkoviček na dálnici D8 .....	35
Obrázek 31: Most při výstavbě na výsuvné skruži ŽM16 [9] .....	35
Obrázek 32: Fotografie hlavního mostu a přípojných bočních ramp .....	36
Obrázek 33: Výsuvná skruž firmy Metrostav Infrastructure, a.s. [10].....	36
Obrázek 34: Výsuvná skruž firmy Skanska, a.s. [10].....	36
Obrázek 35: Pohled na skruž a pilířové vzpěry [11] .....	37
Obrázek 36: Detailní pohled na kotvení oblasti v pracovní spáře [13] .....	37
Obrázek 37: Kotvení předchozího betonážního taktu k výsuvné skruži [12].....	38
Obrázek 38: Pohled na tvar opěry během výstavby [12].....	38
Obrázek 39: Horní výsuvná skruž firmy Structuras [14] .....	39
Obrázek 40: Podélný řez a schéma předpínací výtzuže [15].....	40
Obrázek 41: Most přes údolí Hošťovského potoka [16] .....	40
Obrázek 42: Pohled na výsuvnou skruž MSS M70-S [17].....	41
Obrázek 43: Fotografie segmentového mostu v Trmicích s ocelovými vzpěrami .....	42

Obrázek 44: Fáze výstavby při přejezdu jeřábu na následující pilíř [19] .....	42
Obrázek 45: Část schéma předpínacích kabelů mostu v Trmicích [19] .....	43
Obrázek 46: Část schéma předpínacích kabelů mostu Klabava na dálnici D5 [20] .....	43
Obrázek 47: Most na silnici I/7 během výstavby letmou montáží [18] .....	43
Obrázek 48: Most na obchvatu Plzně přes údolí řeky Úhlavy [21] .....	44
Obrázek 49: Fotografie dálničních segmentových mostů u obce Prackovice .....	44
Obrázek 50: Pohled na most v Prešově během výsunu [23] .....	45
Obrázek 51: Detail tažného výsuvného zařízení [23] .....	45
Obrázek 52: Most přes Malkovský potok během realizace vahadel [24] .....	46
Obrázek 53: Most přes Markovský potok [25] .....	47
Obrázek 54: Detailní pohled na zárodek vahadla [25] .....	47
Obrázek 55: Most Velemyšleves během výstavby vahadel [26] .....	48
Obrázek 56: Detailní pohled na betonážní vozík [26] .....	48
Obrázek 57: Pohled na dokončený extradosed most [27] .....	49
Obrázek 58: Městská estakáda v Povážské Bystrici během výstavby vahadel [27] .....	49
Obrázek 59: Půdorys stávajícího řešení s vyznačením problematických míst [28] .....	50
Obrázek 60: Podélný řez stávajícího řešení [28] .....	51
Obrázek 61: Vzorový příčný řez stávajícího řešení [28] .....	51
Obrázek 62: Ohybový moment $M_y$ od kombinace vlastní tíhy a modelu LM1 [kNm] .....	52
Obrázek 63: Svislá deformace od vlastní tíhy [mm] .....	52
Obrázek 64: Ohybový moment $M_y$ od kombinace vlastní tíhy a modelu LM1 [kNm] .....	53
Obrázek 65: Svislá deformace od vlastní tíhy [mm] .....	53
Obrázek 66: Ohybový moment $M_y$ od kombinace vlastní tíhy a modelu LM1 [kNm] .....	53
Obrázek 67: Svislá deformace od vlastní tíhy [mm] .....	53
Obrázek 68: Ohybový moment $M_y$ od kombinace vlastní tíhy a modelu LM1 [kNm] .....	53
Obrázek 69: Svislá deformace od vlastní tíhy [mm] .....	54
Obrázek 70: Ohybový moment $M_y$ od kombinace vlastní tíhy a modelu LM1 [kNm] .....	54
Obrázek 71: Svislá deformace od vlastní tíhy [mm] .....	54
Obrázek 72: Ohybový moment $M_y$ od kombinace vlastní tíhy a modelu LM1 [kNm] .....	54
Obrázek 73: Svislá deformace od vlastní tíhy [mm] .....	54
Obrázek 74: Ohybový moment $M_y$ od kombinace vlastní tíhy a modelu LM1 [kNm] .....	54
Obrázek 75: Svislá deformace od vlastní tíhy [mm] .....	55
Obrázek 76: Reakce od kombinace vlastní tíhy a modelu LM1 [kN] .....	55
Obrázek 77: Ohybový moment $M_y$ od kombinace vlastní tíhy a modelu LM1 [kNm] .....	55
Obrázek 78: Svislá deformace od vlastní tíhy [mm] .....	55
Obrázek 79: Ohybový moment $M_y$ od kombinace vlastní tíhy a modelu LM1 [kNm] .....	56
Obrázek 80: Svislá deformace od vlastní tíhy [mm] .....	56
Obrázek 81: Společný půdorys variant 1A a 1B .....	57
Obrázek 82: Varianta 1A – podélný řez (pouze pravý most) .....	57
Obrázek 83: Varianta 1A – příčné řezy .....	57
Obrázek 84: Varianta 1B – podélný řez .....	58
Obrázek 85: Varianta 1B – příčné řezy .....	58
Obrázek 86: Varianta 1C – půdorys .....	59
Obrázek 87: Varianta 1C – podélný řez .....	59
Obrázek 88: Varianta 1C – příčné řezy .....	59

Obrázek 89: Varianta 2A – půdorys .....	60
Obrázek 90: Varianta 2A – podélný řez v ose pravého mostu .....	60
Obrázek 91: Varianta 2A – podélný řez v ose levého mostu .....	60
Obrázek 92: Varianta 2A – příčné řezy .....	61
Obrázek 93: Varianta 2B – půdorys a podélný řez segmentového mostu .....	62
Obrázek 94: Varianta 2B – příčné řezy segmentového mostu .....	62
Obrázek 95: Varianta 2C – půdorys .....	63
Obrázek 96: Varianta 2C – podélný řez .....	64
Obrázek 97: Varianta 2C – příčný řez .....	64
Obrázek 98: Varianta 3A – půdorys a podélný řez .....	65
Obrázek 99: Varianta 3A – příčné řezy .....	65
Obrázek 100: Varianta 3B – půdorys a podélný řez .....	66
Obrázek 101: Varianta 3B – příčné řezy .....	66
Obrázek 102: Postup výstavby původní varianty .....	67
Obrázek 103: Varianta 3C – půdorys a podélný řez .....	68
Obrázek 104: Varianta 3C – příčné řezy .....	68
Obrázek 105: Varianta 3D – půdorys a podélný řez .....	69
Obrázek 106: Varianta 4 – půdorys a podélný řez .....	70
Obrázek 107: Varianta 4 – příčný řez .....	70
Obrázek 108: Příčný řez výsledné varianty v poli a u podpory .....	74
Obrázek 109: Část půdorysu u bílinské opěry .....	74
Obrázek 110: Fotografie transparentní protihlukové stěny na mostu u Dobkoviček .....	76
Obrázek 111: Možné způsoby řešení odvodnění mostu .....	77
Obrázek 112: Fáze 1 – schématický výkres .....	80
Obrázek 113: Fáze 2 - schématický výkres .....	80
Obrázek 114: Fáze 3 - schématický výkres .....	81
Obrázek 115: Fáze 4 - schématický výkres .....	81
Obrázek 116: Fáze 5 - schématický výkres .....	82
Obrázek 117: Fáze 6 - schématický výkres .....	82
Obrázek 118: Fáze 7 - schématický výkres .....	83
Obrázek 119: Typické betonážní taktý 2-7 pravého mostu .....	84
Obrázek 120: Detail betonážního taktu 5 s deaktivací kotvení mostu k opěře .....	85
Obrázek 121: Fáze 14 - schématický výkres .....	85
Obrázek 122: Fáze 15 - schématický výkres .....	86
Obrázek 123: Fáze 16 - schématický výkres .....	87
Obrázek 124: Fáze 17 - schématický výkres .....	87
Obrázek 125: Fáze 18 - schématický výkres .....	88
Obrázek 126: Detail betonážního taktu 6 levého mostu .....	88
Obrázek 127: Typické betonážní taktý 3-8 levého mostu .....	89
Obrázek 128: Fáze 25 - schématický výkres .....	90
Obrázek 129: Fáze 26 - schématický výkres .....	90
Obrázek 130: Fáze 27 - schématický výkres .....	91
Obrázek 131: Příčný řez se zobrazením skruže v posuvné poloze .....	92
Obrázek 132: Příčný řez se zobrazením skruže po betonáži U-průřezu .....	93
Obrázek 133: Redukce vlastní tíhy vlivem částečného předpětí .....	94

Obrázek 134: Příčný řez se zobrazením skruže po betonáži horní desky.....	94
Obrázek 135: Fáze 1 – skruž na pilířích v poloze betonážního taktu.....	95
Obrázek 136: Fáze 2 – skruž zavěšena na konzole.....	96
Obrázek 137: Fáze 3 – betonáž spodní části průřezu .....	96
Obrázek 138: Vzduřující průřez nad podporou P5 ve fázi 1-3.....	96
Obrázek 139: Vzduřující průřez nad podporou P5 ve fázi 4.....	97
Obrázek 140: Fáze 4 – betonáž horní desky.....	97
Obrázek 141: Fáze 5 - přesun výsuvné skruže do dalšího taktu po pilířových vzpěrách..	98
Obrázek 142: Průřez nad podporou P5 ve fázi 5.....	98
Obrázek 143: Zobrazení výpočetního modelu výsuvné skruže.....	99
Obrázek 144: Použité průřezy (pásky, svislice, diagonály, nos).....	99
Obrázek 145: Podélný a příčný řez s pojmenovanými profily [31].....	100
Obrázek 146: Axonometrický model v programu Scia Engineer.....	100
Obrázek 147: Horní pohled a příčný řez tubusem výsuvné skruže [31].....	101
Obrázek 148: Vozík pro podepření bednění horní desky komorového průřezu [11].....	102
Obrázek 149: Schéma bednění - první fáze (nahore), druhá fáze (dole).....	102
Obrázek 150: Reakce od výsuvné skruže, mezivrstev, ztužidel a bednění [kN].....	103
Obrázek 151: Reakce od tíhy čerstvého betonu celého průřezu [kN].....	103
Obrázek 152: Reakce od tíhy čerstvého betonu dolní části průřezu [kN].....	103
Obrázek 153: Reakce od výsuvné skruže, mezivrstev, ztužidel a bednění [kN].....	104
Obrázek 154: Reakce od tíhy čerstvého betonu celého průřezu [kN].....	104
Obrázek 155: Reakce od tíhy čerstvého betonu dolní části průřezu [kN].....	104
Obrázek 156: Reakce od výsuvné skruže, mezivrstev, ztužidel a bednění [kN].....	104
Obrázek 157: Reakce od tíhy čerstvého betonu celého průřezu [kN].....	104
Obrázek 158: Reakce od tíhy čerstvého betonu dolní části průřezu [kN].....	105
Obrázek 159: Svislý průhyb v delším poli – tíha betonu celého průřezu [mm].....	105
Obrázek 160: Svislý průhyb v delším poli - tíha betonu U průřezu [mm].....	105
Obrázek 161: Svislý průhyb v delším poli - vlastní tíha skruže a bednění [mm].....	105
Obrázek 162: Zatěžovací schéma a průhyb konstrukce .....	106
Obrázek 163: Schéma nosné konstrukce .....	107
Obrázek 164: Výpočetní model bez fázovaného průřezu.....	108
Obrázek 165: Skruz_2 - zatížení konzoly reakcemi.....	109
Obrázek 166: Takt_1 - celkové okno se záložkou pro přidávání prvků.....	109
Obrázek 167: Takt_1 - záložka pro přidávání podpor.....	109
Obrázek 168: Takt_1 - záložka pro přidání zatížení.....	110
Obrázek 169: Fázovaný výpočetní model před a po betonáži horní desky .....	110
Obrázek 170: Zobrazení statického schématu výsuvné skruže v jednom z taktů.....	111
Obrázek 171: Výpočetní model se zobrazenými předpínacími kabely .....	111
Obrázek 172: Parametry předpínací výztuže v záložce tendon property .....	115
Obrázek 173: Tvorba fázovaného průřezu .....	117
Obrázek 174: Definování nového spřaženého průřezu.....	117
Obrázek 175: Přidání spřaženého průřezu do fází výstavby .....	118
Obrázek 176: Průřez v poli/nad podporou pro výpočet efektivních šířek.....	119
Obrázek 177: Zadávání předpínacích kabelů - tendon profile .....	122
Obrázek 178: Charakteristiky pro výpočet dotvarování a smršťování.....	123

Obrázek 179: Časový vývoj součinitele dotvarování .....	123
Obrázek 180: Časový vývoj smršťování .....	124
Obrázek 181: Uspořádání modelu LM1 dle [39].....	128
Obrázek 182: Uspořádání dopravních pruhů modelu LM1 na pravé a levé straně .....	129
Obrázek 183: Půdorysné schéma modelu LM2 [39] .....	129
Obrázek 184: Rozdíl mezi statickým zatížením a zatížením z fázi výstavby.....	132
Obrázek 185: $M_y$ - vlastní tíha s vlivem postupné výstavby [kNm] .....	132
Obrázek 186: $V_z$ - vlastní tíha s vlivem postupu výstavby [kN] .....	133
Obrázek 187: $M_y$ - vlastní tíha v betonážním taktu 5 [kNm] .....	133
Obrázek 188: $M_y$ - vlastní tíha, skruž a čerstvý beton následujícího taktu [kNm].....	133
Obrázek 189: $M_y$ - vlastní tíha bez vlivu postupné výstavby [kNm] .....	133
Obrázek 190: $M_y$ - ostatní stálé zatížení s vlivem proměnné tloušťky vozovky [kNm] .	134
Obrázek 191: $V_z$ - ostatní stálé zatížení s vlivem proměnné tloušťky vozovky [kN] .....	134
Obrázek 192: $M_x$ - ostatní stálé zatížení s vlivem proměnné tloušťky vozovky [kNm] .	134
Obrázek 193: Poklesy 20 mm – obálka $M_y$ [kNm].....	135
Obrázek 194: Poklesy 20 mm - $\sigma_x$ v horních vláknech [MPa] .....	135
Obrázek 195: Poklesy 20 mm - napětí $\sigma_x$ v dolních vláknech [MPa] .....	135
Obrázek 196: Nelineární ochlazení/oteplení – obálka $M_y$ [kNm] .....	136
Obrázek 197: Nelineární teplota – obálka napětí $\sigma_x$ v horních vláknech [MPa].....	136
Obrázek 198: Nelineární teplota – obálka napětí $\sigma_x$ v dolních vláknech [MPa] .....	136
Obrázek 199: Lineární ochlazení/oteplení - obálka $M_y$ [kNm] .....	136
Obrázek 200: Lineární teplota – obálka napětí $\sigma_x$ v horních vláknech [MPa] .....	137
Obrázek 201: Lineární teplota – obálka napětí $\sigma_x$ v dolních vláknech [MPa].....	137
Obrázek 202: Obálka $M_x$ - zatížení větrem [kNm].....	137
Obrázek 203: Obálka $M_z$ - zatížení větrem [kNm].....	137
Obrázek 204: Obálka $M_y$ - zatížení dopravou v charakteristických hodnotách [kNm]...	138
Obrázek 205: Obálka $M_y$ - zatížení dopravou v častých hodnotách s $\psi$ [kNm].....	138
Obrázek 206: Obálka $M_x$ - zatížení dopravou v charakteristických hodnotách [kNm]...	139
Obrázek 207: Obálka $V_z$ - zatížení dopravou v charakteristických hodnotách [kN].....	139
Obrázek 208: Ohybový moment $M_y$ od staveništního zatížení [kNm].....	139
Obrázek 209: Napětí $\sigma_x$ - horní vlákna [MPa].....	140
Obrázek 210: Napětí $\sigma_x$ - dolní vlákna [MPa].....	140
Obrázek 211: Schéma pro předběžný návrh předpětí.....	145
Obrázek 212: $M_y$ - kombinace vlastní tíhy, ostatního stálého zatížení a dopravy [kNm].....	146
Obrázek 213: Ohybový moment $M_y$ od dotvarování na konci životnosti [kNm].....	149
Obrázek 214: Průběh předpínací síly na KŽ - dvoupolový kabel 12x22 lan [kN].....	150
Obrázek 215: Průběh předpínací síly na KŽ - jednopolový kabel 12x22 lan [kN].....	150
Obrázek 216: Varianta 1 – zjednodušené schéma předpínací výztuže.....	151
Obrázek 217: Varianta 1 - uspořádání předpínací výztuže v poli a nad podporou.....	151
Obrázek 218: Varianta 1 - uspořádání kotev a průběžných kabelů v pracovní spáře.....	151
Obrázek 219: Varianta 1 - uspořádání kotevního čela u opěry .....	152
Obrázek 220: Schéma popisující ruční dopočet neuvažovaných kabelů.....	152
Obrázek 221: Napětí $\sigma_x$ v horních vláknech v kritické fázi Skruz_6 [MPa] .....	152
Obrázek 222: Průběh předpínací síly v kabelu K6 ve fázi Takt_6 [kN] .....	153
Obrázek 223: Napětí $\sigma_x$ v dolních vláknech v kritické fázi Takt_5 [MPa] .....	153



Obrázek 224: Kvazistálá kombinace – $\sigma_x$ , horní vlákna [MPa] .....	154
Obrázek 225: Kvazistálá kombinace – $\sigma_x$ , dolní vlákna [MPa].....	154
Obrázek 226: Charakteristická kombinace – $\sigma_x$ , horní vlákna [MPa] .....	154
Obrázek 227: Charakteristická kombinace – $\sigma_x$ , dolní vlákna [MPa] .....	154
Obrázek 228: Varianta 2 – zjednodušené schéma předpínací výztuže.....	155
Obrázek 229: Varianta 2 - uspořádání předpínací výztuže v poli a nad podporou.....	156
Obrázek 230: Varianta 2 - uspořádání kotev a průběžných kabelů v pracovní spáře.....	156
Obrázek 231: Varianta 2 - uspořádání kotevního čela u opěry .....	156
Obrázek 232: Napětí $\sigma_x$ v horních vláknech v kritické fázi Skruz_6 [MPa] .....	156
Obrázek 233: Napětí $\sigma_x$ v dolních vláknech v kritické fázi Takt_5 [MPa] .....	157
Obrázek 234: Kvazistálá kombinace – $\sigma_x$ , horní vlákna [MPa] .....	157
Obrázek 235: Kvazistálá kombinace – $\sigma_x$ , dolní vlákna [MPa].....	157
Obrázek 236: Charakteristická kombinace – $\sigma_x$ , horní vlákna [MPa] .....	157
Obrázek 237: Charakteristická kombinace – $\sigma_x$ , dolní vlákna [MPa] .....	158
Obrázek 238: Varianta 3 – zjednodušené schéma předpínací výztuže.....	158
Obrázek 239: Varianta 3 - uspořádání předpínací výztuže v poli a nad podporou.....	158
Obrázek 240: Varianta 3 - uspořádání kotev a průběžných kabelů v pracovní spáře.....	159
Obrázek 241: Varianta 3 - uspořádání kotevního čela u opěry .....	159
Obrázek 242: Napětí $\sigma_x$ v horních vláknech v kritické fázi Skruz_6 [MPa] .....	159
Obrázek 243: Napětí $\sigma_x$ v dolních vláknech v kritické fázi Takt_5 [MPa] .....	160
Obrázek 244: Kvazistálá kombinace – $\sigma_x$ , horní vlákna [MPa] .....	160
Obrázek 245: Kvazistálá kombinace – $\sigma_x$ , dolní vlákna [MPa].....	160
Obrázek 246: Charakteristická kombinace – $\sigma_x$ , horní vlákna [MPa] .....	160
Obrázek 247: Charakteristická kombinace – $\sigma_x$ , dolní vlákna [MPa] .....	161
Obrázek 248: Varianta 4 – zjednodušené schéma předpínací výztuže.....	161
Obrázek 249: Varianta 4 - uspořádání předpínací výztuže v poli a nad podporou.....	161
Obrázek 250: Varianta 4 - uspořádání kotev a průběžných kabelů v pracovní spáře.....	162
Obrázek 251: Varianta 4 - uspořádání kotevního čela u opěry .....	162
Obrázek 252: Napětí $\sigma_x$ v horních vláknech v kritické fázi Skruz_6 [MPa] .....	162
Obrázek 253: Napětí $\sigma_x$ v dolních vláknech v kritické fázi Takt_5 [MPa] .....	163
Obrázek 254: Kvazistálá kombinace – $\sigma_x$ , horní vlákna [MPa] .....	163
Obrázek 255: Kvazistálá kombinace – $\sigma_x$ , dolní vlákna [MPa].....	163
Obrázek 256: Charakteristická kombinace – $\sigma_x$ , horní vlákna [MPa] .....	164
Obrázek 257: Charakteristická kombinace – $\sigma_x$ , dolní vlákna [MPa] .....	164
Obrázek 258: Varianta 5 – zjednodušené schéma předpínací výztuže.....	164
Obrázek 259: Varianta 5 - uspořádání předpínací výztuže v poli a nad podporou.....	164
Obrázek 260: Varianta 5 - uspořádání kotev a průběžných kabelů v pracovní spáře.....	165
Obrázek 261: Varianta 5 - uspořádání kotevního čela u opěry .....	165
Obrázek 262: Průběh předpínací síly v kabelu K6 ve fázi Takt_6 [kN] .....	165
Obrázek 263: Napětí $\sigma_x$ v horních vláknech v kritické fázi Skruz_6 [MPa] .....	165
Obrázek 264: Napětí $\sigma_x$ v dolních vláknech v kritické fázi Takt_5 [MPa] .....	166
Obrázek 265: Kvazistálá kombinace – $\sigma_x$ , horní vlákna [MPa] .....	166
Obrázek 266: Kvazistálá kombinace – $\sigma_x$ , dolní vlákna [MPa].....	166
Obrázek 267: Charakteristická kombinace – $\sigma_x$ , horní vlákna [MPa] .....	167
Obrázek 268: Charakteristická kombinace – $\sigma_x$ , dolní vlákna [MPa] .....	167

Obrázek 269: Porovnání navržených systémů předpětí.....	169
Obrázek 270: Přístupy k výpočtu náhradního rozměru průřezu.....	171
Obrázek 271: Grafické srovnání průběhů smršťování.....	171
Obrázek 272: Napětí $\sigma_x$ od smršťování- horní vlákna desky v UP [MPa].....	172
Obrázek 273: Napětí $\sigma_x$ od smršťování- horní vlákna desky v době 5 let [MPa].....	172
Obrázek 274: Napětí $\sigma_x$ od smršťování- horní vlákna desky na KŽ [MPa].....	172
Obrázek 275: Průhyb – vlevo betonáž U, vpravo předpětí U [mm].....	173
Obrázek 276: Průhyb – vlevo betonáž desky, vpravo předpětí celého průřezu [mm].....	173
Obrázek 277: Průhyb – vlevo odskržení, vpravo přidání reakce na konzolu [mm].....	173
Obrázek 278: Model pro ověření chování s napětím ve spodních vláknech od poklesu.	174
Obrázek 279: $\sigma_x$ , dolní vlákna – nahoře částečné předpětí, dole betonáž desky [MPa]..	174
Obrázek 280: Předpětí U průřezu - $\sigma_x$ , dolní vlákna U [MPa].....	175
Obrázek 281: Předpětí U průřezu - $\sigma_x$ , horní vlákna U [MPa].....	175
Obrázek 282: Betonáž desky - $\sigma_x$ , dolní vlákna U [MPa].....	175
Obrázek 283: Betonáž desky - $\sigma_x$ , horní vlákna U [MPa].....	175
Obrázek 284: Dopnutí taktu - $\sigma_x$ , dolní vlákna U [MPa].....	176
Obrázek 285: Dopnutí taktu - $\sigma_x$ , horní vlákna U [MPa].....	176
Obrázek 286: Dopnutí taktu - $\sigma_x$ , dolní vlákna desky [MPa].....	176
Obrázek 287: Dopnutí taktu - $\sigma_x$ , horní vlákna desky [MPa].....	176
Obrázek 288: Odskržení - $\sigma_x$ , dolní vlákna U [MPa].....	176
Obrázek 289: Odskržení - $\sigma_x$ , horní vlákna U [MPa].....	176
Obrázek 290: Odskržení - $\sigma_x$ , dolní vlákna desky [MPa].....	176
Obrázek 291: Odskržení - $\sigma_x$ , horní vlákna desky [MPa].....	176
Obrázek 292: Přidání reakcí na konzolu - $\sigma_x$ , dolní vlákna U [MPa].....	176
Obrázek 293: Přidání reakcí na konzolu - $\sigma_x$ , horní vlákna U [MPa].....	176
Obrázek 294: Přidání reakcí na konzolu - $\sigma_x$ , dolní vlákna desky [MPa].....	176
Obrázek 295: Přidání reakcí na konzolu - $\sigma_x$ , horní vlákna desky [MPa].....	177
Obrázek 296: Předpětí U průřezu - $\sigma_x$ , dolní vlákna U [MPa].....	177
Obrázek 297: Předpětí U průřezu - $\sigma_x$ , horní vlákna U [MPa].....	177
Obrázek 298: Betonáž desky - $\sigma_x$ , dolní vlákna U [MPa].....	177
Obrázek 299: Betonáž desky - $\sigma_x$ , horní vlákna U [MPa].....	177
Obrázek 300: Betonáž desky - $\sigma_x$ , dolní vlákna desky [MPa].....	177
Obrázek 301: Betonáž desky - $\sigma_x$ , horní vlákna desky [MPa].....	177
Obrázek 302: Dopnutí taktu - $\sigma_x$ , dolní vlákna U [MPa].....	177
Obrázek 303: Dopnutí taktu - $\sigma_x$ , horní vlákna U [MPa].....	178
Obrázek 304: Dopnutí taktu - $\sigma_x$ , dolní vlákna desky [MPa].....	178
Obrázek 305: Dopnutí taktu - $\sigma_x$ , horní vlákna desky [MPa].....	178
Obrázek 306: Odskržení - $\sigma_x$ , dolní vlákna U [MPa].....	178
Obrázek 307: Odskržení - $\sigma_x$ , horní vlákna U [MPa].....	178
Obrázek 308: Odskržení - $\sigma_x$ , dolní vlákna desky [MPa].....	178
Obrázek 309: Odskržení - $\sigma_x$ , horní vlákna desky [MPa].....	178
Obrázek 310: Přidání reakcí na konzolu - $\sigma_x$ , dolní vlákna U [MPa].....	178
Obrázek 311: Přidání reakcí na konzolu - $\sigma_x$ , horní vlákna U [MPa].....	178
Obrázek 312: Přidání reakcí na konzolu - $\sigma_x$ , dolní vlákna desky [MPa].....	178
Obrázek 313: Přidání reakcí na konzolu - $\sigma_x$ , horní vlákna desky [MPa].....	178

Obrázek 314: Předpětí U průřezu - $\sigma_x$ , dolní vlákna U [MPa] .....	179
Obrázek 315: Předpětí U průřezu - $\sigma_x$ , horní vlákna U [MPa] .....	179
Obrázek 316: Betonáž desky - $\sigma_x$ , dolní vlákna U [MPa] .....	179
Obrázek 317: Betonáž desky - $\sigma_x$ , horní vlákna U [MPa] .....	179
Obrázek 318: Betonáž desky - $\sigma_x$ , dolní vlákna desky [MPa] .....	179
Obrázek 319: Betonáž desky - $\sigma_x$ , horní vlákna desky [MPa] .....	179
Obrázek 320: Dopnutí taktu - $\sigma_x$ , dolní vlákna U [MPa] .....	179
Obrázek 321: Dopnutí taktu - $\sigma_x$ , horní vlákna U [MPa] .....	179
Obrázek 322: Dopnutí taktu - $\sigma_x$ , dolní vlákna desky [MPa] .....	179
Obrázek 323: Dopnutí taktu - $\sigma_x$ , horní vlákna desky [MPa] .....	179
Obrázek 324: Odskružení - $\sigma_x$ , dolní vlákna U [MPa] .....	180
Obrázek 325: Odskružení - $\sigma_x$ , horní vlákna U [MPa] .....	180
Obrázek 326: Odskružení - $\sigma_x$ , dolní vlákna desky [MPa] .....	180
Obrázek 327: Odskružení - $\sigma_x$ , horní vlákna desky [MPa] .....	180
Obrázek 328: Přidání reakcí na konzolu - $\sigma_x$ , dolní vlákna U [MPa] .....	180
Obrázek 329: Přidání reakcí na konzolu - $\sigma_x$ , horní vlákna U [MPa] .....	180
Obrázek 330: Přidání reakcí na konzolu - $\sigma_x$ , horní vlákna desky [MPa] .....	180
Obrázek 331: Přidání reakcí na konzolu - $\sigma_x$ , horní vlákna desky [MPa] .....	180
Obrázek 332: Dopnutí taktu 9 - $\sigma_x$ , dolní vlákna U [MPa] .....	180
Obrázek 333: Dopnutí taktu 9 - $\sigma_x$ , horní vlákna U [MPa] .....	180
Obrázek 334: Dopnutí taktu 9 - $\sigma_x$ , horní vlákna desky [MPa] .....	180
Obrázek 335: Dopnutí taktu 9 - $\sigma_x$ , horní vlákna desky [MPa] .....	180
Obrázek 336: Kvazistálá kombinace - dolní vlákna U [MPa] .....	181
Obrázek 337: Kvazistálá kombinace - horní vlákna U [MPa] .....	181
Obrázek 338: Kvazistálá kombinace - dolní vlákna desky [MPa] .....	181
Obrázek 339: Kvazistálá kombinace - horní vlákna desky [MPa] .....	181
Obrázek 340: Častá kombinace - dolní vlákna U [MPa] .....	182
Obrázek 341: Častá kombinace - horní vlákna U [MPa] .....	182
Obrázek 342: Častá kombinace - dolní vlákna desky [MPa] .....	182
Obrázek 343: Častá kombinace - horní vlákna desky [MPa] .....	182
Obrázek 344: Charakteristická kombinace - dolní vlákna U [MPa] .....	182
Obrázek 345: Charakteristická kombinace - horní vlákna U [MPa] .....	182
Obrázek 346: Charakteristická kombinace - dolní vlákna desky [MPa] .....	182
Obrázek 347: Charakteristická kombinace - horní vlákna desky [MPa] .....	182
Obrázek 348: Kvazistálá kombinace - dolní vlákna U [MPa] .....	182
Obrázek 349: Kvazistálá kombinace - horní vlákna U [MPa] .....	182
Obrázek 350: Kvazistálá kombinace - dolní vlákna desky [MPa] .....	182
Obrázek 351: Kvazistálá kombinace - horní vlákna desky [MPa] .....	182
Obrázek 352: Častá kombinace - dolní vlákna U [MPa] .....	183
Obrázek 353: Častá kombinace - horní vlákna U [MPa] .....	183
Obrázek 354: Častá kombinace - dolní vlákna desky [MPa] .....	183
Obrázek 355: Častá kombinace - horní vlákna desky [MPa] .....	183
Obrázek 356: Charakteristická kombinace - dolní vlákna U [MPa] .....	183
Obrázek 357: Charakteristická kombinace - horní vlákna U [MPa] .....	183
Obrázek 358: Charakteristická kombinace - dolní vlákna desky [MPa] .....	183

Obrázek 359: Charakteristická kombinace - horní vlákna desky [MPa] .....	183
Obrázek 360: Normálové napětí $\sigma_x$ od nelineární teploty .....	184
Obrázek 361: Posouzení dekomprese v UP nad podporou P4 .....	185
Obrázek 362: Průběhy napětí kabelu K5-1L a K5-1P .....	186
Obrázek 363: Průběhy napětí v kabelu K5-2L a K5-2P .....	186
Obrázek 364: Průběhy napětí v kabelu K5-3L a K5-3P .....	187
Obrázek 365: Průběhy napětí v kabelu K5-3L a K5-3P .....	187
Obrázek 366: Obálka MSÚ na KŽ – normálová síla N [kN].....	188
Obrázek 367: Obálka MSÚ na KŽ – ohybový moment $M_y$ [kNm].....	188
Obrázek 368: Stanovení počáteční napjatosti a přetvoření – pole 5 UP.....	189
Obrázek 369: Stanovení počáteční napjatosti a přetvoření – pole 5 KŽ .....	190
Obrázek 370: Stanovení počátečního přetvoření průřezu – P6 UP .....	191
Obrázek 371: Stanovení počátečního přetvoření průřezu – P6 KŽ .....	192
Obrázek 372: $M_y$ v kombinaci MSÚ [kNm] .....	193
Obrázek 373: Stanovení počátečních přetvoření průřezu ve fázi výstavby.....	193
Obrázek 374: Výpočet napětí od jednotlivých vlivů v časté kombinaci .....	194
Obrázek 375: Stanovení počátečního přetvoření průřezu.....	195
Obrázek 376: Výpočet napětí od jednotlivých vlivů v časté kombinaci .....	196
Obrázek 377: Obálka MSÚ bez vlivu předpětí - posouvající síla $V_z$ [kN].....	197
Obrázek 378: Účinky předpětí na KŽ- posouvající síla $V_z$ [kN] .....	197
Obrázek 379: Celková obálka MSÚ na KŽ – posouvající síla $V_z$ [kN].....	197
Obrázek 380: Obálka MSÚ – kroutící moment $M_x$ [kNm].....	198
Obrázek 381: Způsob stanovení interakce smyku a kroucení [35].....	200
Obrázek 382: Prostorové zobrazení výpočetního modelu .....	202
Obrázek 383: Posuzované řezy.....	203
Obrázek 384: Průřez v poli: $M_y$ - obálka MSÚ [kNm].....	203
Obrázek 385: Průřez v poli: $V_z$ - obálka MSÚ [kN].....	203
Obrázek 386: Průřez u podpory: $M_y$ - obálka MSÚ [kNm] .....	204
Obrázek 387: Průřez u podpory: $V_z$ - obálka MSÚ [kN] .....	204
Obrázek 388: Průřez u podpory: $M_y$ - obálka MSÚ [kNm] .....	205
Obrázek 389: Průřez u podpory: $V_z$ - obálka MSÚ [kN] .....	205
Obrázek 390: Průběh přetvoření a napětí - charakteristická kombinace .....	208
Obrázek 391: Průběh napětí a přetvoření - častá kombinace .....	208
Obrázek 392: Průběh napětí a přetvoření - kvazistálá kombinace .....	209
Obrázek 393: Průběh přetvoření a napětí - charakteristická kombinace .....	209
Obrázek 394: Průběh napětí a přetvoření - častá kombinace .....	209
Obrázek 395: Průběh napětí a přetvoření - kvazistálá kombinace .....	209
Obrázek 396: Průběh přetvoření a napětí - charakteristická kombinace .....	211
Obrázek 397: Průběh napětí a přetvoření - častá kombinace .....	211
Obrázek 398: Průběh napětí a přetvoření - kvazistálá kombinace .....	211
Obrázek 399: Průběh přetvoření a napětí - charakteristická kombinace .....	211
Obrázek 400: Průběh napětí a přetvoření - častá kombinace .....	212
Obrázek 401: Průběh napětí a přetvoření - kvazistálá kombinace .....	212
Obrázek 402: Zobrazení výpočetního modelu úrovně 3.....	213
Obrázek 403: Statické schéma pro výpočet vzpěrné délky v obou směrech [32] .....	216

Obrázek 404: Průřez pilíře s podélnou výztuží.....	219
Obrázek 405: Interakční diagramy průřezu $M_y$ - $M_y$ , $N$ - $M_y$ a $N$ - $M_z$ .....	219
Obrázek 406: Interakční diagram v řezu výslednicí ohybových momentů .....	220
Obrázek 407: Parametry použité pro výpočet smykové únosnosti.....	220
Obrázek 408: Napětí a přetvoření průřezu při charakteristické kombinaci .....	221
Obrázek 409: Napětí a přetvoření průřezu při kvazistálé kombinaci .....	221
Obrázek 410: Výřez podélného řezu levým mostem - svah k bílinské opěře .....	222
Obrázek 411: Výřez podélného řezu levým mostem – údolní niva .....	223
Obrázek 412: Výřez podélného řezu levým mostem – svah k ústecké opěře .....	224
Obrázek 413: Zobrazení modelu piloty ve výpočetním programu GEO5.....	226
Obrázek 414: Mezní zatěžovací křivka piloty .....	226
Obrázek 415: Detail výpočetního modelu pilotového základu.....	228
Obrázek 416: Celková a vodorovná deformace MSP [mm], normálová síla MSÚ [kN] .....	228
Obrázek 417: Schéma pro výpočet sedání skupiny pilot fiktivním plošným základem..	229
Obrázek 418: Schéma pro výpočet sedání plošného základu v programu GEO5 .....	230
Obrázek 419: Zobrazení výpočetního modelu ve 2D .....	230
Obrázek 420: Prostorové zobrazení skupiny pilot v programu GEO5 .....	231
Obrázek 421: Schéma pro stanovení šířek hranolu opisujícího skupinu pilot.....	232
Obrázek 422: Výpočetní modely pružinové metody programu GEO5 [44].....	232
Obrázek 423: Hloubka deformační zóny dle vlivu podzemní vody [44] .....	233
Obrázek 424: Normálová síla v hlavách pilot vypočtená pružinovou metodou [kN] .....	234
Obrázek 425: Schéma zatěžovacích mostů [45].....	236
Obrázek 426: Pracovní diagram piloty s grafy zatěžování a ustalování deformací [45].	236
Obrázek 427: Graf konsolidace při uvážení vlivu všech vrstev .....	237
Obrázek 428: Deformace podloží v době 30 dní od začátku zatěžování [mm].....	238
Obrázek 429: Graf konsolidace při uvážení vlivu pouze u vrstev slínovců .....	238
Obrázek 430: Deformace podloží v době 180 dní [mm] .....	238
Obrázek 431: Deformace podloží v době 10000 dní [mm] .....	239
Obrázek 432: Schéma postupu jednofázové tryskové injektáže [45].....	240
Obrázek 433: Stanovení vzpěrné délky s kloubovým uložením v hlavě pilíře .....	241
Obrázek 434: Výpočetní model se zobrazenou deformací od vlastní tíhy .....	242
Obrázek 435: Ohybový moment $M_y$ – pružné podepření na pilotách [kNm].....	243
Obrázek 436: Ohybový moment $M_y$ - vetknutí v patách pilířů [kNm].....	243
Obrázek 437: Schéma předpětí - varianta 1 .....	248
Obrázek 438: Schéma předpětí - varianta 2.....	248
Obrázek 439: Schéma předpětí - varianta 3 .....	248
Obrázek 440: Schéma předpětí - varianta 4.....	248
Obrázek 441: Schéma předpětí - varianta 5.....	248
Obrázek 442: Schéma přechodu pracovní spáry - varianta 3 .....	249
Obrázek 443: Schéma přechodu pracovní spáry - varianta 5 .....	249

## 14 Seznam tabulek

Tabulka 1: Soupis fází výstavby.....	78
Tabulka 2: Přepočít vlastní tíhy ztužení na liniové zatížení .....	101
Tabulka 3: Shrnutí reakcí od skruže a čerstvého betonu .....	105
Tabulka 4: Vypočtené tuhosti skruže .....	106
Tabulka 5: Seznam uvažovaných fází výstavby v programu Midas Civil .....	110
Tabulka 6: Seznam uvažovaných fází pro postupnou výstavbu příčného řezu.....	112
Tabulka 7: Charakteristiky betonu C35/45 včetně časového vývoje $\beta_{cc}$ .....	113
Tabulka 8: Krycí vrstva betonářské výztuže [32].....	114
Tabulka 9: Krycí vrstva předpínací výztuže [32] .....	115
Tabulka 10: Použité průřezy nosné konstrukce.....	116
Tabulka 11: Efektivní šířky pro horní desku komory.....	118
Tabulka 12: Efektivní šířky pro dolní desky komory .....	118
Tabulka 13: Oslabené průřezy - parametry pro Midas Civil .....	119
Tabulka 14: Kontrola generované vlastní tíhy.....	120
Tabulka 15: Ostatní stálé zatížení.....	121
Tabulka 16: Rovnoměrná složka teploty [36] .....	125
Tabulka 17: Nerovnoměrná nelineární složka teploty [36].....	126
Tabulka 18: Charakteristiky zatížení větrem [37] .....	127
Tabulka 19: Liniové zatížení od větru .....	128
Tabulka 20: Model zatížení LM1 s rozdělením na pruhy [39].....	128
Tabulka 21: Zvláštní vozidla pro dálnice a vybrané trasy [39] .....	130
Tabulka 22: Brzdná síla modelu LM1 [39] .....	130
Tabulka 23: Brzdná síla modelu LM3 [39] .....	131
Tabulka 24: Sestavy zatížení dopravou [39] .....	131
Tabulka 25: Kombinace 6.10a a 6.10b [40] .....	141
Tabulka 26: Kombinace pro mezní stav použitelnosti [40].....	141
Tabulka 27: Součinitele kombinace pro mosty pozemních komunikací [40] .....	142
Tabulka 28: Seznam zatěžovacích stavů .....	143
Tabulka 29: Seznam kombinací exportovaný z programu Midas Civil .....	144
Tabulka 30: Předběžný návrh předpětí metodou vyrovnání zatížení .....	146
Tabulka 31: Podmínky pro omezení šířky trhlín - změna Z2 normy [35].....	147
Tabulka 32: Povolené hodnoty normálových napětí pro splnění MSP .....	148
Tabulka 33: Výpočet hmotnosti předpínací oceli.....	169
Tabulka 34: Počty kotev a napínacích prací .....	169
Tabulka 35: Multikriteriální hodnocení navržených variant .....	170
Tabulka 36: Výpočet náhradních rozměrů prvku pro všechny fázované průřezy .....	171
Tabulka 37: Pracovní diagramy a parametry použitých materiálů.....	188

Tabulka 38: Výpočet momentu únosnosti v MS Excel – pole 5 UP .....	189
Tabulka 39: Výpočet momentu únosnosti v MS Excel – pole 5 KŽ .....	190
Tabulka 40: Výpočet momentu únosnosti v MS Excel – P6 UP .....	191
Tabulka 41: Výpočet momentu únosnosti v programu MS Excel – P6 KŽ .....	192
Tabulka 42: Výpočet momentu únosnosti v programu MS Excel – P6 Takt 6D .....	193
Tabulka 43: Výpočet momentu únosnosti s redukovanou plochou předpínací výztuže .	195
Tabulka 44: Výpočet momentu únosnosti v programu MS Excel.....	196
Tabulka 45: Posouzení únosnosti tlačené diagonály .....	198
Tabulka 46: Posouzení únosnosti průřezu se smykovou výztuží .....	198
Tabulka 47: Únosnost prvku smykové výztuže.....	198
Tabulka 48: Průřezové charakteristiky pro kroucení dle ČSN EN 1992-1-1 [32] .....	199
Tabulka 49: Únosnost tlačené diagonály v kroucení.....	199
Tabulka 50: Únosnost v kroucení bez smykové výztuže před vznikem trhlin.....	200
Tabulka 51: Interakce smyku a kroucení - únosnost tlačných diagonál šikmých stěn ..	200
Tabulka 52: Interakce smyku a kroucení - únosnost stěn bez smykové výztuže .....	200
Tabulka 53: Výsledné posouzení interakce na únosnost smykové výztuže .....	201
Tabulka 54: Návrh a posouzení podélné výztuže na účinky kroucení .....	201
Tabulka 55: Vnitřní síly - průřez v poli .....	204
Tabulka 56: Vnitřní síly - průřez 4 m od podpory.....	204
Tabulka 57: Posouzení únosnosti tlačené diagonály .....	206
Tabulka 58: Posouzení smykové únosnosti nevyztuženého průřezu.....	206
Tabulka 59: Posouzení únosnosti smykové výztuže v kritických průřezech .....	207
Tabulka 60: Posouzení momentu únosnosti v líci konzoly .....	207
Tabulka 61: Posouzení momentu únosnosti .....	208
Tabulka 62: Vnitřní síly v posuzovaných řezech příčnicku .....	210
Tabulka 63: Posouzení momentu únosnosti - řezy u příčnicku.....	210
Tabulka 64: Posouzení únosnosti tlačené diagonály .....	210
Tabulka 65: Posouzení únosnosti bez smykové výztuže.....	210
Tabulka 66: Únosnost kritických průřezů se smykovou výztuží.....	211
Tabulka 67: Reakce na ložiska a dilatační posuny konců mostu.....	214
Tabulka 68: Vnitřní síly v patě pilířů P5 a P7 .....	215
Tabulka 69: Výpočet štíhlosti a ověření nutnosti výpočtu účinků II. řádu.....	216
Tabulka 70: Výpočet II. řádu metodou jmenovité křivosti.....	217
Tabulka 71: Výpočet II. řádu metodou jmenovité tuhosti.....	218
Tabulka 72: Vnitřní síly působící na horní hraně základové desky.....	224
Tabulka 73: Parametry zemin v podloží pilíře P7 .....	224
Tabulka 74: Ruční přepočítání vnitřních sil na maximálně zatíženou pilotu .....	225
Tabulka 75: Nastavené hodnoty a mezivýsledky pro výpočet mezní zatěžovací křivky	225
Tabulka 76: Stanovení svislé a vodorovné tuhosti jednotlivých pružin .....	227

Tabulka 77: Exportované výsledky sedání z programu GEO5 .....	231
Tabulka 78: Exportované výsledky únosnosti skupiny pilot z programu GEO5 .....	232
Tabulka 79: Vztahy pro výpočet tuhosti svislých pružin k pro kruhový průřez [44].....	233
Tabulka 80: Souhrn výsledků pružinové metody .....	234
Tabulka 81: Filtrační koeficient jednotlivých kategorií [2].....	237
Tabulka 82: Vnitřní síly v patě pilíře P6 při tuhém podepření .....	243
Tabulka 83: Vnitřní síly v patě pilíře P6 při uložení na pilotách.....	243
Tabulka 84: Výpočet štíhlosti – kombinace s maximální normálovou silou .....	244
Tabulka 85: Výpočet štíhlosti - kombinace s maximálními ohybovými momenty .....	244
Tabulka 86: Posouzení účinků II. řádu metodou jmenovité křivosti.....	244
Tabulka 87: Posouzení interakčního diagramu v programu Idea Statica RCS.....	245
Tabulka 88: Výpočet štíhlosti pro kombinaci s maximálními ohybovými momenty .....	245
Tabulka 89: Výpočet účinků II. řádu metodou jmenovité tuhosti .....	246
Tabulka 90: Posouzení interakčního diagramu v programu Idea Statica RCS.....	246
Tabulka 91: Položka předpínací výztuže z ceníku OTSKP [47] .....	247
Tabulka 92: Cenové vyhodnocení variant předpětí [48] .....	249



## 15 Seznam použité literatury

- [1] *Mapy.cz* [online]. Seznam cz, a.s. [cit. 2020-04-15]. Dostupné z: <https://mapy.cz/zakladni?x=15.6252330&y=49.8022514&z=8>
- [2] VALACHOVÁ, Jana, Martin KOMÍN a Jan KURKA. *I/13 Kladrubská spojka - realizace podrobného IGP - II. etapa*. AZ Consult, spol s r.o.
- [3] Projekty. *SHP.eu: Strásky, Hustý a partneři s.r.o.* [online]. [cit. 2021-03-18]. Dostupné z: <https://www.shp.eu/projekty>
- [4] NOVÁK, Richard, Tomáš ROMPOTL, Milan SEDLÁK a Libor HRDINA. Mosty na D1 Hubová - Ivachnová. *ASB-portal.cz* [online]. **2018** [cit. 2021-12-24]. Dostupné z: <https://www.asb-portal.cz/stavebnictvi/inzenyrske-stavby/mosty/mosty-na-d1-hubovaivachnova>
- [5] Opatovický Canal: Czech Republic MSS M45-S 2010-2011. *BERD - one bridge, one solution* [online]. [cit. 2021-03-19]. Dostupné z: <http://www.berd.eu/en/projectos/opatovice/>
- [6] Výstavba dálničního mostu na D35, Opatovice - Časy. *SMP.cz* [online]. Praha [cit. 2021-12-30]. Dostupné z: <https://www.smp.cz/d35-opatovice-casy-2-7553>
- [7] Most 5215 přes Husí potok, dálnice D47. *SHP.eu: Stráský, Hustý a partneři s.r.o.* [online]. Brno [cit. 2021-03-18]. Dostupné z: <http://www.shp.eu/strasky-husty-a-partneri/projekty/mosty/silnicni-mosty/viadukty/monoliticke/most-5215-pres-husi-potok-dalnice-d47/>
- [8] ZAPLETALOVÁ, Lenka, Ondřej VOLÁK, Jiří STRÁSKÝ a Peter FUČEK. Viadukt poblíž vesnice Bitarová, dálnice D1, Slovensko. *Beton TKS*. Praha, **2018**(4), 27-31.
- [9] Most Dobkovičky. *Dálnice D8 a okolí* [online]. [cit. 2021-12-24]. Dostupné z: <https://de8.cz/D8/turistika/d8-061.htm>
- [10] GROULÍK, František. R35 MÚK Opatovice, dostavba estakády. *Silnice-železnice* [online]. **2016**(4) [cit. 2021-03-19]. Dostupné z: <http://old.silnice-zeleznice.cz/clanek/r35-muk-opatovice-dostavba-estakady/>
- [11] MIKLOŠOVÁ, Martina. Výsuvná skruž a systémové bednění Doka nasazené při výstavbě mosta SO 214-00 na dálnici D1 Hubová - Ivachnová. *Doka: Aktuality* [online]. [cit. 2021-11-22]. Dostupné z: [https://www.doka.com/sk/news/news/pri\\_vstavbe\\_mostu\\_SO\\_214](https://www.doka.com/sk/news/news/pri_vstavbe_mostu_SO_214)
- [12] ŠEINER, Kamil a David STĚPÁK. Dálnice D1 Hubová – Ivachnová SO 214, most na D1 v km 9,814 – 10,498. *Silnice-železnice* [online]. 2018 [cit. 2021-03-19]. Dostupné z: <http://old.silnice-zeleznice.cz/clanek/dalnice-d1-hubova-ivachnova-so-214-most-na-d1-v-km-9-814-10-498/>

- [13] SMÍŠEK, Pavel. Poznatky z instalace předpětí do různých typů nosných konstrukcí mostů na D1 Hubová–Ivachnová. *ASB-portal.cz* [online]. 2017 [cit. 2021-03-19]. Dostupné z: <https://www.asb-portal.cz/stavebnictvi/inzenyrske-stavby/mosty/poznatky-zinstalace-predpeti-do-ruznych-typu-nosnych-konstrukci-mostu-na-d1-hubovaivachnova>
- [14] Reference: Mosty na výsvuné skruži na stavbě SOKP 514. *Pontex, spol. s r.o.* [online]. [cit. 2021-12-24]. Dostupné z: <https://www.pontex.cz/reference>
- [15] ŠÍSTEK, Milan. Návrh letmo betonované části mostu přes údolí Berounky na SOKP Stavba 514. *Časopis Stavebnictví*. Praha, **2011**(4), 64-68.
- [16] Most přes Host'ovský potok, rychlostní komunikace R1, Slovensko. *SHP.eu: Stráský, Hustý a partneři s.r.o.* [online]. Brno [cit. 2021-03-19]. Dostupné z: <http://www.shp.eu/strasky-husty-a-partneri/projekty/mosty/silnicni-mosty/mosty-pres-hluboka-udoli/most-pres-hostovsky-potok-rychlostni-komunikace-r1-slovensko/>
- [17] Creek valey: Slovakia (MSS M70-S) 2010-2011. *BERD - one bridge, one solution* [online]. [cit. 2021-03-19]. Dostupné z: <http://www.berd.eu/en/projectos/hostovsky-creek-valley/>
- [18] DAHINTER, Karel a Petr POPSIMOV. Segmentové silniční mosty systému Freyssinet International vyráběné v České republice. *Beton TKS*. Praha, **2018**(4), 58-66.
- [19] PEŘINA, Jiří. *Projektová dokumentace skutečného provedení stavby: Dálnice D8 - úsek 0808 Řehlovice - Trmice*. Stavby silnic a železnic, n.p., 1984.
- [20] TEUCHNER, Miroslav. *Projektová dokumentace skutečného provedení objektu: Stavba 0508 Svojkovice - Klabava*. Stavby silnic a železnic, n.p., 1991.
- [21] Montované předpjaté mosty. *SMP.cz* [online]. Praha [cit. 2021-03-20]. Dostupné z: <https://www.smp.cz/montovane-predpjate-mosty>
- [22] Most dálnice D8 u Prackovic mírně poklesl, oprava potrvá do listopadu. *IDNES.cz: Zpravodajství* [online]. [cit. 2021-12-24]. Dostupné z: [https://www.idnes.cz/usti/zpravy/dalnice-d8-prackovice-most-klesl-oprava-zvednuti-mostu.A190718\\_141249\\_usti-zpravy\\_pakr](https://www.idnes.cz/usti/zpravy/dalnice-d8-prackovice-most-klesl-oprava-zvednuti-mostu.A190718_141249_usti-zpravy_pakr)
- [23] *Fotografie z výstavby obchvatu Prešova poskytnuté Ing. Jaroslavem Buchtou.*
- [24] Most na slovenské D1 realizovaný technologií letmé betonáže. *ASB-portal.cz* [online]. **2019** [cit. 2021-03-19]. Dostupné z: <https://www.asb-portal.cz/stavebnictvi/inzenyrske-stavby/mosty/most-na-slovenske-d1-realizovany-technologiei-letme-betonaze>
- [25] DOLNÁK, Juraj, Tatiana BACÍKOVÁ a Lukáš VRÁBLÍK. Most Markov na diaľnici D3 Svrčinovec – Skalité v km 23,995 nad Markovým potokom. *ASB-portal.cz* [online]. [cit. 2021-03-19]. Dostupné z: <https://www.asb.sk/stavebnictvo/inzinierske->

- stavby/mosty/most-markov-na-dialnici-d3-svrcinovec-skalite-v-km-23995-nad-markovym-potokom
- [26] VRÁBLÍK, Lukáš, Jakub HEŘMAN a Petr HARAZIM. I/27 Velemyšleves, most přes údolí řeky Chomutovky. *Beton TKS* [online]. Praha, 2016(4), 8-13 [cit. 2021-03-19].
- [27] Most 206, dálnice D1, Povážská Bystrica, Slovensko. *SHP.eu: Stráský, Hustý a partneři s.r.o.* [online]. Brno [cit. 2021-03-18]. Dostupné z: <http://www.shp.eu/strasky-husty-a-partneri/projekty/mosty/silnicni-mosty/mestske-mosty/most-206-dalnice-d1-povazska-bystrica-slovensko/>
- [28] JANOTA, Ondřej. *Koncept projektové dokumentace pro stavební povolení objektu SO204 na komunikaci I/13 - Kladrubská spojka*. 2020.
- [29] *Titan multiplast: Transparentní protihlukové stěny* [online]. Jablonec nad Nisou, 2021 [cit. 2021-10-12]. Dostupné z: <https://www.titan-multiplast.cz/produkty/protihlukove-steny-transparentni-vyplne-81>
- [30] *Doka: Bednění* [online]. [cit. 2021-10-23]. Dostupné z: <https://www.doka.com/cz/solutions/overview/index>
- [31] STEMPÁK, David. *Podklady k výsuvné skruži ŽM16 firmy Metrostav Infrastructure, a.s.*
- [32] ČSN EN 1992-1-1 (ČSN 731201). *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí, část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Ed. 2. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.
- [33] *VSL: Dodatečné předpínání* [online]. Praha: VSL systémy CZ s.r.o [cit. 2020-04-15]. Dostupné z: <http://www.vsl.cz/dodatecne-predpinani/>
- [34] ČSN EN 1991-1-1 (ČSN 73 0035). *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb: včetně Opravy O1 z 2/2010, Změny Z1 z 2/2010 a Změny Z2 z 3/2010*. Praha: Český normalizační institut, 2004.
- [35] ČSN EN 1992-2 (ČSN 73 6208). *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí, část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady: včetně Opravy O1 z 10/2009, Změny Z1 z 3/2010 a Změny Z2 z 1/2014*. Praha: Český normalizační institut, 2007.
- [36] ČSN EN 1991-1-5 (ČSN 730035). *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - zatížení teplotou: včetně Opravy O1 z 2/2010, Opravy O2 z 5/2011, Změny Z1 z 2/2010 a Změny Z2 z 3/2010*. Praha: Český normalizační institut, 2005.
- [37] ČSN EN 1991-1-4 (ČSN 73 0035). *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - zatížení větrem*. Ed. 2. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2020.

- [38] ČSN EN 1991-1-6 (ČSN 730035). *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-6: Obecná zatížení - zatížení během provádění: včetně Opravy O1 z 9/2009, Opravy O2 z 6/2013, Změny Z1 z 2/2010, Změny Z2 z 3/2010, Změny Z3 z 7/2011 a Změny Z4 z 4/2012*. Praha: Český normalizační institut, 2006.
- [39] ČSN EN 1991-2 (ČSN 736203). *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Ed. 2. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2018.
- [40] ČSN EN 1990 (ČSN 73 0002). *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Ed. 2. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2021.
- [41] NAVRÁTIL, Jaroslav. *Předpjaté betonové konstrukce*. Vyd. 2. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2008. ISBN 978-80-7204-561-7.
- [42] ČSN EN 1997-1. *Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla*. Praha: Český normalizační institut, 2006.
- [43] ČSN 73 1004. *Navrhování základových konstrukcí - Stanovení požadavků pro výpočetní metody*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2020.
- [44] Online nápověda: Pružinová metoda. *Fine: Stavební software* [online]. [cit. 2021-12-26]. Dostupné z: <https://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/pruzinova-metoda-01/>
- [45] MASOPUST, Jan. *Navrhování základových a pažicích konstrukcí*. 2. vydání. Praha: pro Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě vydalo Informační centrum ČKAIT, 2018. Technická knihnice (ČKAIT). ISBN 978-808-8265-122.
- [46] *Technické kvalitativní podmínky staveb pozemních komunikací: Kapitola 29 - zvláštní zakládání*. Praha: Ministerstvo dopravy, obor silniční infrastruktury, 2010.
- [47] Pravidla, metodiky a ceníky: Cenové databáze. *sfdi: Státní fond dopravní infrastruktury* [online]. [cit. 2021-12-28]. Dostupné z: <https://www.sfdi.cz/pravidla-metodiky-a-ceniky/cenove-databaze/>
- [48] VANĚK, Pavel. *Ekonomické vyhodnocení variant předpětí*. VSL Systémy CZ, s.r.o.

## 16 Seznam příloh

### Příloha 1: Výkresová dokumentace

1	Schématický situační výkres	
2	Půdorys	1:500
3	Podélné řezy	1:500
4	Vzorový příčný řez	1:50
5	Příčné řezy	
5.1	Opěry O1, O10	1:100
5.2	Pilíře P2, P3	1:100
5.3	Pilíře P4, P5	1:100
5.4	Pilíře P6, P7	1:100
5.5	Pilíře P8, P9	1:100
6	Výkres tvaru a schéma vyztužení pilíře P7	1:50, 1:100
7	Postup výstavby	
7.1	Založení a spodní stavba	1:1000
7.2	Pravý most	1:1000
7.3	Levý most	1:1000
7.4	Betonážní takt	1:100, 1:500
7.5	Příčné řezy	1:100
8	Schéma betonářské výztuže	1:50, 1:250
9	Schéma předpínací výztuže	1:50, 1:100/1:500