

**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ
V PRAZE**

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



DIPLOMOVÁ PRÁCE

**Návrh předpjatého komorového mostu
přes údolí řeky Labe**

Vypracoval: Bc. Jan Hejcman

Vedoucí práce: Ing. Michal Drahorád, Ph.D.

V Praze 2022

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Hejcman Jméno: Jan Osobní číslo: 468420
Zadávající katedra: Katedra betonových a zděných konstrukcí (K133)
Studijní program: (N3607) Stavební inženýrství
Studijní obor: (3607T009) Konstrukce a dopravní stavby

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Návrh předpjatého komorového mostu přes údolí řeky Labe

Název diplomové práce anglicky: Design of a post-tensioned box girder bridge over the valley of the river Elbe

Pokyny pro vypracování:

- variantní návrh nosné konstrukce mostu s ohledem na územní podmínky (hluboké údolí, využití území pod mostem, krajinné omezení apod.)
- předběžný návrh konstrukce v definitivním stavebním stavu
- analýza postupu výstavby monolitické části konstrukce

Seznam doporučené literatury:

Jméno vedoucího diplomové práce: Ing. Michal Drahorád, Ph.D.

Datum zadání diplomové práce: 29/09/2021 Termín odevzdání diplomové práce: 02/01/2022
Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci na téma *Návrh předpjatého komorového mostu přes údolí řeky Labe* vypracoval samostatně pod odborným vedením Ing. Michala Drahoráda, Ph.D. Veškeré literární prameny a informace, které jsem v práci využil, jsou uvedené v seznamu použití literatury.

V Praze 2.1.2022

.....

Bc. Jan Hejcman

Poděkování

Děkuji vedoucímu diplomové práce Ing. Michalovi Drahorádovi, Ph.D., za jeho vstřícnost, trpělivost a předané zkušenosti během konzultací.

Abstrakt

Diplomová práce se zabývá alternativním návrhem silničního mostu, který překlene údolí řeky Labe na dálnici D11. Výškové a směrové řešení je převzato z projektové dokumentace ke stavebnímu povolení. Práce obsahuje návrh variant a podrobnější posouzení vybrané varianty. Vybraná varianta kombinuje technologie výstavby letmé betonáže, letmé montáže a betonování na pevné skruži. V této diplomové práci je podrobněji řešena pouze monolitická část. Práce se následně zaobírá návrhem předpětí, posouzením mezních stavů a vypracováním výkresové dokumentace, která je přiložena k této práci. V některých případech byly použity zjednodušené postupy. Výsledkem práce není kompletní návrh mostu, nýbrž prověření reálnosti návrhu mostu.

Klíčová slova

předpjatý beton, letmá betonáž, silniční most, betonový most, komorový most

Abstract

The master thesis deals with an alternative design of a road bridge that will span the Elbe River valley on the D11 motorway. The height and directional design is taken from the project documentation for the building permit. The work includes a proposal of alternatives and a more detailed assessment of the selected alternative. The selected variant combines the construction technologies of cast-in-place cantilever method, precast cantilever method and solid scaffolding concreting. In this thesis only the monolithic part is discussed in detail. The thesis then deals with the design of the prestressing, the limit state design and the preparation of the drawings which are attached to this thesis. In some cases simplified procedures have been used. The result of the work is not a complete bridge design, but a verification of feasibility of the bridge design.

Keywords

prestressed concrete, balanced cantilever bridges, road bridge, concrete bridge, box girder bridge

Obsah

1	Úvod.....	15
2	Zájmové území.....	16
2.1	Uzemní podmínky	16
2.2	Základní údaje o přemostňovaných překážkách a převáděné komunikaci	17
2.2.1	Překážky	17
2.2.2	Převáděná komunikace a vybavení mostu	19
2.3	Geotechnické podmínky	20
2.3.1	Geologická charakteristika	20
2.3.2	Hydrogeologická charakteristika.....	20
2.3.3	Poznámky a doporučení pro zakládání.....	21
3	Návrh variant.....	22
3.1	Filozofie návrhu mostu	22
3.1.1	Rozpětí polí	22
3.1.2	Konstantní nebo proměnný průřez	23
3.2	Základní technologie výstavby mostních konstrukcí	24
3.2.1	Mosty betonované na pevné skruži	24
3.2.2	Mosty betonované na výsuvné skruži.....	25
3.2.3	Letmo betonované mosty	26
3.2.4	Vysouvané mosty.....	28
3.2.5	Segmentové konstrukce	30
3.2.6	Spřažené ocelobetonové mosty	33
3.2.7	Konstrukce typu extradosed	34
3.2.8	Kombinované technologie	36
3.3	Varianty mostních konstrukcí přes hluboké údolí řeky Labe	39
3.3.1	Varianta první – Letmo betonová konstrukce.....	39
3.3.2	Varianta druhá – Konstrukce na výsuvné skruži	39
3.3.3	Varianta třetí – Vysouvaná betonová konstrukce.....	40
3.3.4	Varianta čtvrtá – Segmentová konstrukce	41

3.3.5	Varianta pátá – Vysouvaná ocelobetonová konstrukce	41
3.3.6	Varianta šestá – Konstrukce typu extradosed	42
3.3.7	Varianta sedmá – Letmá betonáž + pevná skruž.....	43
3.3.8	Varianta osmá – Letmá betonáž + výsuvná skruž	43
3.3.9	Varianta devátá – Letmá betonáž + segmentová konstrukce	44
3.4	Výsledná varianta.....	46
3.4.1	Příčný řez.....	48
3.4.2	Technologie výstavby.....	49
4	Rešerše na letmo betonované konstrukce.....	50
4.1	Výstavba letmo betonovaných konstrukcí.....	50
4.2	Příčný řez.....	51
4.3	Statické schéma.....	52
4.4	Reologická nehomogenita příčného řezu	53
4.5	Pilíře.....	55
4.6	Předpětí	56
4.6.1	Základní metodiky předpětí	56
4.6.2	Předpětí u letmo betonovaných konstrukcí.....	57
4.7	Výpočetní modely.....	59
4.7.1	Výpočetní modely letmo betonovaných konstrukcí	62
4.7.2	Aplikace zatížení	64
4.8	Dotvarování.....	64
4.8.1	Projevy dotvarování na konstrukcích.....	64
4.8.2	Metody řešení účinků vázaného dotvarování	65
4.9	Problematika nadměrných průhybů	66
4.9.1	Významné faktory ovlivňující nárůst průhybu	66
4.9.2	Zásady pro omezení nadměrných průhybů	67
5	Statická analýza	68
5.1	Materiál	68
5.1.1	Beton	68

5.1.2	Betonářská ocel	69
5.1.3	Předpínací ocel	70
5.1.4	Trvanlivost.....	71
5.2	Zatížení	71
5.2.1	Zatížení stálé.....	71
5.2.2	Zatížení proměnná	73
5.2.3	Staveništní zatížení	79
5.2.4	Mimořádná zatížení.....	80
5.3	Mezní stavy únosnosti.....	81
5.3.1	Kombinace zatížení.....	81
5.3.2	Ověření statické rovnováhy (EQU).....	82
5.3.3	Ověření návrhu nosných prvků konstrukce (STR)	82
5.4	Mezní stavy použitelnosti	82
5.4.1	Kombinace zatížení.....	82
5.4.2	Omezení napětí.....	83
5.4.3	Omezení trhlin.....	83
5.4.4	Omezení průhybu.....	84
5.5	Předběžné posouzení příčného řezu	84
5.5.1	Model	84
5.5.2	Zatížení	86
5.5.3	Analýza zatížení.....	88
5.5.4	Posouzení průřezu	89
5.5.5	Výsledný příčný řez nosné konstrukce pro monolitickou část	92
5.6	Předpětí	93
5.7	Model konstrukce	94
5.7.1	Tvorba modelu	94
5.7.2	Fáze výstavby	98
5.7.3	Předpětí	100
5.8	Účinky zatížení.....	102

5.8.1	Vybrané vnitřní síly – definitivní stav	102
5.8.2	Vybrané deformace – definitivní stav.....	105
6	Analýza nosné konstrukce.....	106
6.1	Mezní stav použitelnosti.....	106
6.1.1	Posouzení napětí ve fázích výstavby	106
6.1.2	Posouzení napětí při uvedení do provozu	113
6.1.3	Posouzení napětí na konci životnosti	116
6.1.4	Posouzení napětí v předpínací výztuži.....	119
6.1.5	Posouzení průhybů	120
6.1.6	Závěr.....	121
6.2	Mezní stav únosnosti	122
6.2.1	Ověření návrhu nosných prvků konstrukce (STR).....	122
6.2.2	Ověření statické rovnováhy (EQU).....	130
6.2.3	Závěr.....	133
7	Závěr.....	134

1 Úvod

Cílem diplomové práce je alternativní návrh a posouzení mostní konstrukce přes údolí řeky Labe. Most bude převádět dálnici D11 a bude součástí evropského dopravního koridoru.

Nejprve je popsáno zájmové území mostu, přičemž většina informací je převzata z projektové dokumentace pro stavební povolení.

Následně jsou vytvořeny varianty přemostění údolí. Nejprve je však provedena krátká rešerše na jednotlivé technologie výstavby včetně jejich příkladů. Tyto příklady sloužily jako vzory pro vytvořené varianty. Jelikož niveleta mostu je ve výšce až 50 m nad terénem, jsou jednotlivé varianty zpracovány hlavně s ohledem na technologii výstavby.

Je zvolena kombinace více technologií výstavby, konkrétně letmá betonáž, letmá montáž a pevná skruž. Tato diplomová práce se detailně zabývá pouze monolitickou částí. Následně je zpracována rešerše na letmo betonované mosty.

Zvolená varianta je v rámci diplomové práce detailně rozpracována. Je zhotoven model včetně zohlednění stavebních fází. Následně je navrženo předpětí a konstrukce je posouzena na mezní stavy použitelnosti a únosnosti.

Na závěr je zpracována výkresová dokumentace, která slouží pro přehlednost k této diplomové práci. Výkresová dokumentace je přiložena k diplomové práci.

Návrh mostu je zpracován podle Eurokódů. Jedná se především o Eurokódy ČSN EN 1990, ČSN 1991 a ČSN 1992.

2 Zájmové území

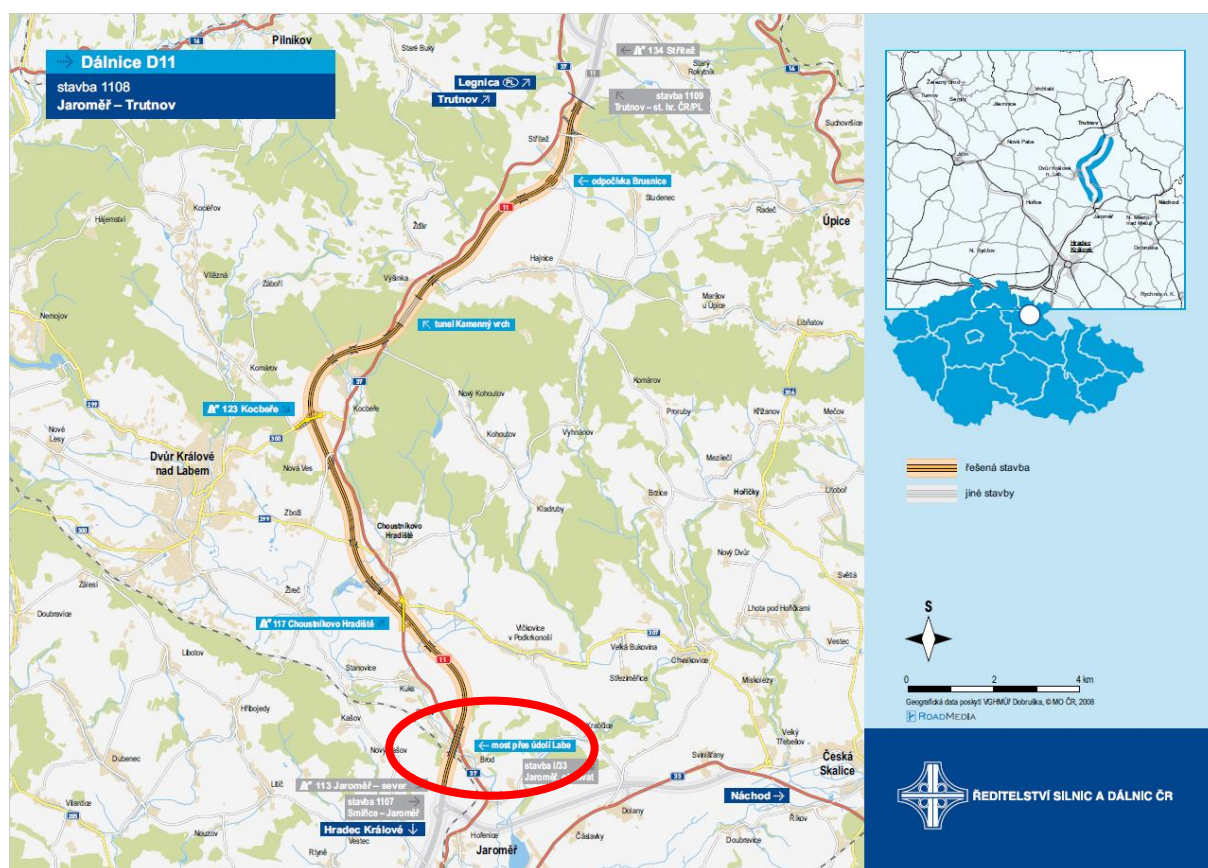
2.1 Uzemní podmínky

Most se nachází ve středu Královehradeckého kraje v blízkosti města Jaroměř a historického areálu Kuks. Území je pahorkovité s mírně zvlněným reliéfem odpovídající podhůří Krkonoš.

Účelem mostu je překlenout hluboké údolí řeky Labe. Údolí je široké přibližně 800 m a výškový rozdíl nivelety komunikace dosahuje až cca 50 m. [1]

Most převádí pozemní komunikaci dálnici D11. Stavba bude součástí evropského dopravního koridoru Paříž – Norimberk – Plzeň – Praha – Hradec Králové – Wroclaw – Varšava – Brest – Moskva. [2]

Stavba navazuje na dálnici D11, která je v současné době přístupná do Hradce Králové. Z Hradce Králové do Jaroměře je ve stádiu realizace, v provozu by měla být v prosinci roku 2021.



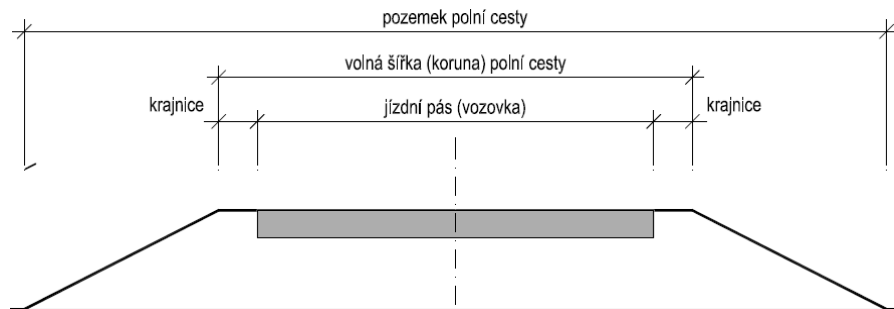
Obr. 1 Poloha mostu [2]

2.2 Základní údaje o přemostňovaných překážkách a převáděné komunikaci

2.2.1 Překážky

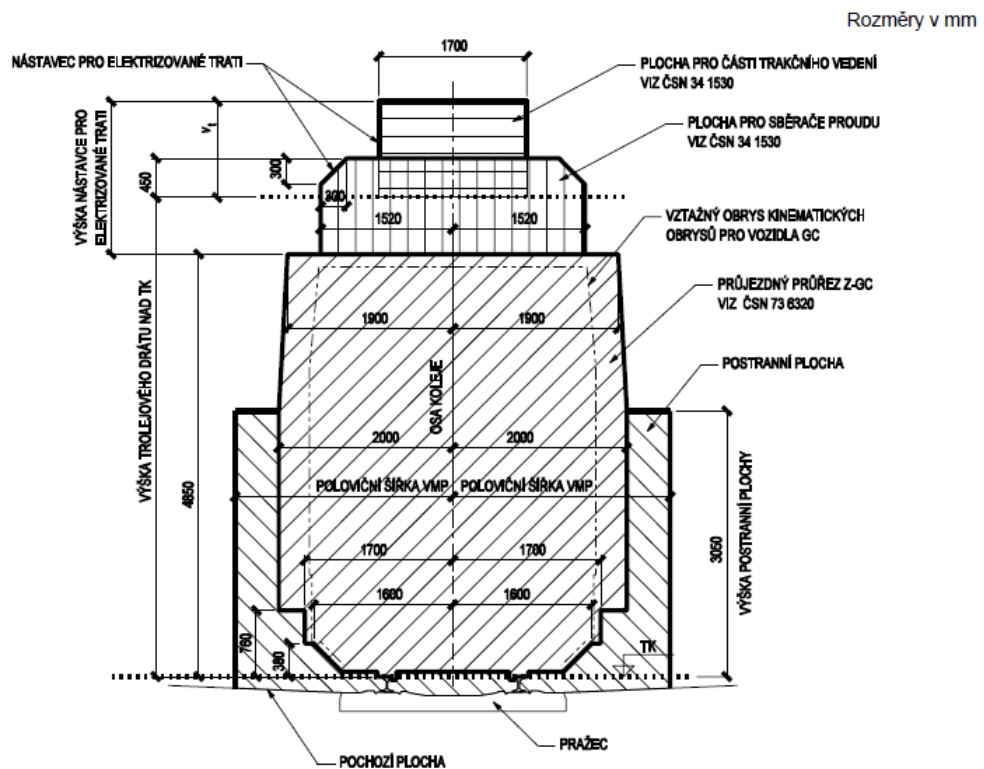
První překážka je **přeložka polní cesty** v km 114,095 000. Komunikace je vodorovná, šířkové uspořádání polní cesty je P4,5/30 m, niveleta v místě křížení je 306,148 m.n.m. [1]

- Výška průjezdního prostoru $h_p = 4,50$ m [3] (obr. 4)



Obr. 2 Šířkové uspořádání polní cesty [4]

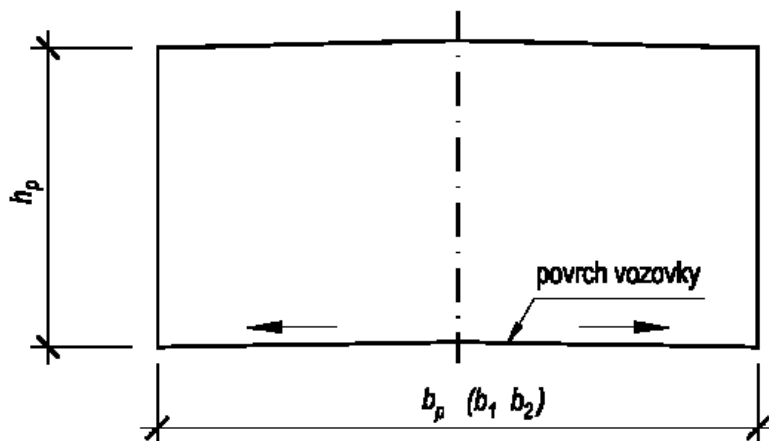
Druhá překážka od Hradce Králové je **železniční trať** 030 Jaroměř – Stará Paka. Jedná se o jednokolejnou neelektrifikovanou železniční trať. Trať je v přímé, niveleta v místě křížení 297,235 m.n.m. Volný mostní průřez je včetně nástavce pro elektrifikované tratě za předpokladu budoucí rekonstrukce tratě. [1]



Obr. 3 Volný mostní průřez v přímé [3]

Třetí překážka je **silnice třetí třídy III/2992** z Brodu do Slotova. Komunikace klesá 2,6% sklonem, niveleta v místě křížení 268,646 m.n.m. Silnice, podle zaměření, odpovídá návrhové kategorii S 9,5. [1]

- Šířka komunikace $b_p = 10,0$ m [1] (obr. 4)
- Výška průjezdního prostoru $h_p = 4,50$ m [1] (obr. 4)



Obr. 4 Schéma průjezdního prostoru [3]

Čtvrtou překážkou je **řeka Labe**. Most kříží řeku v říčním kilometru 1023,035 toku Labe. Výšky hladin při jednotlivých průtocích jsou uvedeny v následující tabulce. [1]

Průtok	Hladina (m.n.m.)	Průtok m^3/s
Q_5	263,86	155,0
Q_{20}	264,47	243,0
Q_{100}	265,14	366,0

Tab. 1 Hladiny a průtoky při různých průtocích [1]

Vzhledem k výšce nivelety převáděné komunikace nad hladinou řeky nemůže dojít k zaplavení ložisek. Nosná konstrukce bude vždy nad hladinou vodního toku.

Pátou překážkou je **cyklostezka** šířky 2,5 m. Cyklostezka má nulový podélný sklon, niveleta v místě křížení 263,158 m.n.m. [1]

Šestou překážkou je **silnice I. třídy I/37** Jaroměř – Trutnov. Komunikace stoupá 1% sklonem, niveleta v místě křížení je 277,684 m.n.m. Silnice, podle zaměření, odpovídá kategorii S 11/5.

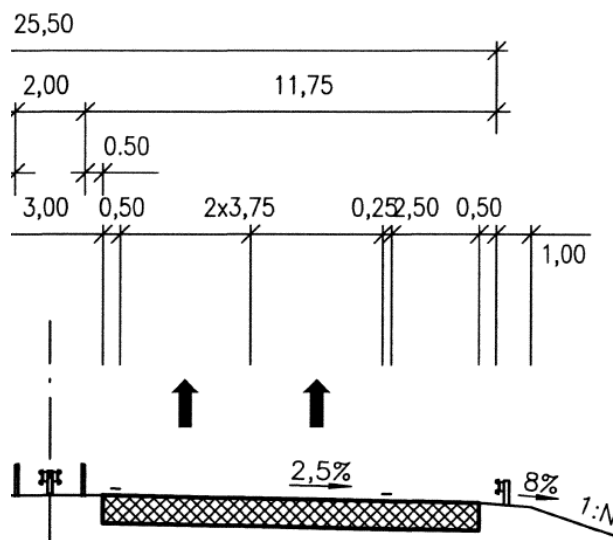
- Šířka komunikace $b_p = 16,5$ m [1] (obr. 4)
- Výška průjezdního prostoru $h_p = 4,80$ m [3] (obr. 4)

Sedmou a poslední překážkou je **přeložka polní cesty** v km 114,744 614. Šířkové uspořádání polní cesty je P4,0/30 m. Komunikace stoupá 10% sklonem, niveleta v místě křížení je 294,464 m.n.m. [1]

- Výška průjezdního prostoru $h_p = 4,50$ m [1] (obr. 4)

2.2.2 Převáděná komunikace a vybavení mostu

Jak již bylo zmíněno, převáděná komunikace je dálnice D11. Šířkové uspořádání odpovídá kategorii D 25,5/120 v základním šířkovém uspořádání mezi svodidly $11,25 + 3,0 + 11,25 = 25,5$ m (D 26/130 dle ČSN 73 6101, 08/2018 obr. 4). Most je přímý a je na něm navržen střechovitý příčný sklon (bráno k ose dálnice). Most je v konstantním podélném sklonu -0,5 %.



Obr. 5 Šířkové uspořádání D 25,5/120 mimo most [5]

Na mostě je navržená dvouvrstvá vozovka dle ČSN 73 6242. Vozovka má tloušťku 90 mm. Vozovkové souvrství se podle [1] skládá z:

- Obrusná vrstva: Asfaltový koberec mastixový SMA 11 S tl. 40 mm
 - Zdrsňující posyp před-obalenou drtí frakce 4/8 mm v množství 2–4 kg/m²
- Ochranná vrstva: Litý asfalt MA 16 IV tl. 45 mm
- Celoplošná izolace: NAIP na pečetící vrstvu tl. 5 mm

Vnější okraje mostu jsou opatřeny ocelovými svodidly pro úroveň zadržetí H3, nouzovými chodníky šířky 750 mm a protihlukovými stěnami vysokými 2,5 m. Vnitřní okraje mostu disponují ocelovými svodidly pro úroveň zadržetí H2. [1]

Odvodnění na mostě je řešeno odvodňovacími proužky širokými 500 mm, odvodňovači a dále trubním odvodněním.

2.3 Geotechnické podmínky

V místě stavby mostního objektu byl proveden geotechnický průzkum. Bylo zhotoveno několik průzkumných vrtů. Z průzkumu [1] jsou vypsány následující kapitoly (2.3.1–2.3.4), schématické rozdělení vrstev je zobrazeno v příloze v podélném řezu.

2.3.1 Geologická charakteristika

Zastižené geotechnické typy zemin:

Q IIc	sprašové hlíny: v mocnostech 2–4 m ve svahu nad levým břehem Labe
Q IVb, c	fluviální jíly se stř. plasticitou: v mocnostech do 4 m v údolní nivě
Q Va, c	fluviální a deluviální jíly a hlíny písčité: v mocnostech do 3 m v údolní nivě, popř. deluvium ve svazích údolí
Q VIa, b, c	fluviální jíly štěrkovité: v mocnostech 2-3 m v údolní nivě
Q VIIb, Q VIIIb	fluviální a terasové písky jílovito-štěrkovité: v mocnostech 2-5 m v údolní nivě
Q X	fluviální a terasové štěrky jílovito-písčité: v mocnostech 1-6 m v údolní nivě
K IIIa, b, c, d	vápnité prachovce bělohorského souvrství: tvoří skalní podloží v nejnvyšší položených částech obou svahů údolí Labe; podloží opěr OP1 a OP8 a pilíře P7 ¹
K IVa, b, c, d	pískovce: tvoří skalní podloží v dolní polovině obou svahů údolí Labe; podloží pilířů P2, P4, P5, P6 ¹
K Va	jílovce, popř. slínovce, tvoří podloží zahloubené údolní nivy; podloží pilíře P3 ¹

Tab. 2 Typy zemin [1]

2.3.2 Hydrogeologická charakteristika

Naražená hladina podzemní vody (HPV) v údolní nivě, tzn. v prostoru pilíře P3¹, byla v hloubce 3,5 m. Ustálená HPV se nachází v hloubce 1,8–3,2 m. Stav hladiny podzemní vody je v údolní nivě hydraulicky spjat s hladinou povrchové vody v řece. Ve vrtech pro pilíře P4 a P5¹ nebyla podzemní voda zastižena, až do zahájení vrtání technologií s vodním výplachem. U těchto pilířů lze hladinu podzemní vody předpokládat v hloubce cca 6 m pod terénem (P4), resp. 14 m pod terénem (P5).

Podzemní voda ani výluhy zemin nevykazují agresivitu vůči betonu ve smyslu ČSN EN 206-1.

Celý objekt mostu se nachází v ochranném pásmu vodních zdrojů, pilíř P3¹ je v záplavovém území.

¹ Čísla podpěr se vztahují k první variantě viz kapitola 3.3

2.3.3 Poznámky a doporučení pro zakládání

Stavba je zařazená do druhé geotechnické kategorie dle ČSN 73 6133 a TP-76.

Založení mostu se předpokládá hlubinné i plošné. Doporučení pro založení jednotlivých podpěr je pro první variantu, která je zobrazena v kapitole 3.3.

Podpora	Typ založení	Typ zeminy	Podzemní voda
OP1	Hlubinné nebo plošné	R4 v hloubce 2,2–2,5 m	Neovlivní zakládání
P2	Hlubinné (vetknuté piloty)	R4–R3 v hloubce 11 m	Neovlivní zakládání
P3	Hlubinné (plovoucí piloty)	R6–R5 v hloubce 18,4 m	Ovlivní zakládání
P4	Hlubinné (vetknuté piloty)	R4–R3 v hloubce 6–7 m	Ovlivní zakládání
P5	Hlubinné (vetknuté piloty)	R4–R3 v hloubce 10–11 m	Neovlivní zakládání
P6	Hlubinné (vetknuté piloty)	Předpoklad horniny 11–15 m	Neovlivní zakládání
P7	Plošné založení	R4–R3 v hloubce 4–5 m	Neovlivní zakládání
OP8	Plošné založení	R4 v hloubce 1–2,7 m	Neovlivní zakládání

Tab. 3 Doporučení na založení mostu [1]

3 Návrh variant

Návrhy v této diplomové práci se snaží dodržovat čtyři základní principy stavby mostních konstrukcí. Tři základní principy stanovil Marcus Vitruvius Pollio, válečný inženýr za Julia Caesara; *firmitas* (stabilita/bezpečnost), *utilitas* (funkcionalita), *venustas* (estetika). Čtvrtý princip je ekonomická stránka mostních konstrukcí, v němž se především snažíme najít kompromis mezi cenou a estetikou mostní konstrukce. [6]

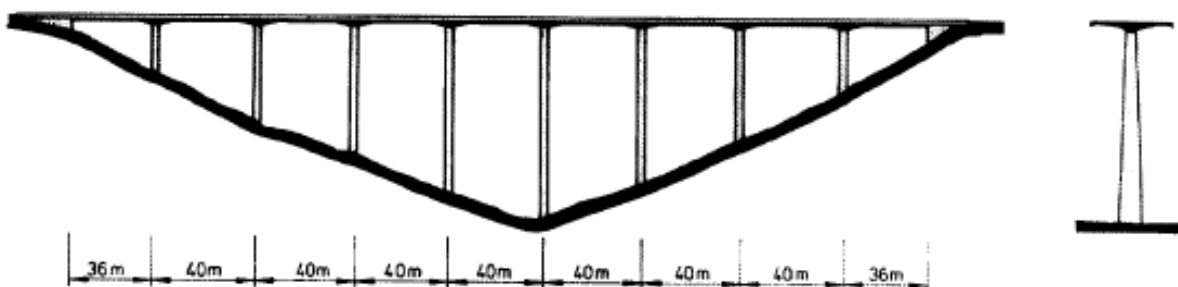
3.1 Filozofie návrhu mostu

Vzhledem k hloubce a délce údolí, kde bude most postaven, jsou návrhy zaměřeny na možnosti výstavby betonových mostních konstrukcí. Cílem je navrhnout variantu, která splňuje všechny čtyři principy, tzn. správně staticky navrhnout konstrukci. Jedině tak se dá docílit i dobrého estetického dojmu.

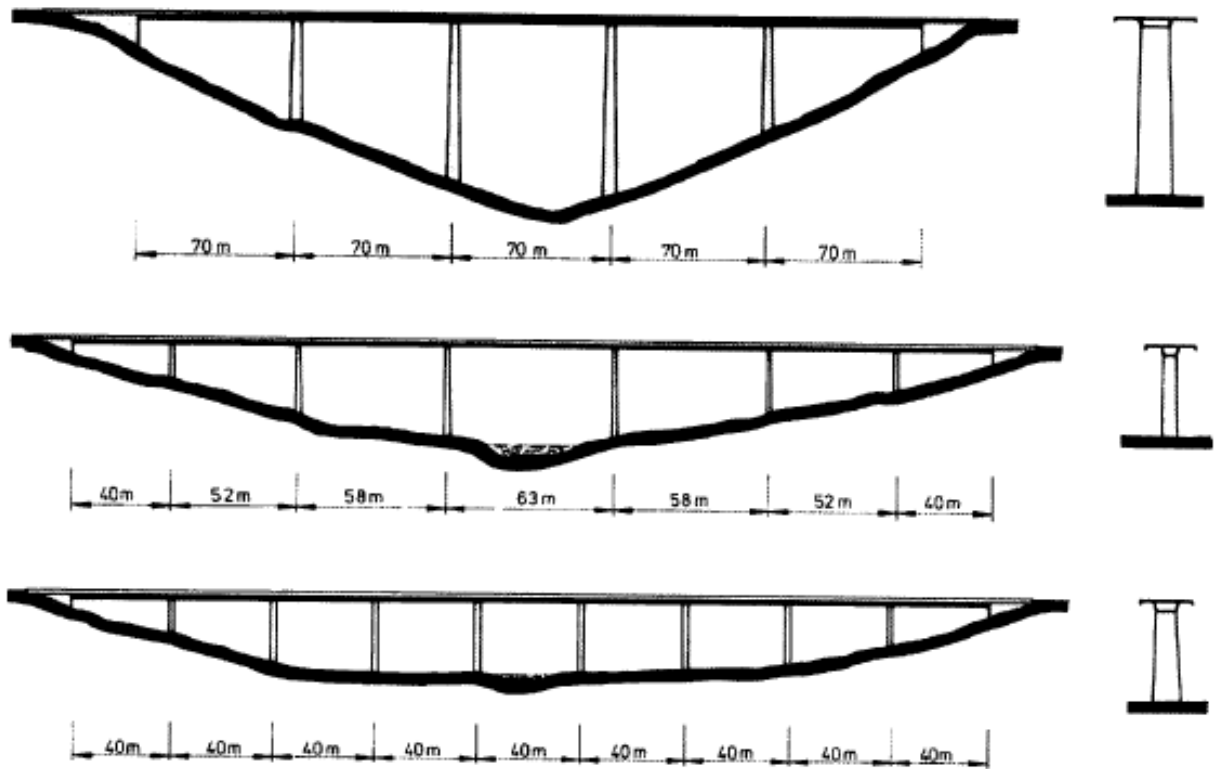
3.1.1 Rozpětí polí

Rozpětí polí samozřejmě záleží na typu příčného řezu a použité technologie výstavby mostů. Je důležité se rozpětím zabývat nejen po estetické stránce, ale hlavně po té statické (např. poměr rozpětí krajního a hlavního pole).

V některých případech, např. most přes řeku, dálnici apod., je rozmístění podpor, a tedy rozpětí polí, dáno okrajovými podmínkami. V jiných případech, např. most přes hluboké údolí, mostní estakáda apod., si lze vybrat mezi delším a kratším rozpětím. Pokud problém hodnotíme z ekonomické stránky, zajímáme se o spodní stavbu (základy a podpěry) a o nosnou konstrukci. Obecně platí, že spodní stavba bývá levnější pro delší rozpětí (máme méně pilířů, tzn. méně zakládání), zatímco nosná konstrukce je dražší. Proto se snažíme najít ideální rozpětí polí. Pokud máme špatné geotechnické podmínky, drahé základy, nebo niveletu vysoko na terénu apod., vyplatí se zvolit delší rozpětí polí. Naopak, pokud máme dobré geotechnické podmínky, vyplatí se zvolit kratší rozpětí, ale i tak by rozpětí polí mělo být s ohledem na eleganci. [6]



Obr. 6 Estetický vliv rozpětí polí [6]

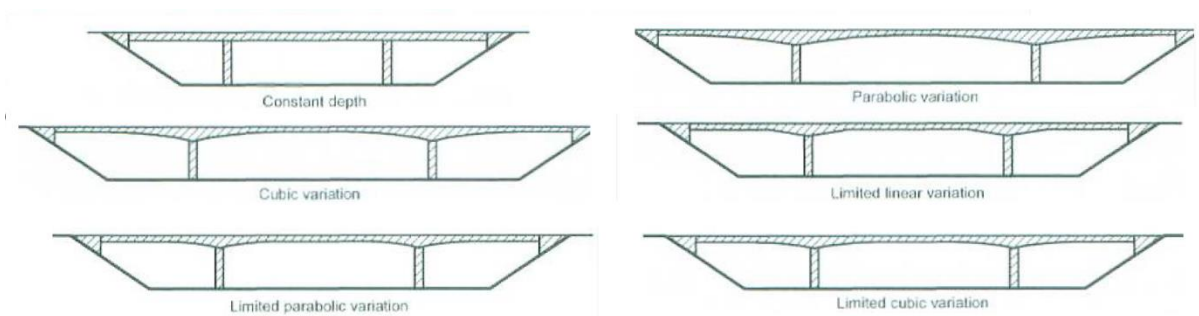


Obr. 6 Estetický vliv rozpětí polí [6]

Pokud je krajní pole 65–80 % pole hlavního, tak momenty od vnějšího zatížení jsou víceméně vyrovnané, navíc předpětí lze navrhnout efektivněji. [7]

3.1.2 Konstantní nebo proměnný průřez

Pro redukci ohybových momentů v poli můžeme využít náběhy směrem k podpoře. Náběhy volíme buď lineární (většinou okolo 15–20 % rozpětí pole) nebo parabolické (buď okolo 20–25 % pole nebo na celé pole). [6]



Obr. 7 Schéma mostů s konstantním nebo proměnným parabolickým a kubickým průřezem [6]

3.2 Základní technologie výstavby mostních konstrukcí

Betonové mosty lze stavět na místě „in situ“, nebo mohou být sestavovány z prefabrikovaných dílců. Můžeme také kombinovat monolitický a prefabrikovaný beton, například u komorového nosníku s prefabrikovanými vzpěrami. [8]

Základní technologie výstavby mostních konstrukcí jsou následující:

- Monolitické mosty
 - Betonáž na pevné skruži
 - Betonáž na posuvné skruži
 - Vysouvání
 - Letmá betonáž
- Prefabrikované betonové mosty
 - Montáž z podélných prvků
 - Montáž ze segmentů
- Spřažené ocelobetonové mosty
- Další systémy
 - Obloukové mosty
 - Visuté mosty
 - Zavěšené mosty
 - Mosty typu extradosed

3.2.1 Mosty betonované na pevné skruži

Jde o nejstarší a nejjednodušší technologie výstavby mostních konstrukcí. Mosty stavěné na pevné skruži mají nosnou konstrukci malého rozsahu, nebo složitého tvaru, příkladem je krajní pole letmo betonované konstrukce. Využíváme k tomu konstrukce z různých systémů např.: bárky PIŽMO, PERI, DOKA apod. Maximální výška, do které je možné pevnou skruž postavit, se pohybuje okolo 25 m, záleží na systému a výrobcu. [9]



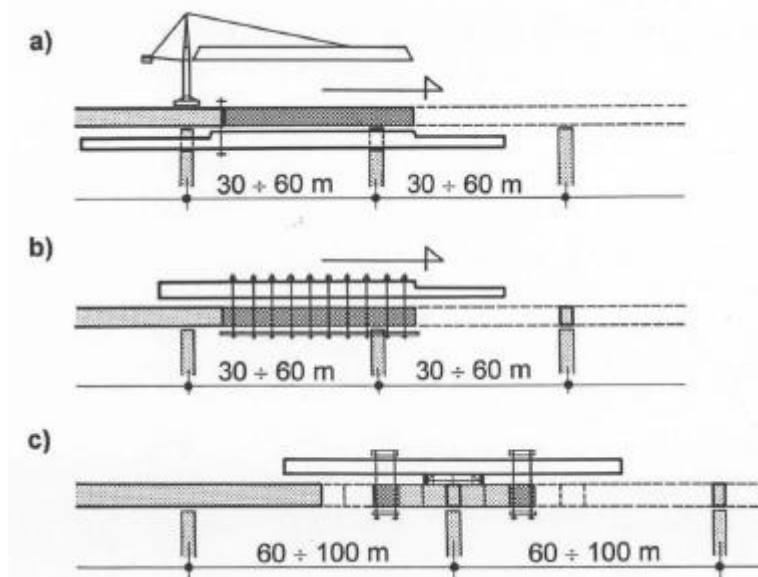
Obr. 8 Pevná skruž [8]

V této diplomové práci je pevná skruž použita u některých variant pro zhotovení části nebo celého krajního pole.

3.2.2 Mosty betonované na výsuvné skruži

U mostů betonované na výsuvné skruži dosahujeme rozpětí od 36 do 45 m. Existují však konstrukce, které dosahují až 100 m (BERD). Je ekonomicky výhodné využít výsuvné skruže na dlouhé estakády, kde se využije opakovaný postup betonáže. Rychlost výstavby jednoho pole trvá 7–10 dní. Typickým průřezem je trám, dvojtrám a komora. Jsou to konstrukce trvanlivé (beze spár) a lze je vybetonovat v téměř libovolném tvaru. K nevýhodám patří mokrá proces na stavbě a větší pracnost na staveništi. [9]

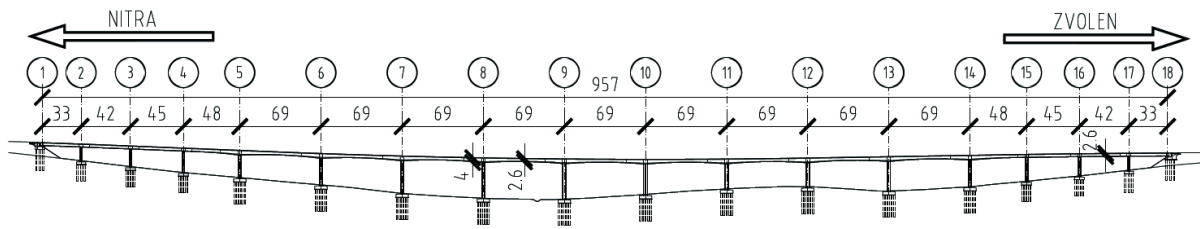
Výsuvné skruže lze rozdělit na skruže pro betonáž celého pole a na skruže, které kombinují technologii letmé betonáže a výsuvných skruží. [8]



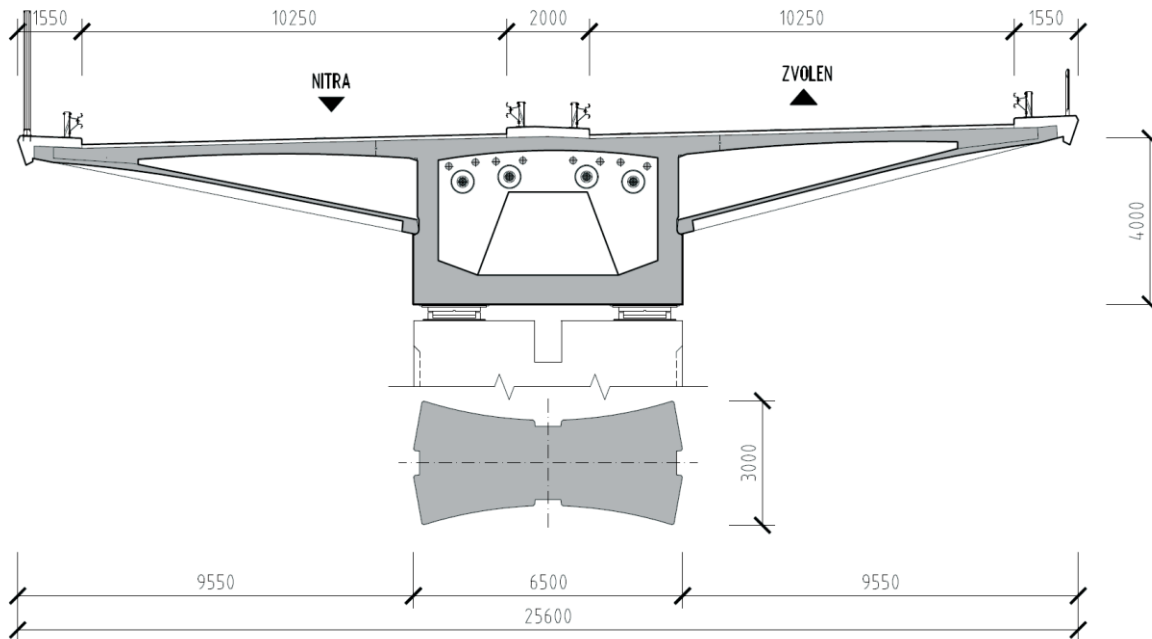
Obr. 9 Podélné usprádnání výsuvné skruže a), b) Betonáž celého pole, c) Symetrická betonáž segmentů [8]

Most na R1 nad údolím Hošťovského potoka

Most je navržen jako spojitý nosník o 17 polích, délka běžného pole je 69 m. Most je široký 25,6 m, komunikace je převáděna po jediné mostní konstrukci. Nosná konstrukce je z předpjatého betonu. Příčný řez je tvořen páteřním komorovým nosníkem, který je rozšířen prefabrikovanými vzpěrami a spřažen s mostovkou, kterou tvoří příčně předpjatá deska. Výška nosné konstrukce je proměnná, mění se kruhovými náběhy z 4,0 m nad podporou po 2,6 m v poli. Pro výstavbu je použita výsuvná skruž s horním nosníkem BERD. [10]



Obr. 10 Podélný řez [10]



Obr. 11 Příčný řez [10]

3.2.3 Letmo betonované mosty

Principem letmé betonáže je zhotovení nové části konstrukce (lamely) in situ v bednění na betonážním vozíku. Betonážní vozík je upevněn na již zhotovené konstrukci. Vozík se posune po každém taktu. Jeden takt se skládá z: připevnění vozíku, vyztužení, betonáž, vytvrdnutí betonu a předepnutí. [9]

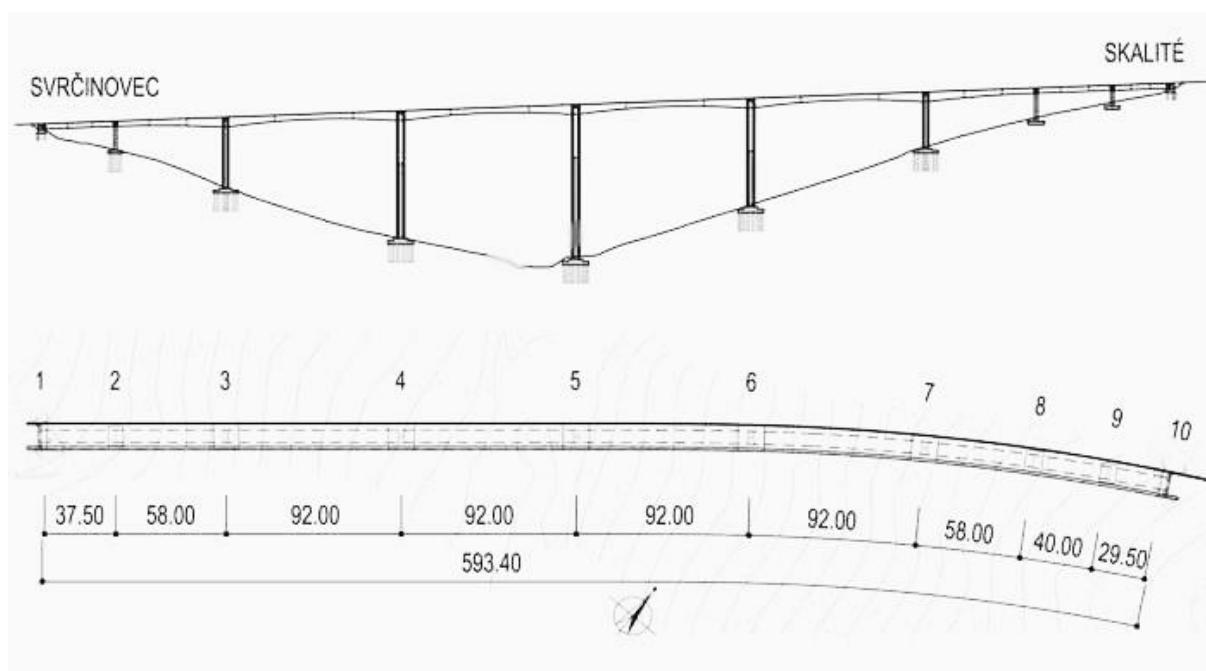
U mostů letmo betonovaných je optimální rozpětí nad 60 m, optimálně do 130 m. Běžně se ale pohybujeme i okolo 150–180 m. Nejdelší rozpětí stavěné technologií letmé betonáže je 300 m. Technologie se hodí do hlubokých údolí, kde je niveleta vysoko nad terénem, pro přemostění širokých vodních toků a v nepřístupném terénu. Staticky působí jako rámové konstrukce nebo spojitě nosníky. Technologie nedisponuje velkou rychlostí výstavby oproti například segmentovým nebo vysouvaným konstrukcím. Je také technologicky náročná, nad podporami má větší průřez a může působit masivně. [9]

Průřezy jsou výhradně komorové. Pokud vedeme převáděnou komunikaci pouze po jedné mostní konstrukci, tak šířky mostu dosahují i přes 30 m. Stěny jsou svislé nebo šikmé. Pokud máme dvě mostní konstrukce, tak šířka jedné konstrukce je do 14–15 m. Poté využijeme

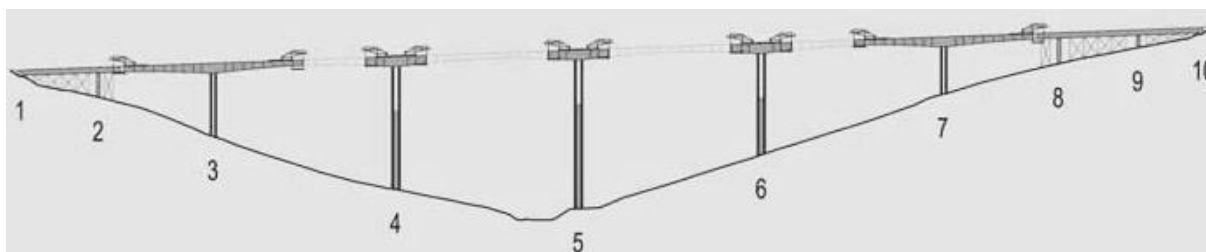
komoru se dvěma stěnami. Při širších konstrukcích jsou buď dvoukomorové průřezy, nebo jednokomorové s přechodem na dlouhé konzoly a příčné předpětí, šikmé prefabrikované vzpěry nebo konzoly s žebry. U této technologie využíváme náběhy kvůli redukci vlastní tíhy. Empirické vztahy pro průřezy se pohybují nad podporu $1/17$ – $1/21$ rozpětí a v poli ($1/40$ – $1/50$ rozpětí). [9]

Most Valy a Rieka na slovenské dálnici D3

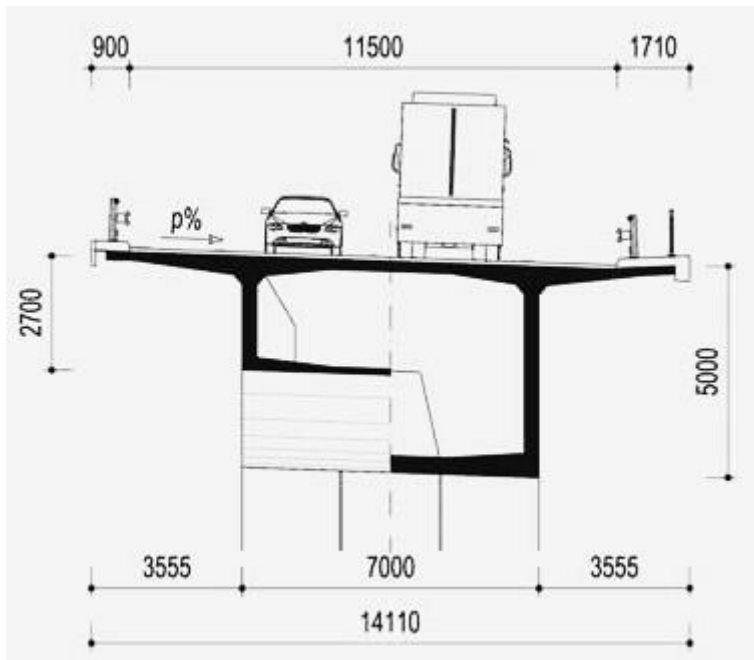
Jedná se o dva mosty stavěné technologií letmé betonáže. Most Valy je 592 m dlouhý a most Rieka 501 m. Rozpětí polí je 24,5–92,02 m. Nosná konstrukce je tvořena komorovým průřezem proměnné výšky. Výška nosné konstrukce je v poli 2,7 m a nad podporou 5 m. Převážná část konstrukce je rámově spojena se štíhlými podpěrami, tím tvoří semi-integrovanou konstrukci. Mosty překlenují hluboká údolí, niveleta je ve výšce 85 m a 62 m. Pilíře jsou, místo obvyklých dvou tenkých stěn, tvořeny stojkou průřezu „H“. Průřez je tvořen ze dvou příčných stěn a spojen podélnou stěnou. Podélná stěna je v horní části stojek vynechána, u nízkých stojek je vynechána zcela. [11]



Obr. 12 Most Valy: Podélný řez a Půdorys [11]

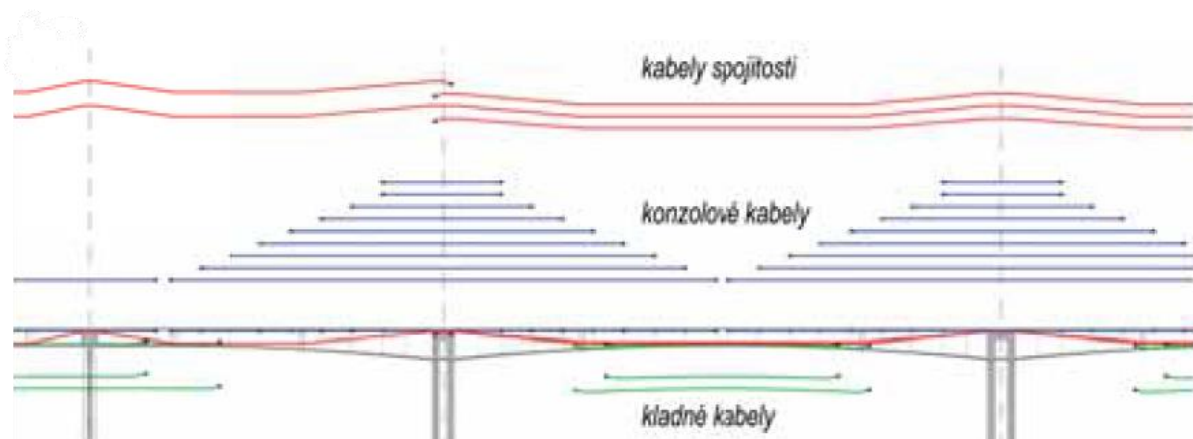


Obr. 13 Výstavba mostů Valy [11]



Obr. 14 Příčný řez: V poli (vlevo), Nad podporou (vpravo) [11]

Krajní pole mají konstantní výšku 2,7 m a byla zhotovena na pevné skruži. Náběh je parabolický 2° a má délku 42,5 m. Šířka nosné konstrukce je 13,41 m. Nosná konstrukce byla betonována v symetrických konzolách, kde první segment má délku 4 m, ostatní segmenty 5 m a uzavírající segment 2 m. Zárodek má délku 12 m. Nosná konstrukce je v podélném směru předepnuta, v příčném směru je navržena ze železobetonu. [11]

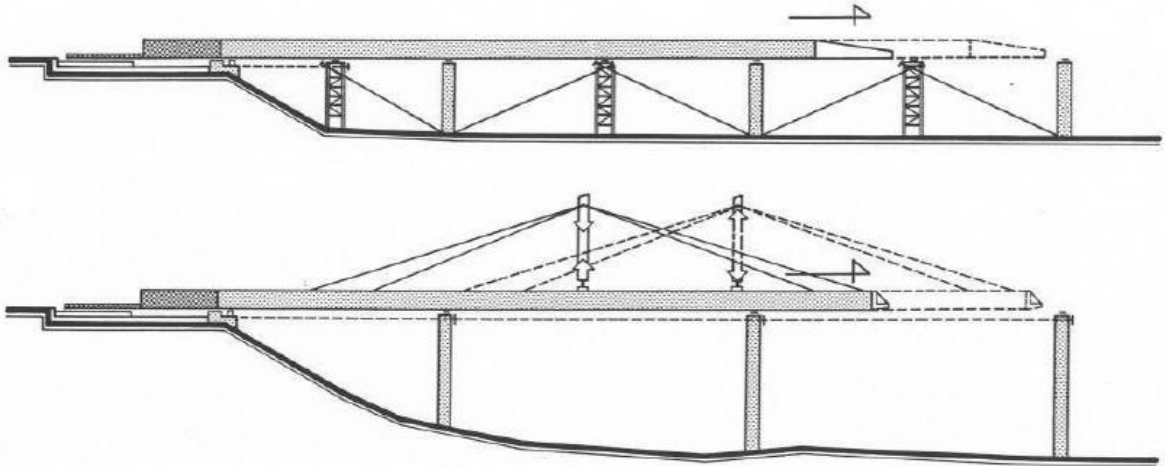


Obr. 15 Schéma podélného předpětí [11]

3.2.4 Vysouváné mosty

Vysouvání mostů je moderní a perspektivní metoda. Vyžaduje však přesnost a kvalitu provádění. Jedná se o rychlý a ekonomický postup výstavby. K vysouvání se využívá výsuvný nos, který bývá kvůli redukci tíhy ocelový příhradový. [9]

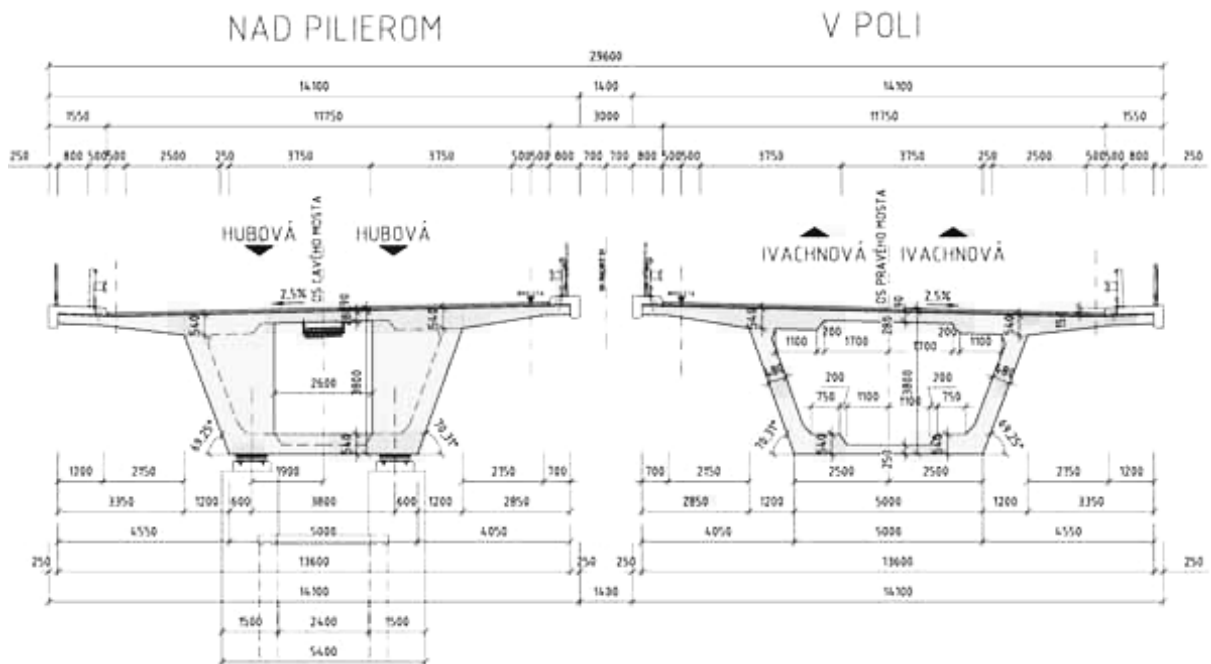
Výstavba mostu probíhá ve stabilní výrobě za opěrou, betonují se lamely délky 15–40 m. Lamely dělíme na podporové a mezpodporové. Po předepnutí se vysouvá konstrukce vpřed pomocí speciálního vysouvacího zařízení. Při vysouvání vzniká velký konzolový moment, proto, jak již bylo zmíněno, se využívá výsuvný nos. Výsuvný nos může být ocelový plnostěnný nebo příhradový, záleží na inventáři zhotovitele. Další způsob redukce konzolového momentu je využití montážního pylonu nebo jejich kombinace. Průřez je nejčastěji jednokomorový, ale může být i například dvoutrámový. Po vysunutí se průřez nad podporou dobetonuje, pro tento účel se využívá vylamovací výztuž ve stěnách. [7], [8]



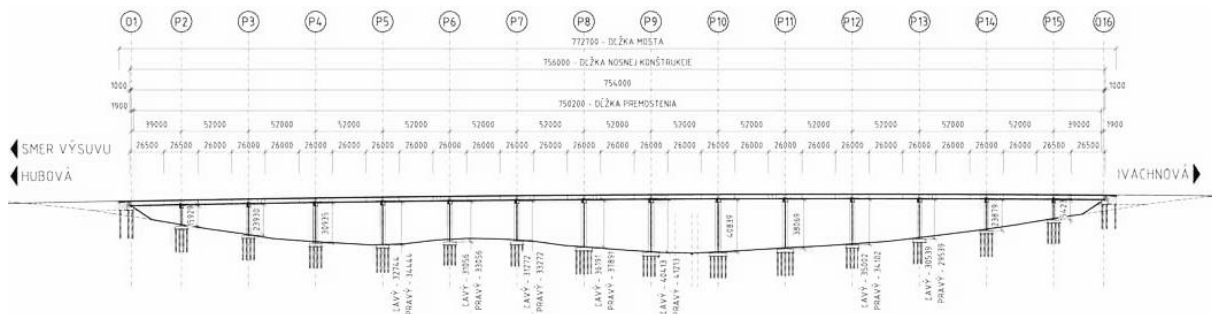
Obr. 16 Vysouvání mostovky: Možnosti redukce konzolového momentu [8]

Most 213 na dálnici D1 Hubová – Ivachnová v km 8,214–8,969

Most převádí dálnici D1, je dlouhý 756 m. Most má celkem 15 polí s rozpětím $39 + 13 \times 52 + 39$ m. V podélném směru je nosná konstrukce konstantní z předpjatého betonu. Výška nosné konstrukce je 3,8 m. V příčném směru je jednokomorový ze železobetonu. Šířka nosné konstrukce je 13,6 m. Jedná se tedy o 2 mosty, které tvoří pro každý dopravní směr samostatnou nosnou konstrukci. Spodní stavbu tvoří 2 opěry a 14 pilířů, pilíře mají proměnnou výšku od 16 do 41 m. Pilíře jsou z průřezu písmene „I“, šířka pilíře je konstantní 5,4 m, délka pilíře je proměnná, pohybuje se od 3 do 4,2 m. K redukci konzolového momentu byl využit plnostěnný ocelový nos. [12]



Obr. 17 Příčný řez [12]

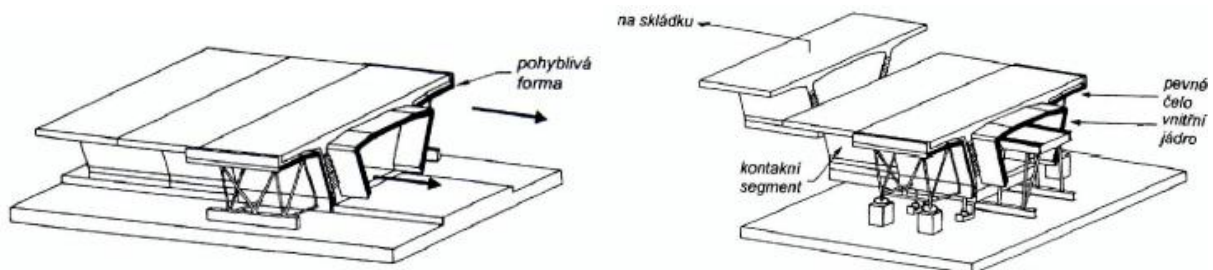


Obr. 18 Podélný řez [12]

3.2.5 Segmentové konstrukce

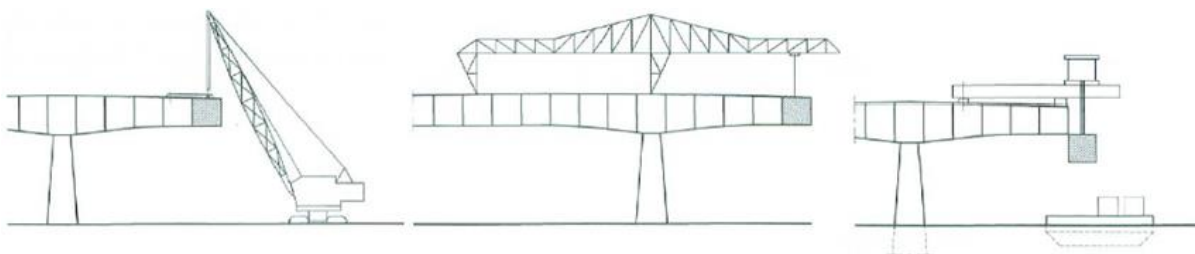
Mosty stavěné pomocí segmentů jsou pro střední rozpětí 45–80 m. Technologie disponuje velkou rychlostí výstavby. Není závislá na terénu a přístupem pod most, lze tedy budovat i vysoko nad terénem. Omezují se i mokré procesy na staveništi. Nevýhody technologie jsou například zvýšená spotřeba předpětí, mimořádná technologická náročnost a zvýšené nároky na kvalitu personálu a materiálu. [9]

Výroba segmentů dříve probíhala na dlouhé dráze, nyní probíhá na krátké dráze v buňkách. V současné době u nás vyrábí segmenty firma VMS v Brandýse nad Labem. [9]

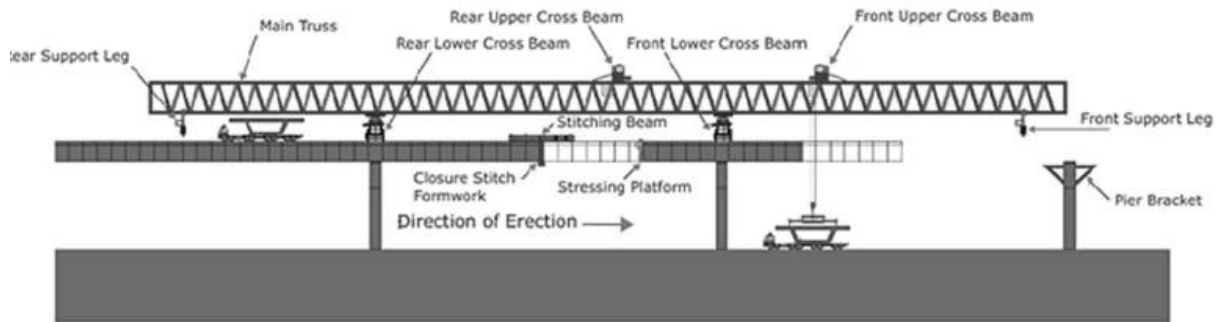


Obr. 19 Výroba segmentů: Dlouhá dráha (vlevo), krátká dráha (vpravo) [13]

Montáž segmentů může probíhat z terénu (z vodní hladiny), pokud máme přístup pod most a niveleta není vysoko nad terénem. Segmenty můžeme skládat na skruž, v postupné konzole, letmou montáží, nebo pomocí zavážecího mostu. [9]



Obr. 20 Způsoby montáže segmentů [6]



Obr. 21 Zavážecí most [7]

Rozměry segmentu jsou dány především vahou s ohledem na typ přepravy na staveniště a na způsobu zvedání. Typická délka jednoho segmentu je 1,8 až 3,5 m. Velmi důležité je provedení spár mezi segmenty. Jsou tři základní typy spár: tmel, cementová zálivka a monolitický beton. Zkušenosti však ukázaly, že tyto spáry nejsou vodotěsné ani po aplikování předpětí. Proto je lepší vyplnit spáru epoxidovým tmelem. Další výhody tmelu jsou:

- Lehčí umístění segmentu na správné místo.
- Zaplní se celá spára.
- Eliminace hrozby vytvoření tlakové koncentrace, která může nastat z důvodu imperfekce předpjatého povrchu.
- Zlepší se smyková vlastnost spáry.

Nevýhody jsou:

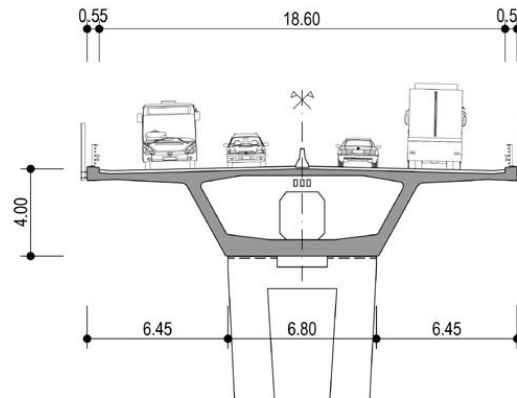
- Cena tmelu.
- Čas potřebný na nanesení tmelu na povrch a vyčkání do té doby, než dosáhne požadované pevnosti.

Cementové spáry jsou alternativou ke tmele. Segmenty jsou v tomto případě odděleny mezerou 3–7 cm. Mezera je poté zalita cementovou maltou.

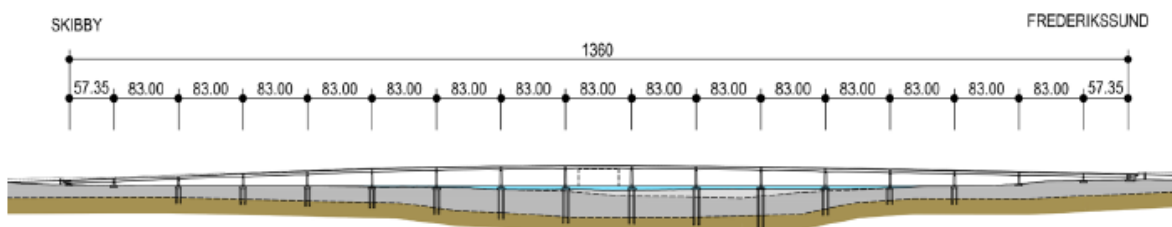
Spáry mohou být také zality monolitickým betonem. Mezera mezi segmenty musí být alespoň 15–20 cm. K tomuto druhu spáry musíme mít k dispozici bednění. [6]

Most Roskilde Fjord link, High bridge, Dánsko

Jedná se o segmentovou konstrukci, která převádí 4 pruhovou rychlostní komunikaci. Přemostňuje Roskilde fjord, kde je situován průplavní kanál šířky 50 m a výšky 20 m. Most působí jako spojitý nosník. V příčném řezu je nosná konstrukce tvořena jednokomorovým průřezem. V podélném směru je na délce 13,9 m od podpory zhotoven lineární náběh, výška NK v poli je 3,5 m a nad podporou 4 m. Délka typického pole je 83 m. Segmenty byly vyráběny kontaktní metodou v přístavu Štětín v Polsku, poté transportovány lodí a z přístavu dovezeny na podvalníku do prostoru stavby. Segmenty se montují letmo v symetrických konzolách. [14]



Obr. 22 Příčný řez u podpory [14]



Obr. 23 Podélný řez [14]

Segmentový most přes Kadaňský potok na R1 Nitra – Bánská Bystrica



Obr. 24 Most přes Kadaňský potok na R1: Nasazení dvou jeřábu MS1 [15]

Tento most je zatím nejdelší segmentový most vyrobený v Brandýse nad Labem. Most má délku 763 m s konstantní výškou průřezu 3 m. Jedná se o 2 mosty, které tvoří pro každý dopravní směr samostatnou nosnou konstrukci. Na obě konstrukce bylo použito 698 segmentů. Každá konstrukce má 14 polí o rozpětí 33,5 + 48 + 9 x 61 + 48 + 48 + 33,5 m.

Mosty byly montovány dvěma montážními soubory pro úsporu času. I přes velkou vzdálenost byly segmenty dopravovány na tahači s podvalníky.

3.2.6 Spřažené ocelobetonové mosty

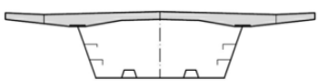

Spřažené mosty mohou být ocel – beton nebo beton – beton. Tato diplomová práce se věnuje pouze spřaženým mostům ocel – beton. Mezi výhody konstrukce patří nízká hmotnost, rychlá montáž a snadná betonáž desky. Oproti ocelové mostovce je jednodušší výroba, méně promrzá a má snazší následnou údržbu. Rozpětí polí se pohybuje od 25 do 100 m. [9]

Technologie výstavby ocelových konstrukcí jsou následující [16]:

- Bloková montáž – zdvihání
- Podélný výsun
- Příčný výsun
- Letmá montáž
- Speciální metody (Zaplavování, speciální podvozky)

Výstavba je nejnebezpečnější okamžik života mostu. V jejím průběhu je skutečné zatížení blízké návrhovému. [16]

Příčné řezy odpovídají rozpětí mostu, kde pro nejmenší mosty (rozpětí 6–15 m) navrhujeme nosíkový rošt z válcovaných nosníků až po komorové konstrukce, kde se rozpětí polí pohybuje u konstantní konstrukce mezi 40–90 m a u proměnné výšky až do 150 m. [17]

Řádek	Typ konstrukce	Uspořádání	Rozpětí	Šířka mostu	Schéma
7	Komorová konstrukce konstantní výšky	Spojitý nosník	50 – 90 m	do 12 m	příčný řez 
	se svislými stěnami				
	se šikmými stěnami				
8	Komorová konstrukce proměnné výšky	Spojitý nosník	70 – 110m	Jako řádek 7	podélný řez 
	bez spodní spřažené desky v oblasti podpor se spodní spřaženou deskou v oblasti podpor		90 – 150m		
9	Komorová konstrukce se vzpěrami a doplňkovými podélnými nosníky	Jako řádek 7	60 – 90 m	do 25 m	příčný řez 
		Jako řádek 8	70 – 150m		

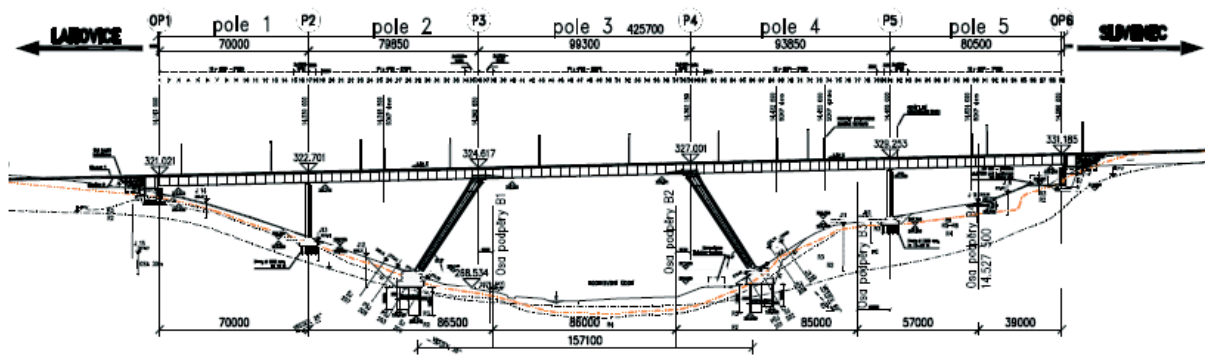
Tab. 4 Doporučené typy spřažených ocelobetonových konstrukcí [17]

U spřažených ocelobetonových konstrukcí je výhodné využít předpětí. Předpětí omezuje trhliny v betonové desce nad podporou, zvyšuje tuhost nosníku, snižuje výšku nosné konstrukce, zvyšuje únosnost a zrychluje výstavbu. Předpínací kabely můžeme vést v betonové desce nad podporami nebo jako volné vnější kabely. Nevýhodou, či problémem,

je další technologie na stavbě, redistribuce předpětí vlivem objemových změn v betonu, požadavek na vyšší kvalitu betonu a vyšší cena. [9]

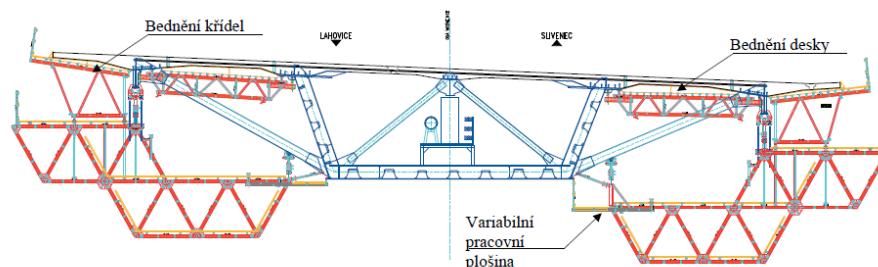
Most přes Lochkovské údolí

Most se tyčí ve výšce 65 m nad úrovní terénu. Je součástí Pražského okruhu a spojuje dálnice D1 a D5. Nosná konstrukce je spojitá s rozpětím polí 70 + 79,8 + 99,3 + 93,8 + 80,5 m. Konstrukce je připojena kloubově kromě spojení se šikmými vzpěrami, kde je spojena rámově. Nosnou konstrukci tvoří ocelová komora se spřaženou betonovou deskou, která má velmi vyložené konzoly. Konzoly jsou podepřeny šikmými ocelovými vzpěrami. Montáž ocelové komory probíhala metodou postupného výsunu. Pro ten musely být zhotoveny dočasné betonové pilíře u rámových stojek. [18]



Obr. 25 Podélný řez [18]

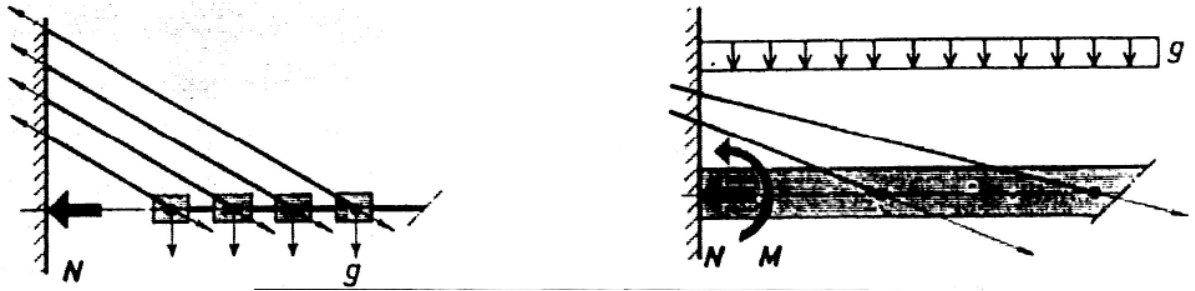
Ocelová komora je otevřená se šikmými stěnami. Výška se pohybuje od 3,9 m do 4,5 m. Šířka dna je 11,0 m a horní pásnice mají šířku 1,5–2,4 m. Komora je doplněna o dva vnější podélníky a jeden vnitřní. [18]



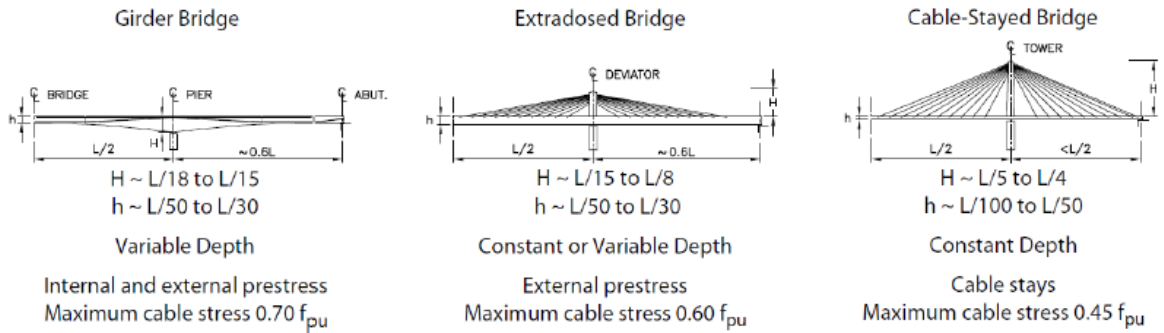
Obr. 26 Příčný řez s bednicím vozíkem [18]

3.2.7 Konstrukce typu extradosed

Jedná se o mostní konstrukce, které tvoří přechod mezi konstrukcí trámovou a zavěšenou. Konstrukční systém je složen z mostovky, pylonu a systému závěsů. Na rozdíl od zavěšených mostů, mostovka již není ohybově měkká a přenáší ohybové momenty. Dalším rozdílem je výška pylonu a množství závěsů. Výška pylonu u zavěšených konstrukcí bývá 45 % délky pole, u konstrukcí extradosed se pohybujeme kolem 10 % délky pole. Mostovka není zavěšena ve střední části, ale závěsy se chovají jako předpínací lana, které působí na velké excentricitě v oblasti nad podporou. [7]

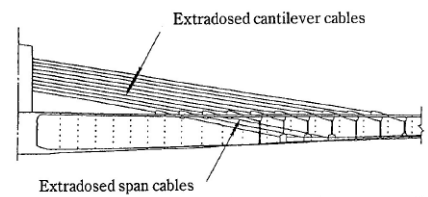


Obr. 27 Rozdíl mezi zavěšeným mostem a mostem typu extradosed [7]



Obr. 28 Porovnání konstrukce trámové, extradosed a zavěšené [7]

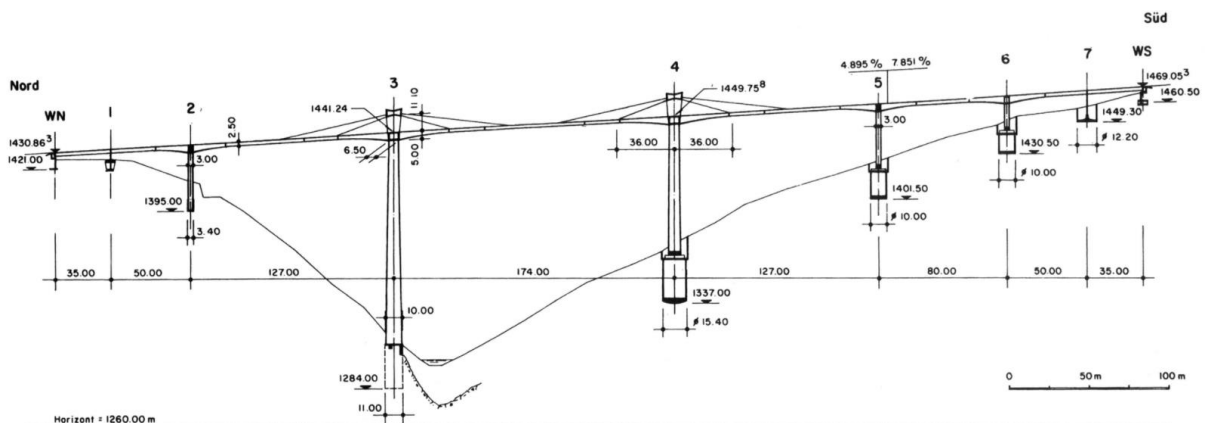
Ideální příčný řez pro tento typ konstrukce je komorový. Předpínací kabely jsou podobné jako u letmé betonáže. V průběhu výstavby aktivujeme vahadlové kabely – závěsy a po spojení konstrukce aktivujeme kabely spojitosti. [7]



Obr. 29 Typy předpětí [7]

Ganter Bridge

Jedná se o most typu extradosed ve Švýcarsku. Tyčí se ve výšce 145 m nad terénem, byl uveden do provozu roku 1980. Celková délka mostu je 678 m s rozpětím polí 35 + 50 + 127 + 174 + 127 + 80 + 50 + 35 m. Nosnou konstrukci tvoří komorový průřez s náběhy směrem k podpoře. [19]



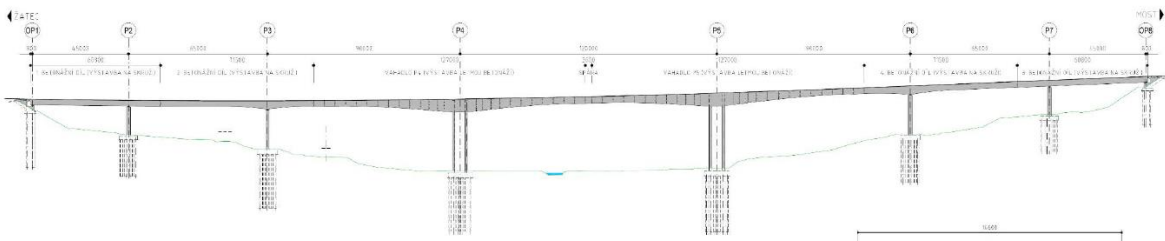
Obr. 30 Podélný řez [19]

3.2.8 Kombinované technologie

Jednotlivé technologie výstavby lze také mezi sebou kombinovat. Dále je uvedeno několik příkladů mostů, kde bylo použito více technologií výstavby.

Veľemyšleves – most přes údolí Chomutovky

Mostní konstrukce délky 538 m převádí komunikaci I/27 přes hluboké údolí říčky Chomutovky. Nosná konstrukce je navržena jako spojitý nosník a je rozdělena na sedm polí délky 45 + 65 + 90 + 120 + 90 + 65 + 45 m. Příčný řez je komorový, proměnné výšky, kde v prvních dvou krajních polích je průřez konstantní o výšce 2,6 m. Stejně vysoký je také v poli, kde se parabolickým náběhem zvyšuje na 3,75 m. Pilíře 2,3,6 a 7 jsou obdélníkového průřezu, pilíře 4 a 5 jsou tvořeny rámovými stojkami dvojicí tenkých stěn. [12]



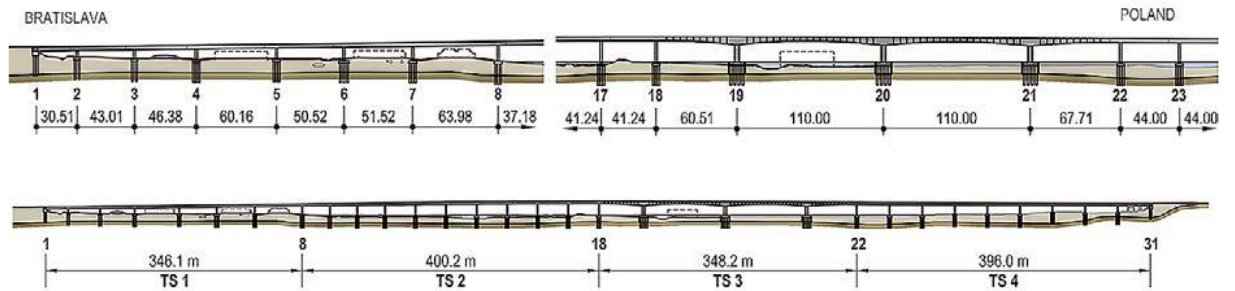
Obr. 31 Podélný řez [12]

Výstavba nosné konstrukce byla rozdělena do jednotlivých technologických celků. První, druhé, šesté a sedmé pole byla realizována na pevné skruži. Betonáž konstrukce v příčném směru byla také budována postupně. Nejdříve byla vybetonována spodní deska a stěny komorového průřezu a následně se konstrukce částečně předepnula. Tím se docílilo odlehčení pevné skruže a jejímu příznivějšímu návrhu. V další fázi se dobetonovala horní deska a aplikovalo se zbylé podélné předpětí. Hlavní a sousední pole byla stavěna pomocí technologie letmé betonáže. Byly využity 2 betonážní vozíky. Délka zárodku je 15 m, délka lamel je 3 + 2 × 4 + 8 × 5 m a uzavírající spára mezi vahadly je dlouhá 3 m. [12]

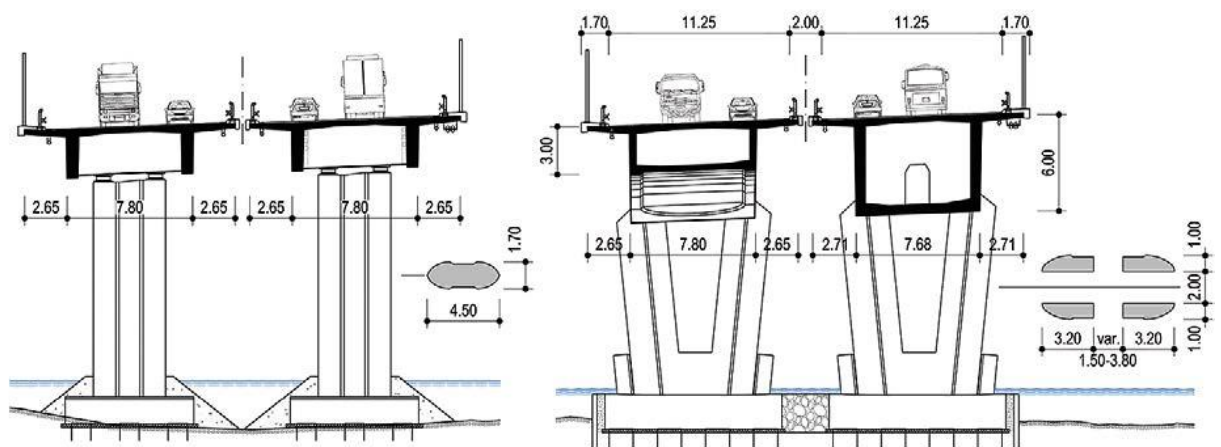
Viadukt přes Vážskou vodní nádrž Hričov na dálnici D3, Slovensko

Dálniční viadukt je tvořen dvojicí mostů dlouhých 1493 m a 1437 m. Mosty jsou navrženy jako spojitý nosníky s rozpětími polí od 27 m do 110 m. Pro hlavní pole, které přemostuje Vážskou vodní cestu, byl navržen komorový příčný řez proměnné výšky, vybudovaný pomocí technologie letmé betonáže. Pro pole, které přemostují rybník Strážov a vodní nádrž Hričov, byl navržen dvourámový příčný řez s rozpětím do 44 m. Tato pole se budovala pomocí výsuvné skruže. Dvourámová konstrukce se využila i pro pole vyžadující rozpětí 64 m. V místě spojení komorového a dvourámového příčného řezu na sebe navazují hlavní konstrukční prvky. U technologie letmé betonáže byla pro podepření využita dvojice tenkých stěn. Dvourámová konstrukce je podepřena pomocí podporových příčníků a je nepřímo uložena na

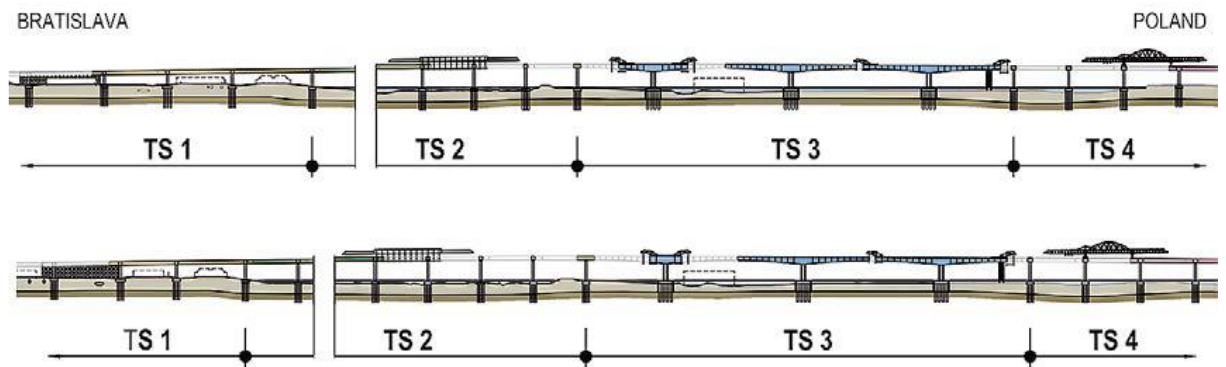
pilířích eliptického průřezu. Krajní pole (TS1) byla vybudována na pevné skruži. Celkem byly využity tři technologie výstavby mostů.



Obr. 32 Podélný řez [15]



Obr. 33 Příčné řezy [15]



Obr. 34 Výstavba pomocí různých technologií [15]

Most přes Labe v Pardubicích

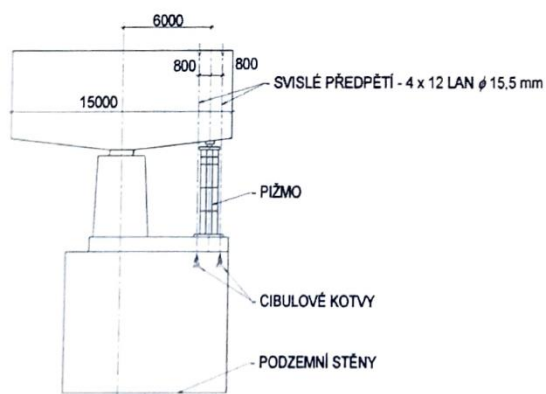
Jde o silniční most přes Labe, který převádí komunikaci I/37. Krajní pole a zárodek jsou zhotoveny z monolitického betonu na pevné skruži. Hlavní pole je vybudováno pomocí segmentů. Most nemá příliš hezké detaily, např. obezdívka ložisek pomocí betonových tvárnic, přechod mezi monolitickou a segmentovou částí apod.



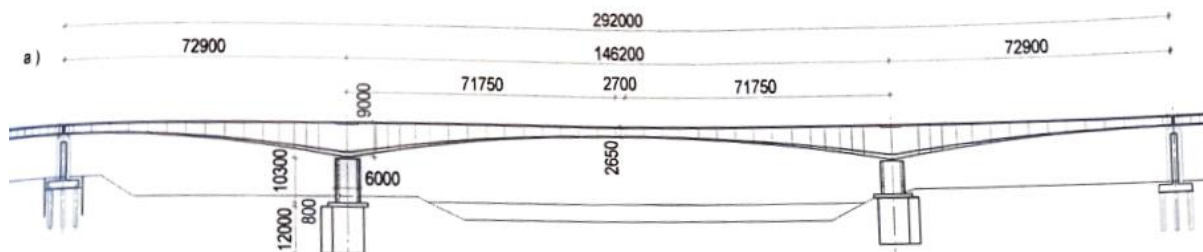
Obr. 35 Pohled na most

Most přes Labe v Mělníku

V blízkosti soutoku Labe a Vltavy je most postavený kombinací technologie letmé betonáže a segmentové konstrukce. Z konstrukčního hlediska to jsou prakticky samostatné konstrukce, které se potkávají na přechodovém pilíři a je mezi nimi vložen mostní závěr. Most je dlouhý 738,20 m. Hlavní most je zhotovený pomocí technologie letmé betonáže. Má rozpětí polí 72 + 146,2 + 72 m a jsou k němu z obou stran připojené estakády z prefabrikovaných segmentů, kde rozpětí běžného pole je 50,6 m. Výška nosné konstrukce u letmé betonáže je v poli 2,65 m a nad podporou 9,0 m. Výška segmentu je 2,65 m.



Obr. 36 Stabilizace vahadla [20]



Obr. 37 Podélný řez [20]

3.3 Varianty mostních konstrukcí přes hluboké údolí řeky Labe

Rozměry nosné konstrukce a spodní stavby jsou navrženy podle empirických vztahů nebo s přihlédnutím k podobným konstrukcím například uvedených v kapitole 3.2.

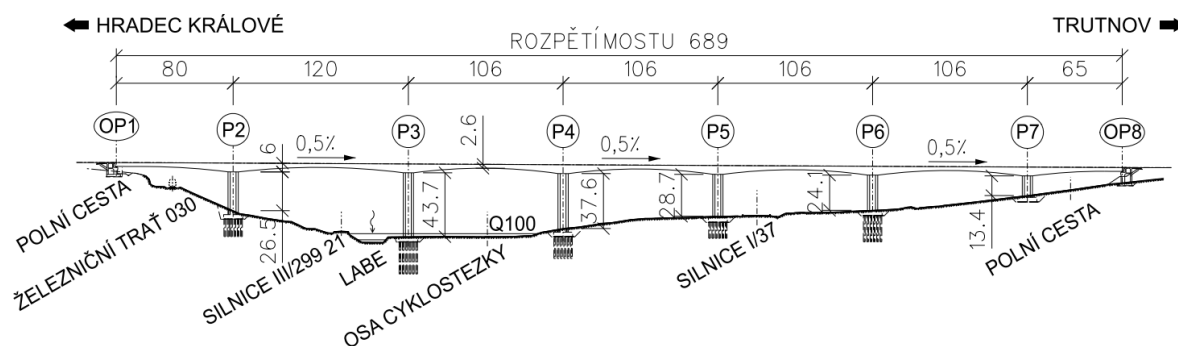
3.3.1 Varianta první – Letmo betonová konstrukce

Současná varianta je zde prezentována podle projektové dokumentace pro stavební povolení [1]. Převedení komunikace je tvořeno dvojicí mostů.

Založení mostu respektuje doporučení pro zakládání z kapitoly 2.3.4. Opěry jsou obsypané a plošně založené. Pilíře P2–P6 jsou z dvojic tenkých stěn hlubinně založených. Pilíř P7 tvoří také dvojice tenkých stěn, ale je založen plošně. Spojení s nosnou konstrukcí je rámové nebo pomocí vrubových kloubů. Na pilíři P7 se předpokládá uložení pomocí ložisek.

Nosná konstrukce je navržena jako spojitý nosník z předpjatého monolitického betonu. Tvoří ji proměnný jednokomorový nosník. Výška nosníku v poli je 2,6 m a nad podporou 6,0 m. Náběh je parabolický po délce pole. Rozpětí polí je 80 + 120 + 106 + 106 + 106 + 106 + 65 m.

Výstavba mostu by probíhala za použití technologie letmé betonáže pro hlavní pole a část krajních. Na zbylou část krajních polí bychom užili metodu pevné skruže. Celkem by bylo zhotoveno 12 vahadel.



Obr. 38 Podélný řez

3.3.2 Varianta druhá – Konstrukce na výsuvné skruži

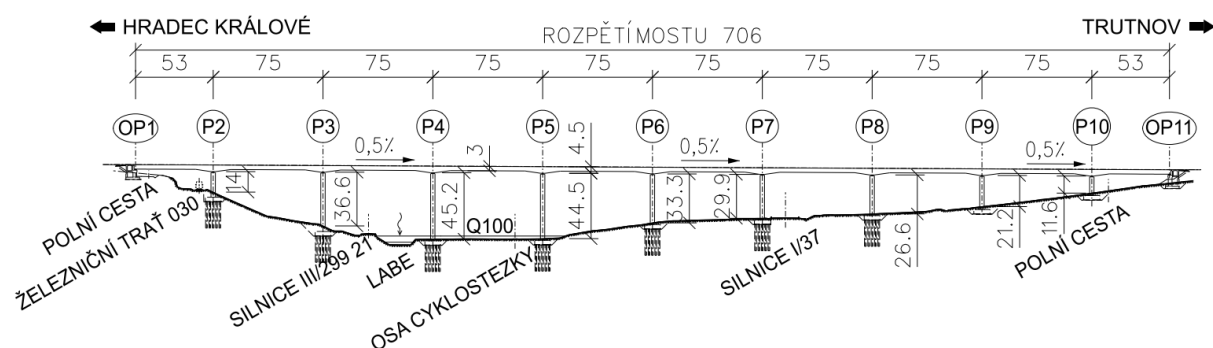
Převedení komunikace lze provést buď jedním mostem (viz kap. 3.3.2) nebo dvojicí mostů. Varianty by se lišily příčným řezem. Pokud by byl jen jeden most, na výsuvné skruži by se zhotovil pouze pátevní komorový nosník, poté by se osadili prefabrikované vzpěry a zhotovila se horní deska. V případě dvojice mostů by příčný řez byl celý z monolitického betonu. U převedení pouze jedním mostem jsou nevýhody: následná údržba, oprava či zesílení v průběhu nebo na konci životnosti.

Spodní stavba se skládá ze 2 opěr a 10 pilířů proměnné výšky od 11,6–45,2 m. Založení mostu je modifikováno na doporučení pro první variantu. Opěry a dva krajní pilíře P9 a P10 jsou

založeny plošně. Ostatní pilíře jsou založeny hlubíně. Opěry jsou obsypané, pilíře jsou tvořeny obdélníkovým průřezem s oboustranným vybráním. Uložení nosné konstrukce je pomocí ložisek.

Nosná konstrukce je navržena jako spojitý nosník z monoliticky předpjatého betonu. Nosnou konstrukci tvoří jednokomorový nosník, který má lineární náběhy směrem k podpoře na délce 12 m, což je zhruba 15 % délky pole. Výška nad podporou je 4,5 m, v poli má výšku 3,0 m. Rozpětí polí je $53 + 8 \times 75 + 53$ m.

K výstavbě by mohla posloužit výsuvná skruž od firmy BERD, která dokáže zhotovit mosty až do rozpětí 100 m. V českých podmínkách se využívá výsuvná skruž na rozpětí okolo 75 m a pro tu je nakreslena tato varianta.



Obr. 39 Podélný řez

3.3.3 Varianta třetí – Vysouvaná betonová konstrukce

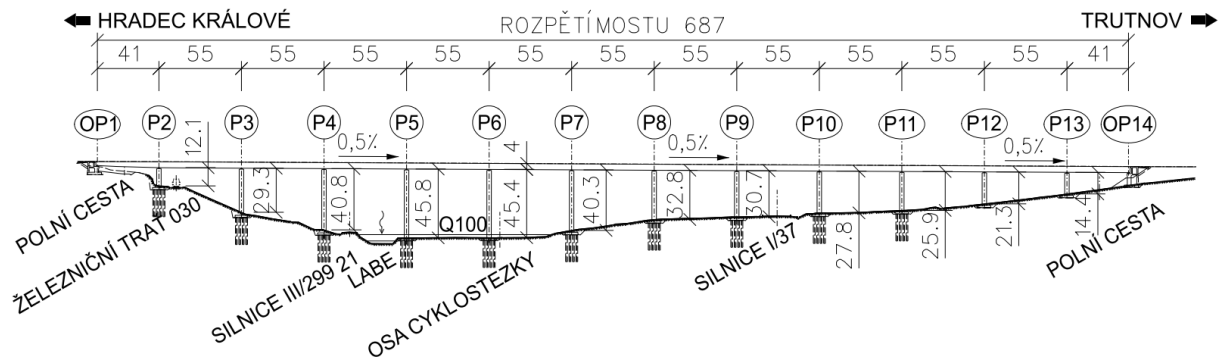
Pro vysouvanou konstrukci jsou směrové a výškové podmínky ideální.² Převodní komunikace je tvořeno dvojicí mostů.

Spodní stavba se skládá ze 2 opěr a 13 pilířů proměnné výšky od 12,1 do 45,8 m. Založení i uložení mostu je patrné ze schématu v podélném řezu. Průřezy a uložení respektují metodu výstavby.

Nosná konstrukce je navržena jako spojitý nosník z monoliticky předpjatého betonu. Tvoří ji jednokomorový nosník konstantního průřezu o výšce 4,0 m. Rozpětí polí je $41,0 + 11 \times 55,0 + 41,0$ m.

Výstavba mostu by probíhala metodou vysouvání z opěry O1, kde za opěrou by byla zhotovena výrobní.

² Most je v směrově v přímé a výškové v konstantním sklonu (viz kap. 2.2.2).



Obr. 40 Podélný řez

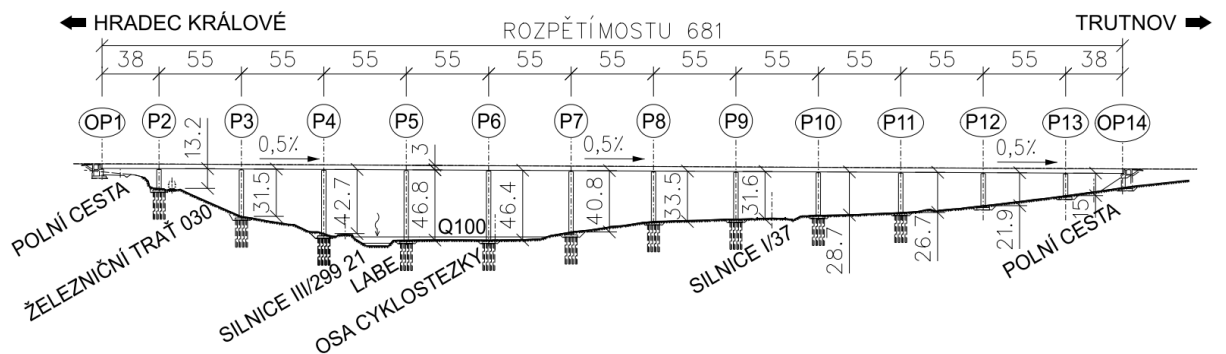
3.3.4 Varianta čtvrtá – Segmentová konstrukce

Tato varianta je pro mosty ze segmentu od systému Freyssinet International vyráběné v Brandýse nad Labem. Převedení komunikace je tvořeno dvojicí mostů.

Spodní stavba se skládá ze 2 opěr a 13 pilířů proměnné výšky od 13,2 do 46,8 m. Založení i uložení mostu je patrné ze schématu v podélném řezu. Průřezy a tvary pilířů jsou navrženy s ohledem na výstavbu pomocí jeřábu (kap. 3.2.5).

Nosná konstrukce je navržena jako spojitý nosník z prefabrikovaného předpjatého betonu. Tvoří ji jednodílný nosník konstantního průřezu o výšce 3,0 m, který je složen z jednotlivých segmentů. Rozpětí polí je $41 + 11 \times 55 + 41$ m.

Výstavba by probíhala letmou montáží například užitím jeřábů MS51.



Obr. 41 Podélný řez

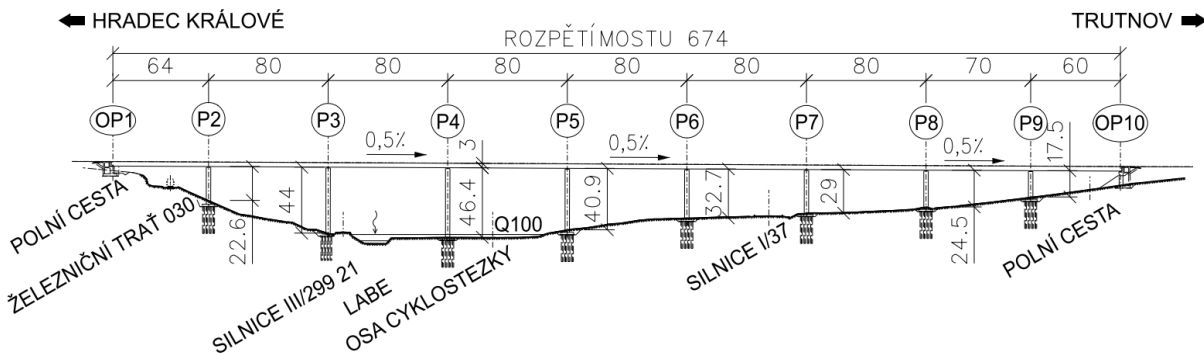
3.3.5 Varianta pátá – Vysouvaná ocelobetonová konstrukce

Převedení komunikace lze provést buď jedním mostem, nebo dvojicí mostů, záleží na zvoleném příčném řezu viz tabulka 3 v kapitole 3.2.6.

Spodní stavba se skládá ze 2 opěr a 9 pilířů proměnné výšky od 17,5 do 46,4 m. Založení i uložení mostu je patrné ze schématu v podélném řezu.

Nosná konstrukce je navržena jako spojitý nosník z ocelové komory se spřaženou monoliticky betonovou mostovkou. Tvoří ji jednokomorový nosník konstantního průřezu o výšce 3,0 m s ocelovými vzpěrami. Rozpětí polí je $64 + 6 \times 80 + 70 + 60$ m.

Výstavba by začala výsunem ocelové komory, po výsunu by se zhotovila spřažená betonová deska.



Obr. 42 Podélný řez

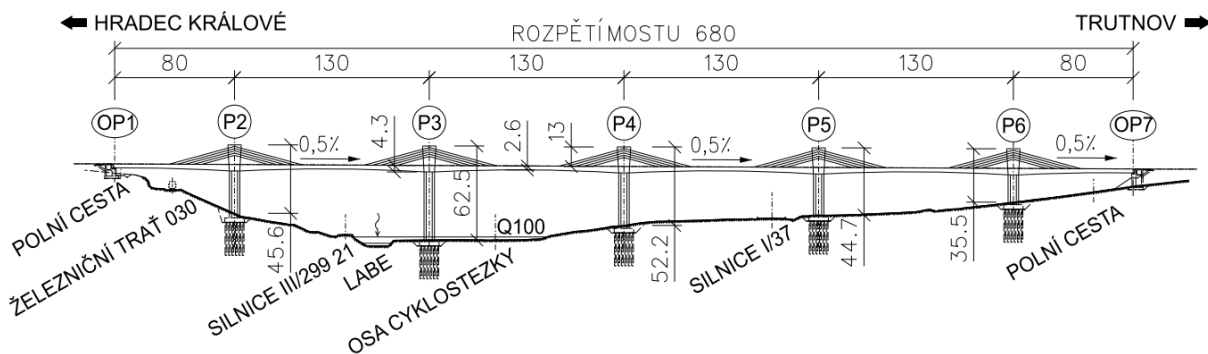
3.3.6 Varianta šestá – Konstrukce typu extradosed

Převedení komunikace je pomocí jednoho mostu.

Spodní stavba se skládá ze 2 opěr a 6 pylonů proměnné výšky od 35,5–62,5 m. Pylony ční nad mostovkou ve výšce 13 m.

Nosná konstrukce je navržena jako spojitý nosník, kde závěsy plní funkci předpínacích kabelů s velkou excentricitou nad podporou. Tvoří ji proměnný jednokomorový nosník s prefabrikovanými vzpěrami. Výška nosníku v poli je 2,6 m a nad podporou 4,3 m. Náběh je parabolický po celé délce pole. Rozpětí polí je $80 + 4 \times 130 + 65$ m.

Výstavba by probíhala pomocí technologie letmé betonáže s postupným zavěšováním.



Obr. 43 Podélný řez

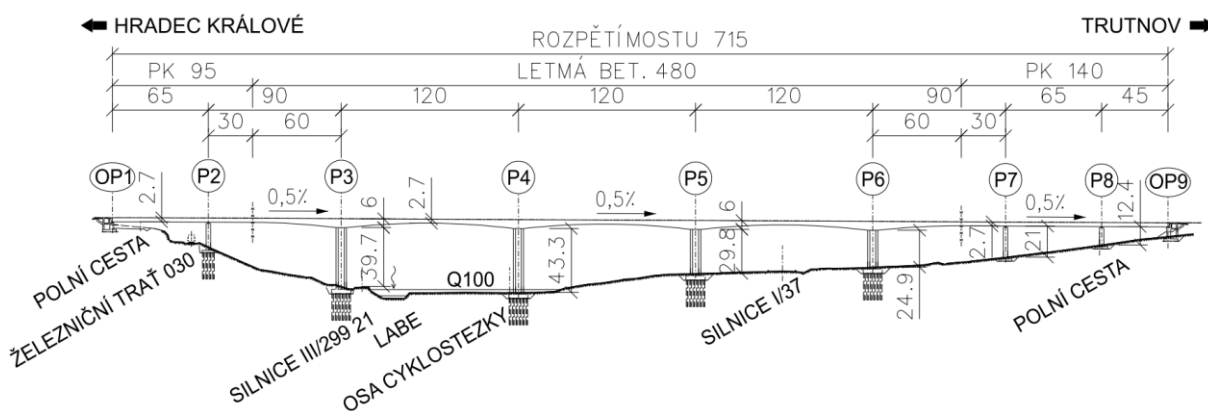
3.3.7 Varianta sedmá – Letmá betonáž + pevná skruž

Převedení komunikace je pomocí dvojicí mostů.

Spodní stavbu tvoří 2 opěry a 8 pilířů proměnné výšky 12,4–43,3 m. Konstrukce je na opěrách a pilířích P2, P7 a P8 uložena pomocí ložisek. Na pilířích P3, P4, P5 a P6 je buď vetknuta do nosné konstrukce, nebo spojena pomocí vrubových kloubů. Pilíře P2, P7, P8 a P9 mají obdélníkový průřez s oboustranným vybráním. Pilíře P3–P6 jsou tvořeny dvojicí tenkých stěn.

Rozpětí polí nosné konstrukce je 65 + 90 + 3 × 120 + 90 + 65 + 45 m. Poměr polí je okolo 0,7–0,75. Nosnou konstrukci tvoří jednokomorový nosník z předpjatého monolitického betonu, který má v poli 1, 7 a 8 konstantní výšku 2,7 m. V polích stavěných letmou betonáží je průřez proměnný. Ten má v poli výšku 2,7 m a nad podporou má 6 m. Náběh je parabolický buď na celé pole nebo do 2/3 pole.

Výstavba je naznačena schematicky v podélném řezu. V prvním poli je most navržen na pevné skruži. Ve druhém je také navržen na pevné skruži a zároveň je napojen na konec konzoly letmé betonáže. Obdobně je tomu na druhém konci mostu, kde je navíc ještě jedno pole na pevné skruži. Hlavní pole jsou navržena pomocí technologie letmé betonáže. Na jednom mostě jsou 4 vahadla.



Obr. 44 Podélný řez

3.3.8 Varianta osmá – Letmá betonáž + výsuvná skruž

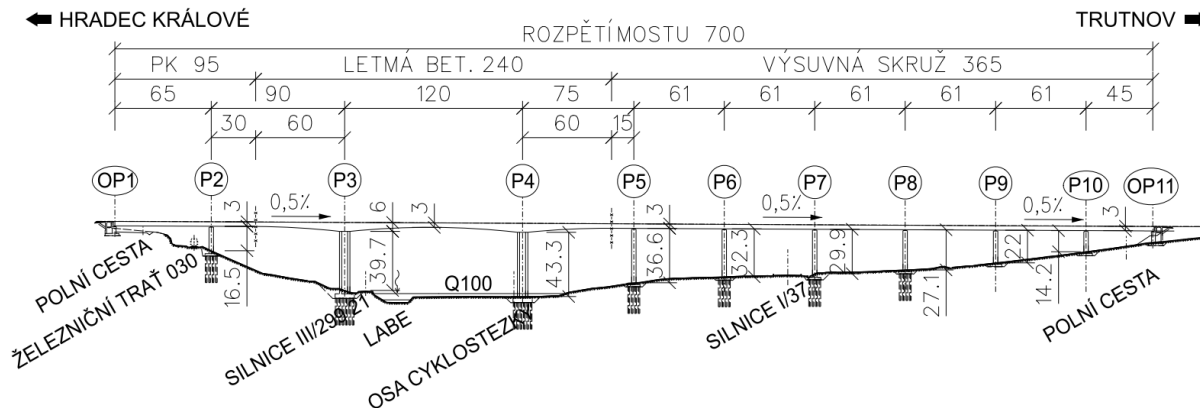
Převedení komunikace je pomocí dvojice mostů.

Spodní stavbu tvoří 2 opěry a 9 pilířů proměnné výšky 14,2–43,3 m. Konstrukce je na opěrách a pilířích (P2, P5 až P10) uložena pomocí ložisek. Na pilířích P3 a P4 je vetknuta do nosné konstrukce. Pilíře P2, P5 až P10 mají obdélníkový průřez s oboustranným vybráním. Pilíře P3 a P4 jsou tvořeny dvojicí tenkých stěn.

Rozpětí polí nosné konstrukce je 65 + 90 + 120 + 75 + 5 × 61 + 45 m. Poměr polí je okolo 0,6–0,8. Nosnou konstrukci tvoří jednokomorový nosník z předpjatého monolitického betonu, kde v poli

1, 5 až 10 má konstantní výšku 3,0 m. V polích stavěných letmou betonáží je průřez proměnný. Průřez má v poli výšku 3,0 m a nad podporou má 6 m. Náběh je parabolický buď na celé pole, nebo do místa přechodu mezi technologiemi.

Výstavba je naznačena schematicky v podélném řezu. V prvním poli je most navržen na pevné skruži. Ve druhém je také navržen na pevné skruži a zároveň je napojen na konec konzoly letmé betonáže. Třetí pole je navrženo technologií letmé betonáže. Od čtvrtého pole, kde končí letmá betonáž, je most navržen metodou výsuvné skruže.



Obr. 45 Podélný řez

3.3.9 Varianta devátá – Letmá betonáž + segmentová konstrukce

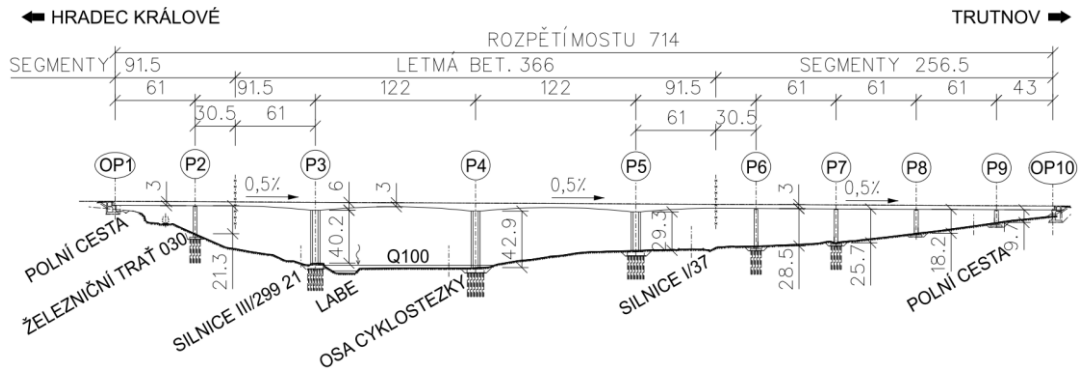
Převedení komunikace je pomocí dvojice mostů.

Tyto technologie výstavby jsou vybrány jako pomyslně vítězné, a proto je zpracováno několik variant schémat podélného řezu.

Spodní stavba se odvíjí od počtu polí zhotovených letmou betonáží, či letmou montáží pomocí segmentů, nebo jestli je pevná skruž využita na část nebo na celé pole.

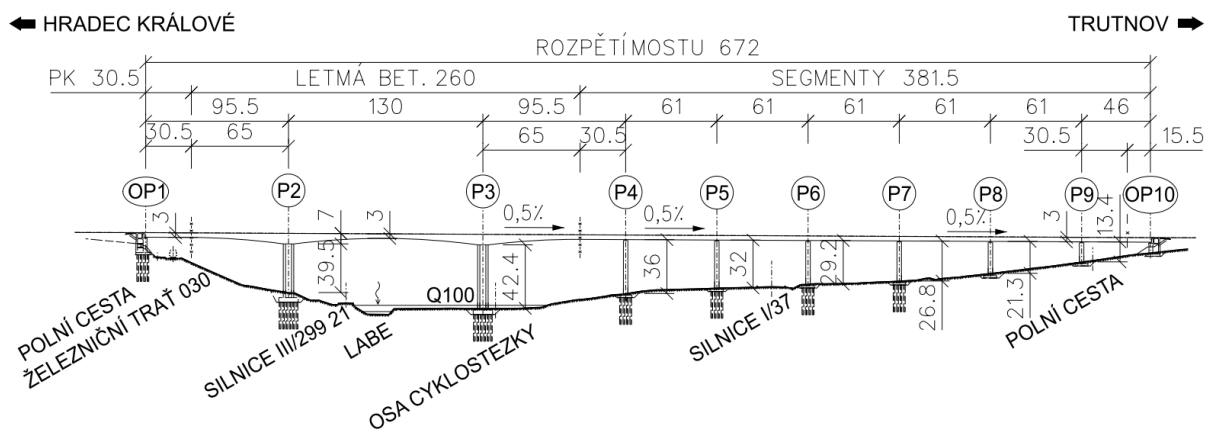
Pro jednotlivé varianty byly zhotoveny zjednodušené modely v programu SCIA Engineer, kde byly porovnány ohybové momenty a také absence tahových reakcí na podporách.

U první varianty je rozpětí polí 61 + 91,5 + 122 + 122 + 91,5 + 3 × 61 + 43 m. Poměr polí je od 0,66 do 0,75 m. Úvaha je, že se první dvě pole postaví z pilíře P2 letmou montáží a za pomoci pevné skruže. V druhém poli se spojí s konzolou, která je stavěna letmou betonáží z pilíře P3. Třetí a čtvrté pole jsou stavěny technologií letmé betonáže. V pátém poli se spojí letmá betonáž s letmou montáží, podobně jako v druhém poli. Ostatní pole jsou stavěna letmou montáží. Tato varianta nebyla zvolena z důvodů menšího množství polí postavených segmentovou technologií, bylo by nutné převážet montážní jeřáb z levé strany řeky Labe na pravou stranu a musela by se zhotovit přeložka silnice III. třídy.



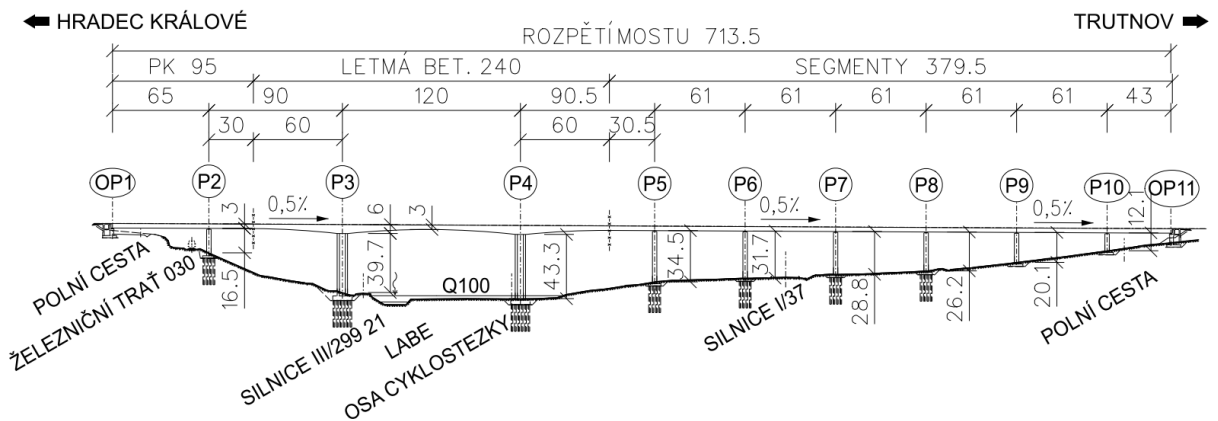
Obr. 46 Podélný řez

U druhé varianty je rozpětí polí $95,5 + 130 + 95,5 + 5 \times 61 + 46$ m. Poměr polí je od 0,64 do 0,75. Tato varianta je pomyslně vítězná a podrobněji zpracována v kapitole 3.4.



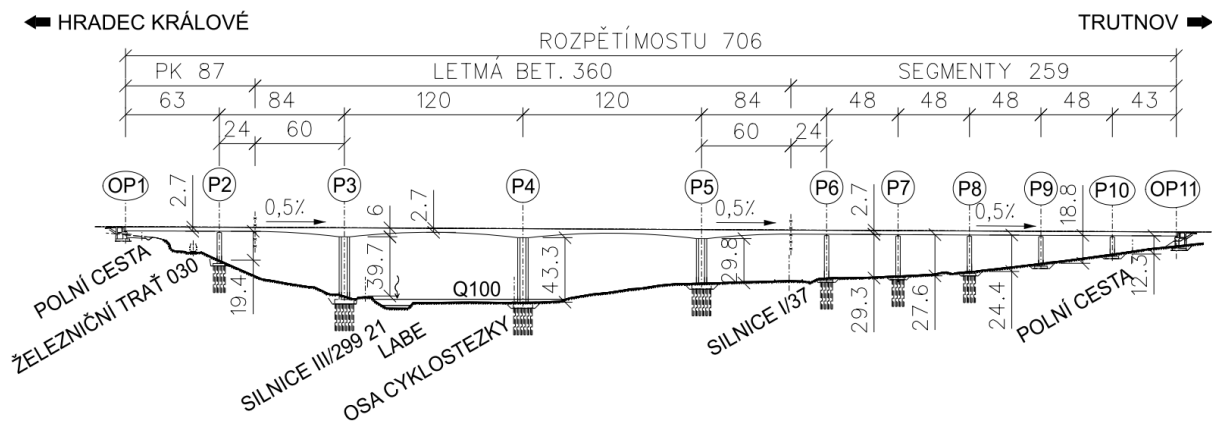
Obr. 47 Podélný řez

U třetí varianty je rozpětí polí $65 + 90 + 120 + 90,5 + 5 \times 61 + 43$ m. Poměr polí 0,67–0,75. Oproti druhé variantě je zde ještě celé jedno pole zhotovené na pevné skruži (PK = pevná skruž). Po úvaze nad cenou mostu, není s touto variantou dále pokračováno. Teoreticky by šlo první pole zkrátit a dilatačně oddělit od pravého mostu, tím by se pilíř P2 stal přechodovým. Jelikož se jedná pouze o přeložku polní cesty, tak ji, vzhledem k situaci, lze přesunout až k železniční trati (viz minulá varianta), nebo zhotovit malý rámový most.



Obr. 48 Podélný řez

Poslední varianta u kombinace těchto technologií má rozpětí polí 63 + 84 + 120 + 120 + 84 + 4 × 48 + 43 m. Je zde menší rozpětí polí u segmentů a to proto, aby mohl být použit segment nižší výšky $h = 2,65$ m. Tato výška segmentů lépe pasuje na empirické vztahy pro letnou betonáž na rozpětí 120 m. S touto variantou není dále pokračováno z důvodů menšího počtu polí ze segmentů, bylo by nutné zhotovit 3 vahadla pro každý most a musela by se zhotovit přeložka silnice III. třídy.



Obr. 49 Podélný řez

3.4 Výsledná varianta

Komunikace je převedena dvojicí mostů. Jak již bylo zmíněno, je to hlavně kvůli následné údržbě nebo potřebné opravě či zesílení. Jeden z mostů můžeme uzavřít a vést dopravu po druhém mostu.

Důvody zvolení této varianty místo jiných variant (kap. 3.3.1–3.3.8):

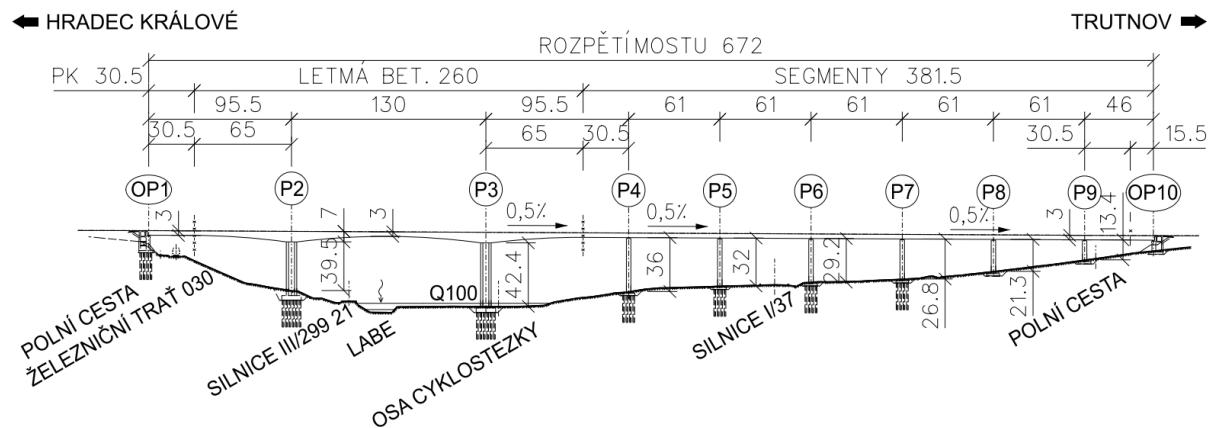
1. Méně počtů vahadel a následné zrychlení výstavby. Na první variantu by bylo třeba 12 betonážních vozíků, aby byl most stavěn najednou. Což nejspíše nemá žádná stavební firma v České republice v inventáři, a tedy by se vahadla stavěla postupně, čímž by se prodloužil čas výstavby.
2. Betonované konstrukce na výsuvné skruži se vyplatí na dlouhé estakády. Minimální délka mostu pro výsuvnou skruž by měla být nad 400 m. [13] Vzhledem k délce mostu, délce jednotlivých polí a proměnlivosti příčného řezu, je tato varianta pravděpodobně dražší oproti výsledné.
3. I když pro tuto variantu jsou téměř ideální směrové a výškové podmínky, není tato příliš elegantní. Z důvodu poměru pole a výšky pilíře (55,0 m / 45,8 m). Výsledná varianta působí estetičtější dojmem.
4. Stejně s minulým bodem, výsledná varianta působí estetičtější dojmem.
5. Zde je důvod pouze materiálový, jelikož u výsledné varianty je použit čistě beton.
6. V okolí se nachází významná památka barokního areálu Kuks a pylony by narušovaly její okolí.

7. Podobné důvody jako v prvním bodě. Redukce vahadel a následný menší počet betonářských vozíků. Důvod je tedy zrychlení výstavby i díky menšímu využití pevné skruže.
8. Výsuvná skruž je použita pouze na necelých 400 m a nevyžil by se její ekonomický potenciál.

Nevýhody výsledné varianty jsou určité v použití více technologií na stavbě, více montážních strojů apod. Také jsou v ni kladeny vysoké požadavky na přechod mezi letnou montáží a letnou betonáží, aby zde nevznikla viditelná spára, jako je tomu na mostě přes Labe v Pardubicích (obr. 35). Na rozdíl od mostu v Pardubicích, tato spára bude ve výšce 40 m nad terénem. Další nevýhodu najdeme u navržení předpětí, jelikož u monolitické části bude předpětí navrženo na dekompresi, zatímco u segmentů je požadavek na tlakovou rezervu.

Rozpětí polí je $95,5 + 130 + 95,5 + 5 \times 61 + 46$ m. Poměr polí je od 0,64 do 0,75 m. První pole je stavěné pomocí pevné skruže a letmé betonáže z pilíře P2. Druhé pole je stavěné celé z letmé betonáže. Ve třetím poli se spojí 2 konzoly, zleva bude konzola zhotovena letnou betonáží a konzola zprava bude zhotovena letnou montáží. Ostatní pole se zhotoví letnou montáží až na konec mostu, kde jsou segmenty podepřeny pomocí pevné skruže.

Přeložka polní cesty bude umístěna hned za opěrou vedle železniční tratě. Před započítáním zemních prací bude nutné provést přeložku cyklostezky.



Obr. 50 Podélný řez

Výška nosné konstrukce u letmé betonáže je proměnná a je stanovena dle empirických vztahů podle [9], kde:

- výška NK nad podporou $h = (L/17 - L/21) = (130/17 - 130/21) = (7,65 - 6,19) m$
 $h = 7,0 m$
- výška NK nad podporou $h = (L/40 - L/50) = (130/40 - 130/50) = (3,25 - 2,6) m$
 $h = 3,0 m$

Výška v poli je dána výškou segmentů, i proto je pole letmé betonáže dlouhé 130 m.

3.4.2 Technologie výstavby

Pro výstavbu byla zvolena technologie kombinace letmé betonáže a letmé montáže. Letmá betonáž je použita tam, kde je niveleta nejvýše nad terénem. Letmá montáž je využita směrem k Trutnovu, kde niveleta není tak vysoko nad terénem. Kombinace technologií nám zefektivní čas výstavby.



Obr. 54 Silniční přeprava segmentů [15]

Výhoda v použití segmentů spočívá také v tom, že mohou započít práce na spodní stavbě, zatímco segmenty budou ve výstavbě. Předpokládáme silniční dopravu segmentů na staveniště a cesta by měla být z 90 % po dálnici D11. Postup výstavby by byl zkoordinován s dálnicí D11. Dále je uveden zjednodušený postup výstavby:

- sejmutí ornice v místě základů, vytyčení a ochrana inženýrských sítí v okolí
- zřízení výkopů a jejich zajištění
- zhotovení základů včetně vrtaných pilot
- zhotovení pilířů a opěr
- vybudování zárodku, sestavení montážního jeřábu
- postupná letmá montáž segmentů
- letmá betonáž za pomoci 4 betonážních vozíků (dle možností zhotovitele)
- výstavba pevné skruže
- propojení konstrukce, dopnutí všech kabelů
- zhotovení závěrných zídek a vrchní části opěr
- osazení mostních závěrů, zřízení izolačního systému, betonáž říms, osazení svodidel a PHS, pokládka vozovky na mostě
- terénní úpravy okolo mostu a dokončovací práce

4 Rešerše na letmo betonované konstrukce

Úvod do letmo betonovaných konstrukcí nejdeme v kapitole 3.2.3. Dále jsou uvedeny další specifika.

4.1 Výstavba letmo betonovaných konstrukcí

Vždy se betonuje symetricky vahadlovým způsobem – to znamená od mezilehlé podpory symetricky na obě strany. Na vybudovaných pilířích zhotovíme zárodek. Zárodek bývá 2x tak dlouhý jak lamela, délka se pohybuje od 10 do 15 m. Vybudování zárodku může trvat i několik týdnů kvůli složité geometrii a velkému množství betonářské a předpínací výztuže.



Obr. 55 Zárodek před vybetonováním [7]

Dále připevníme na již zhotovený zárodek betonážní vozíky a betonujeme první lamely (segmenty). Jedna lamela je v rozmezí 3–5 m. Každý segment může trvat 3–4 dny. [7] [20]

Betonuje se pomocí betonážních vozíků, vozík váží 50–80 (100) tun. Hmotnost čerstvého betonu a výztuže by neměla přesáhnout 200–250 tun. Betonážní vozík má ocelové konzoly zakotvené do předcházející lamely. Betonážní vozík může být tzv. vrchní, spodní nebo stěnový. [6] [9] [20]

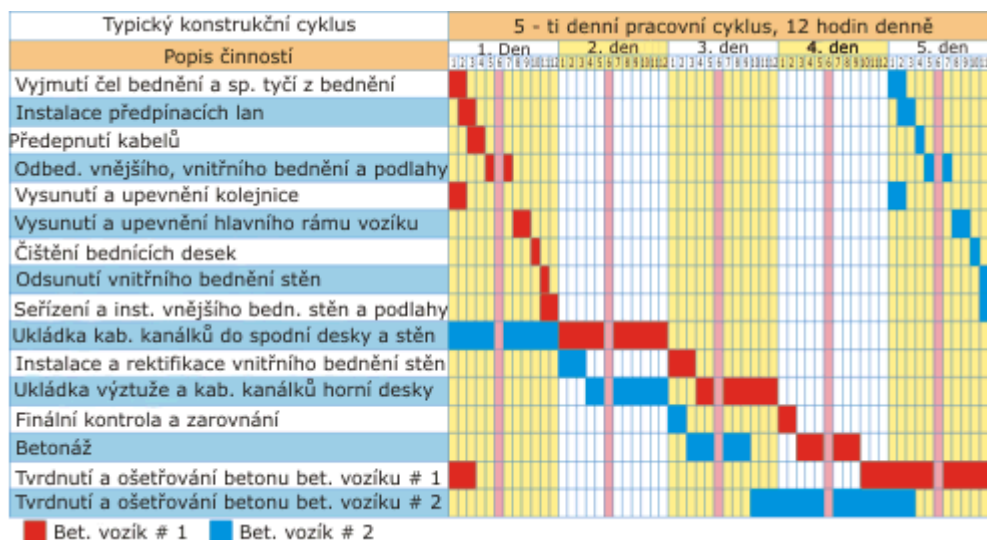


Obr. 56 Betonážní vozíky – vrchní, spodní a stěnový (zleva) [9]

U této technologie se pracuje ve stísněných poměrech a většinou ve velkých výškách, proto musíme dbát na pracovní kázeň. [7]

Při výstavbě musíme dbát také na stabilitu vahadel. Například, pokud je konstrukce uložena na ložiskách, zajišťujeme vahadlo pomocí mezipodpěr, viz kapitola 3.2.8 Most přes Labe

v Mělníku. Ve výrazných půdorysných obloucích stabilizujeme konstrukci pomocí závěsů (kotevními lany). Pokud to podmínky dovolují, nejnázne lze zajistit stabilitu vlastní ohybovou tuhostí pilířů. [9]



Obr. 57 Typický konstrukční cyklus [21]



Obr. 58 Prvky při výstavbě technologii letmé betonáže [21]

Během výstavby se letmo betonované konstrukce po celou dobu monitorují. Často monitoring pokračuje i po dokončení výstavby, především kvůli dlouhodobým průhybům. [7]

4.2 Příčný řez

Jak již bylo zmíněno, příčný řez bývá výhradně komorový. Vzhledem k ohybovému momentu na konzole, když je konstrukce ve fázi výstavby, je vhodné navrhnout náběhy směrem k podpoře. Průřez poté máme proměnný po celé délce pole. Náběhy nám redukují vlastní tíhu a vytváří elegantnější vzhled konstrukce. Průběh náběhu je nejlépe parabolický. Nejlepší předpis paraboly je podle [7] následující:

$$y = a \cdot x^{1,6},$$

kde 1,6 je stupeň paraboly, není tak rychlá ztráta výšky,
a je koeficient paraboly.

Parabola 2° zcela nepopisuje rozdělení vnitřních sil.

Stěny komorového průřezu navrhujeme buď svislé, nebo šikmé. Šikmé stěny působí estetičtěji, ale mají dvě základní nevýhody:

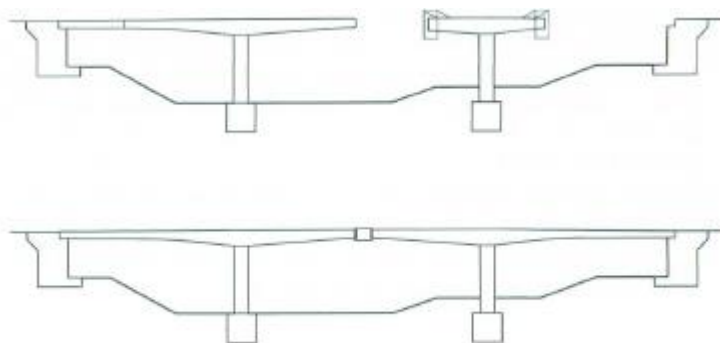
- Vlivem náběhu se zmenšuje šířka dolní desky nad podporou → nutné zvětšení výšky dolní desky kvůli potřebné ploše betonu v tlačené části.
- Komplikace při výstavbě, protože při zhotovení další lamely musíme bednění dolní desky upravit nejen výškově, ale i šířkově.

Svislé stěny jsou méně estetické, ale odpadají zmíněné problémy u šikmých stěn. [20]

Většinou se nejprve zhotoví dolní deska a stěny, průřez tedy připomíná tvar „U“. V další fázi se zhotoví horní deska. [20]

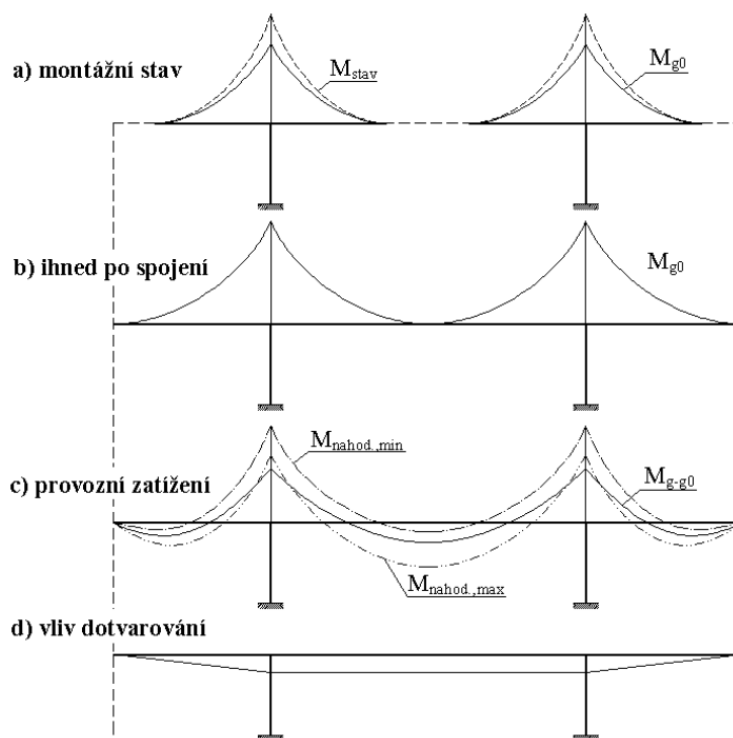
4.3 Statické schéma

Konstrukce může být spojena rámově, nebo působit jako spojitý nosník na ložiskách. Pokud působí rámově, znamená to, že je pevně spojena se spodní stavbou. Spodní stavbu je vhodné řešit dvojicí tenkých stěn neboli stojek. [7]



Obr. 59 Konstrukce ve fázích výstavby [6]

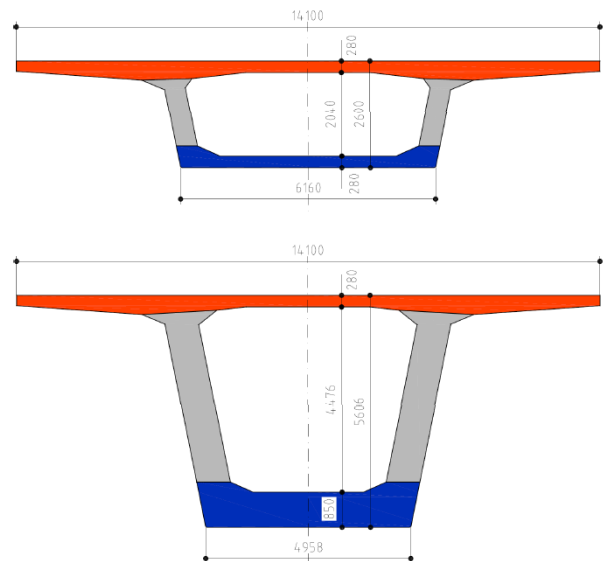
Účinky zatížení v různých časech výstavby jsou patrné v následujícím obrázku. Z konzolového stádia přechází systém do spojitýho nosníku. Kvůli dotvarování betonu dojde k redistribuci vnitřních sil. Při navrhování musíme pokrýt všechny stádia výstavby konstrukce. Je tedy nezbytné konstrukci navrhovat s fázemi výstavby. [7]



Obr. 60 Účinky zatížení v různých časech výstavby

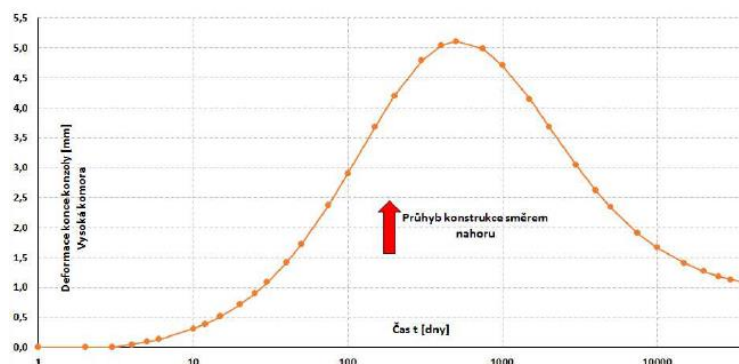
4.4 Reologická nehomogenita příčného řezu

Máme dva faktory, které ovlivňují nehomogenitu průřezu. První, který obecně ovlivňuje dotvarování a smršťování betonu, je tloušťka konstrukčního prvku. Subtilní prvky se smršťují rychleji, razantněji a ochotněji než prvky masivní. Pokud tento fenomén přeneseme do průřezu u letmé betonáže, kde průřez v poli má štíhlou spodní desku a průřez nad podporou má masivní spodní desku, je zřejmé, že deska v poli se bude více a ochotněji smršťovat než deska v podporovém průřezu. Rozdíl je také patrný v tloušťce mezi spodní a horní deskou, a to zejména v průřezu nad podporou. [7]

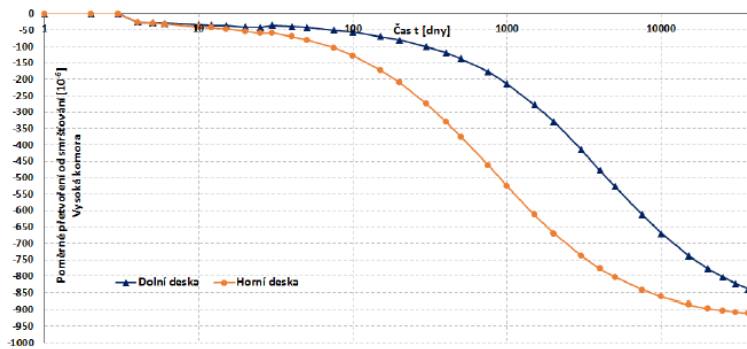


Obr. 61 Reologická nehomogenita příčného řezu: Průřez v poli (nahore), Průřez nad podporou (dole) [7]

Druhý faktor reologické nehomogenity je dán časovým postupem realizace konstrukce. Prvky, které jsou starší (již zhotovené lamely), mají „za sebou“ více smršťování a dotvarování než prvky nové (nově zhotovené lamely). Pokud se zaměříme na příčný řez, tak horní deska je zhotovena později než deska dolní. Horní deska se smršťuje rychleji oproti spodní desce, která je masivnější, navíc už má nějaké smrštění „za sebou“. Následkem toho dochází k velké reologické nehomogenitě, která má za následek diferenční smršťování, které se projeví průhybem konstrukce směrem nahoru. Jak rozdílně se desky smršťují je patrné z druhého grafu v logaritmickém měřítku. U horní (subtilnější desky) dochází k rychlejšímu nárůstu smršťování. Konečná hodnota přetvoření od smrštění je větší u horní desky. Tento jev nám způsobuje průhyb konstrukce směrem nahoru. [7]



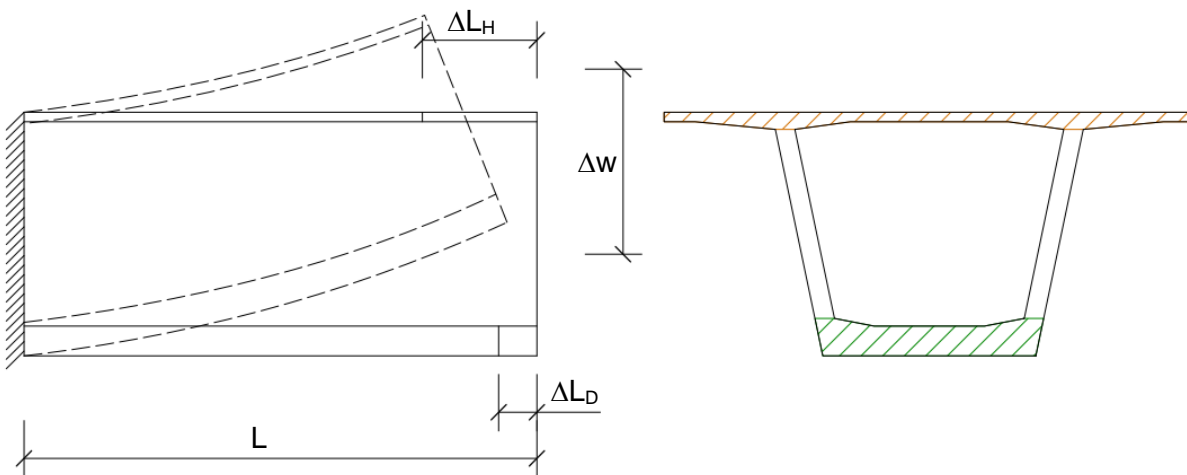
Graf 1 Vliv reologické nehomogenity u komorového průřezu letmé betonáže [7]



Graf 2 Rozdíl smrštění desek komorového příčného řezu [7]

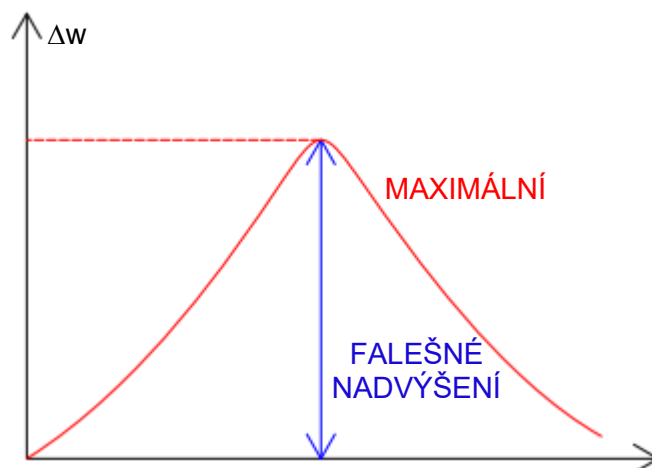
Příklad diferenčního smrštění na konzole konstantního komorového průřezu

Na obrázku je patrné, že subtilní horní deska se smrští více (ΔL_H) a rychleji než deska dolní (ΔL_D). Platí, že: $\frac{\Delta L_H}{L} = \varepsilon_{smr,H}(t)$, $\frac{\Delta L_D}{L} = \varepsilon_{smr,D}(t)$ a $\varepsilon_{smr,H}(t) > \varepsilon_{smr,D}(t)$. Tento jev nám vyvolá, že více „zatáhneme“ za horní vlákna a tím se nám konzola nadvýší Δw . [7]



Obr. 62 Falešné nadvýšení vlivem rozdílného smrštění horní a dolní desky komorového průřezu [7]

Pokud sledujeme Δw v čase, tak zjistíme, že průhyb víceméně vymizí (viz konečná hodnota v prvním grafu). Proto tento jev nazýváme falešné nadvýšení. U letmo betonovaných konstrukcí je tento jev důležitý při sledování geometrie. Pokud bychom ho opomněli, tak při měření se nám bude konstrukce zvedat více, než je v plánu a kdybychom upravili geometrii (např. snížili předpětí), tak se můžeme dopustit chyby, jelikož toto nadvýšení vymizí. [7]



Obr. 63 Průběh falešného nadvýšení v čase [7]

Diferenční smršťování vyvolá volné deformace (pootočení) konce konzoly, pokud je konstrukce staticky určitá (konzolové stádium). Když konstrukci spojíme do finálního statického schématu, změní se i statická určitost na neurčitou. Jelikož je bráněno volné deformaci (natočení: $\rho(t) = \frac{\varepsilon_{smr,H} - \varepsilon_{smr,D}}{H_{NK}}$), na konci konzoly vzniká přídatný ohybový moment. Ohybový moment je konstantní po délce pole a je kladný, způsobuje tedy tah u dolních vláken. Má časový vývoj, a tak se vlivem dotvarování vytrácí. Způsobuje však namáhání konstrukce a je nutné s ním počítat a zohlednit ho ve výpočetních modelech. Proto tento jev sledujeme po celou dobu výstavby.

4.5 Pilíře

Pilíř je buď tvořen komorovým průřezem, nebo dvojicí stojek. Výhoda stojek je ta, že jsou dostatečně robustní pro přenesení ohybového namáhání ve vahadlovém stavu, ale zároveň jsou dostatečně subtilní, aby ve finálním statickém schématu působily jako ohybové měkké podpory. Dvojice stojek může být v části spojena stěnou, jako např. mosty Valy a Rieka (kap. 3.2.3). Velmi účinné je stojky vystavět až do komory a vytvořit „sedlo“ pro nosnou konstrukci podpory. [7]

Mostní pilíře dosahují velkých výšek, a proto se navrhují se subtilními a elegantními rozměry. Jsou namáhané velkými svislými silami, a navíc ještě soustavou příčných zatížení, popřípadě příčných vynucených nebo nevynucených deformací. Dostáváme tak nepříjemnou kombinaci namáhání tlakovou normálovou silou + silovými vodorovnými impulzy od reakce v ložiskách, od větru apod. Jedná se tedy o prvky namáhané kombinací N + M. [22]

Tyto prvky vykazují problémy možné ztráty stability. Jsou to konstrukce, které se chovají nelineárně a je nutné zohlednit účinky II. řádu. Pokud by konstrukce byla namáhaná pouze normálovou silou bez excentricity, tak u ní nikdy nedojde ke ztrátě stability a vždy se poruší pouze vlivem pevnosti. [22]

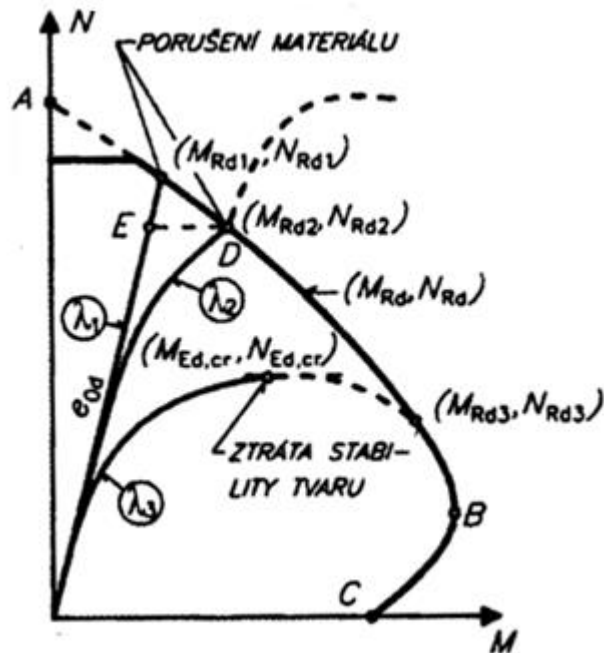
K výstavbě vysokých stojek se nejčastěji používá šplhavé bednění. Během výstavby je použito dočasné ztužení, které se může odebrat po zhotovení zárodku. [7]



Obr. 64 Šplhavé bednění [22]

Kritérium je štíhlost sloupu λ . Sloupy klasifikujeme jako masivní ($\lambda < \lambda_{lim}$), štíhlé ($\lambda \geq \lambda_{lim}$) a velmi štíhlé ($\lambda > 140-150$). Na dalším obrázku je interakční diagram pro porovnání masivních, štíhlých a velmi štíhlých sloupů:

- λ_1 – prvek masivní → rozhoduje pevnost materiálu
 - e_0 – počáteční deformace – lineární
- λ_2 – prvek štíhlý → rozhoduje také porušení materiálu
 - e_0 – počáteční deformace – již vidíme nelinearitu (účinek II. řádu)
- λ_3 – prvek velmi štíhlý → ztráta stability tvaru
 - e_0 – počáteční deformace – velký odklon od lineárního působení, přiblížili jsme se k hodnotě kdy $F = F_{cr}$



Obr. 65 Interakční diagram

4.6 Předpětí

Při návrhu předpětí konstrukce je podle [23] důležité zohlednit postup výstavby, kde konstrukce prochází množstvím výrobních stádií, v nichž dochází ke změnám statického působení konstrukce. Jelikož je konstrukce nehomogenní, dochází v jisté části konstrukce k rychlejšímu dotvarování než v jiných částech. Vzhledem k rozdílným rychlostem dotvarování se průřezy přetvářejí různě. Na stycích je bráněno volné deformaci, a tak dochází k přerozdělení napětí. Příčiny nestejných rychlostí dotvarování u tohoto mostu jsou:

- Rozdílná historie napětí, které vyplývá ze změn statického působení v průběhu montáže, ze změn zatížení a poklesů podpor.
- Rozdílné stáří betonu v různých časech výstavby.
- Rozdílné vysychání různých částí výstavby konstrukce dané rozdílnými dimenzemi.

4.6.1 Základní metodiky předpětí

Podle [7] existují pro návrh předpětí dvě základní metodiky – Metoda vyrovnání napětí a Metoda vyrovnání zatížení.

Metoda vyrovnání napětí je blízká navrhování železobetonových konstrukcí, kde přidáváme betonářskou výztuž podle ohybových momentů. Na rozdíl od železobetonových konstrukcí vyrovnáváme napětí v průřezu. U této metody často bývá nelogické vedení kabelů pro zamezení vzniku tahových napětí v konstrukci. Také u této metody mají předpínací kabely minimální vliv na svislé deformace a poté se vyskytují problémy s dlouhodobými průhyby.

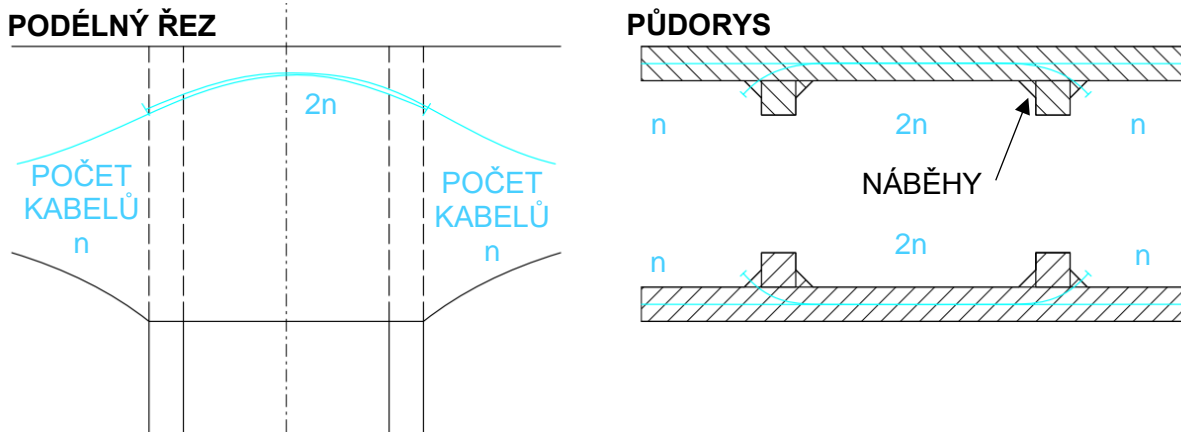
U metody vyrovnání zatížení vedeme předpínací kabely tak, aby částečně nebo úplně vyrovnaly vnější zatížení na konstrukci. S ohledem na stupeň předpětí se doporučuje vyrovnat 80–100 % stálého zatížení. Vedení předpětí vystihuje chování konstrukce a roznosu zatížení, které na konstrukci působí. U této metody získáme větší trvanlivost a provozuschopnost konstrukce. Jedná se o metodu, kde máme komplikovanější vedení předpětí a také větší spotřebu předpínací výztuže.

4.6.2 Předpětí u letmo betonovaných konstrukcí

Předpětí je nejvíce ovlivněno technologií výstavby. Máme 3 základní typy předpínacích kabelů z hlediska trajektorie [7]:

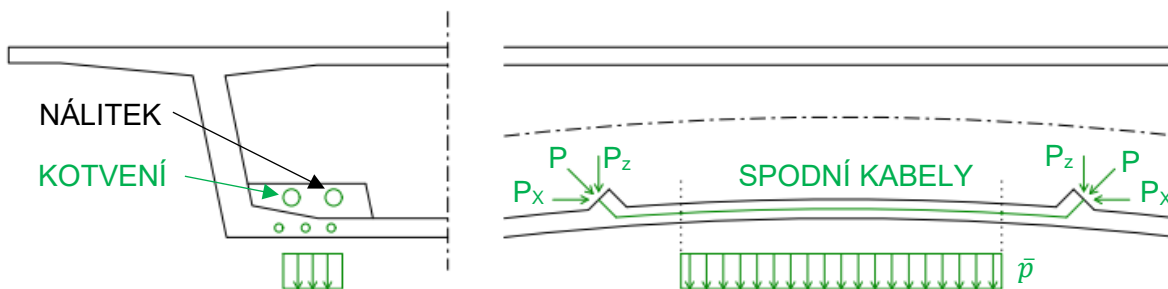
- Vahadlové kabely
 - Jsou to kabely instalované v průběhu betonáže.
 - Vykrývají nepříznivé chování, kdy je konstrukce ve fázi konzol (tah nad podporou u horních vláken).
 - 2 typy vedení:
 - Přímé: Kabely jsou situovány v horní části průřezu. Jsou rozprostřeny v desce komory a sváděny do oblasti, kde se protíná deska se stěnou (místo pro umístění kotvy). Ze statického hlediska působí normálová síla a ohybový moment je dán excentricitou k těžišťové ose. U tohoto typu vedení dochází k nepatrné redukci posouvající síly. Platí však předpoklad interakce ohybu, smyku a normálové síly, přičemž dochází k redukci tahových napětí.
 - Zalomené: Kabely jsou po jedné lamele zavedeny k dolním vláknům. Zde již dochází k redukci posouvající síly, ale pouze v místě, kde dochází k zalomení kabelu. Jedná se tedy o lokální účinek.
- Kabely spojitosti
 - Kabely jsou uvedeny do provozu až po tom, co je konstrukce ve finálním statickém schématu. Působí tedy jako spojitý nosník (semintegrovaná konstrukce).
 - Kabely jsou vedeny tak, že nad podporou jsou v maximální excentricitě k horním vláknům a v poli k dolním vláknům.
 - Kabely jsou buď vedeny ve stěnách se soudržností nebo jako volné kabely bez soudržnosti v deviátorech. Pokud jsou ve stěnách, tak šířka stěny musí být alespoň 500 mm. Pokud se rozhodneme pro kabely spojitosti bez soudržnosti, tak se šířka stěny pohybuje okolo 280–300 mm. Tím se však snižuje ekvivalentní zatížení, kabely nepomáhají k celkové tuhosti průřezu a ztrácí se robustnost konstrukce.

- Ekvivalentní účinek kabelů spojitosti je cca 100 kN/m, je tedy roven ostatnímu stálému zatížení klasického dálničního mostu.
- Specifické je jejich kotvení nad podporou, kde máme dvojnásobný počet kabelů. Ke kotvení využíváme nadpodporové příčnice.



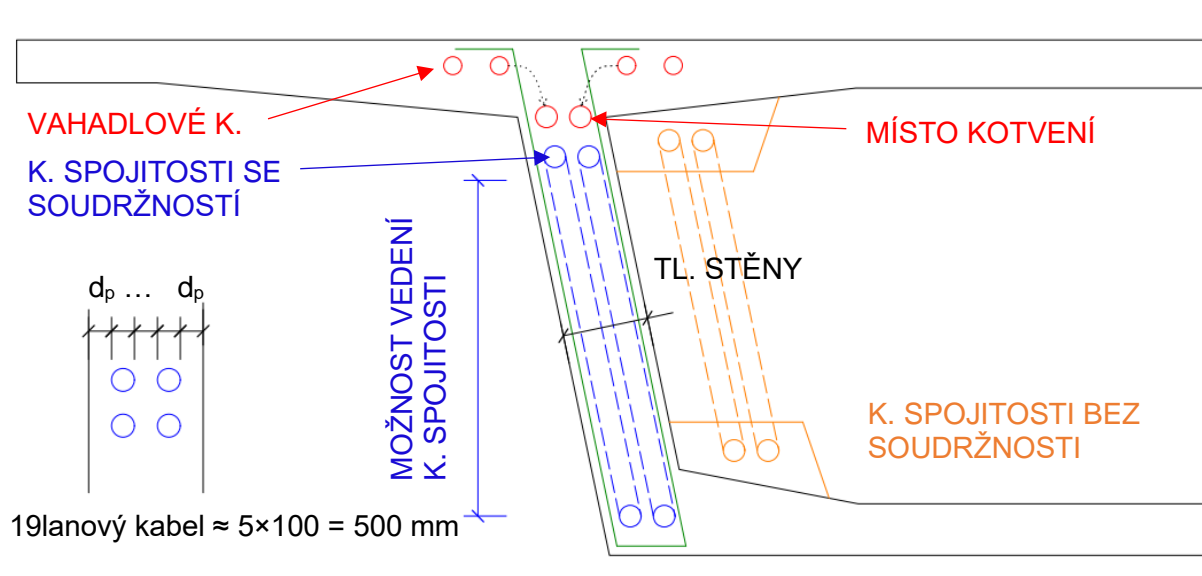
Obr. 66 Spojité kabely nad podporou [7]

- Spodní kabely
 - Jsou situovány u spodních vláken v oblasti polí. Vykřívají kladné ohybové momenty od redistribuce vnitřních sil po spojení (dotvarování betonu) a také od zatížení dopravou. Kotvení je pomocí nálitků u spodní desky.
 - Vyvozují normálovou sílu a ohybový moment je dán excentricitou k těžišťové ose. Také vyvozují ekvivalentní zatížení v místě nálitků, kde je pro toto zatížení nutné navrhnout příčnou výztuž desky.



Obr. 67 Spodní kabely v poli [7]

V následujícím obrázku je nakresleno umístění kabelů spojitosti se soudržností a bez soudržnosti. Musíme také být v úvahu betonářskou výztuž. Vedení vahadlových kabelů má vliv na uspořádání třmínků. Pokud bychom měli uzavřené třmínky, tak bychom nemohli vahadlové kabely kotvit ve spojení stěna – deska. Třmínky jsou tedy pomocí „U“ profilů stykovány a umožňují vahadlovým kabelům se dostat do místa kotvení. [7]



Obr. 68 Možnosti uspořádání kabelů [7]

U dlouhých konstrukcí spojujeme maximálně 50 % průběžných kabelů. [7]

4.7 Výpočetní modely

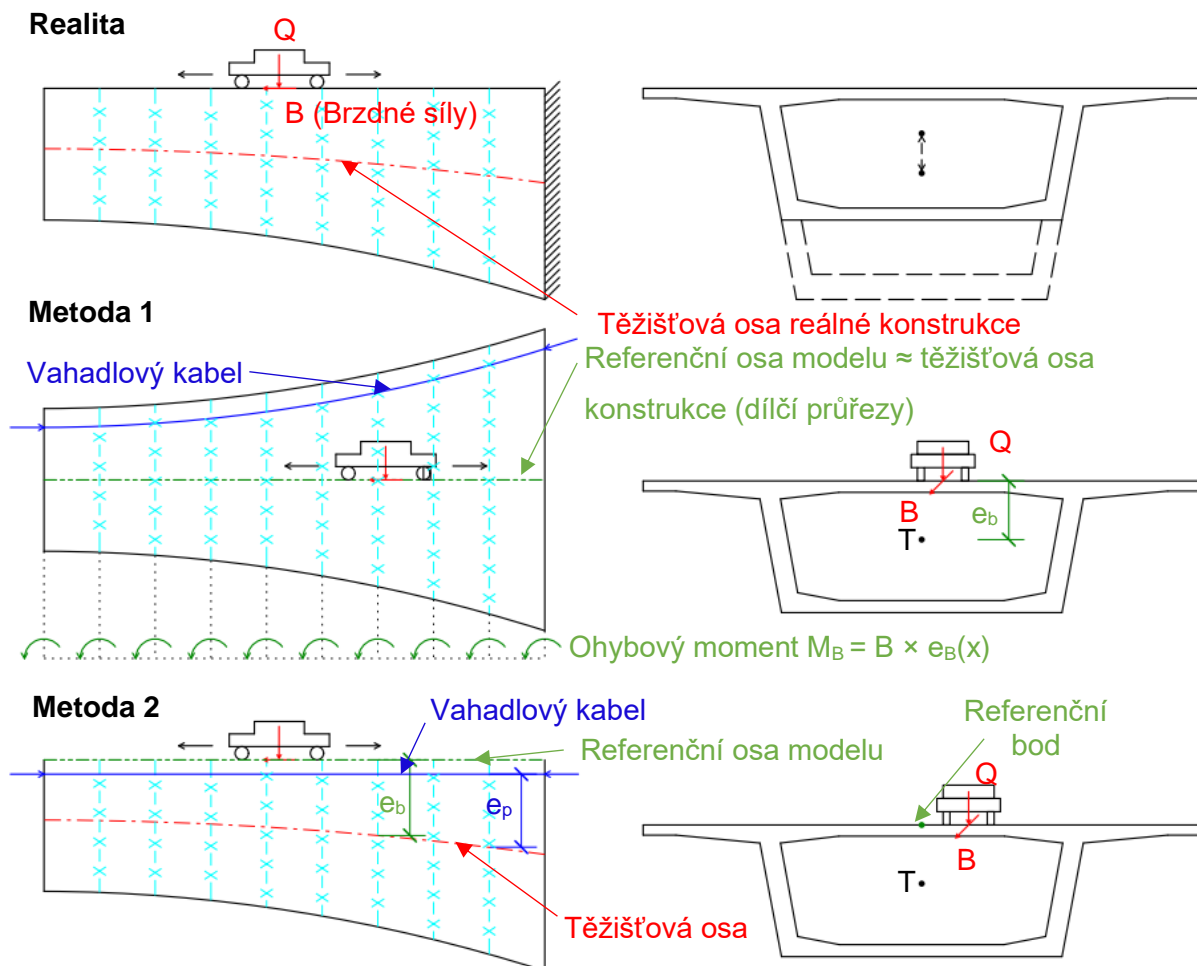
Podle [7] jsou výpočetní modely rozděleny do čtyř kategorií.

Prutové modelování

První a nejjednodušší je vymodelovat konstrukci jediným prutem. Prut je charakterizován momentem setrvačnosti, průřezovou plochou a modulem pružnosti použitého materiálu. Jednotlivé prutové prvky spojujeme v uzlech. Integrální veličiny jsou počítány k těžišti průřezu. Při prutovém modelování jsou zanedbány smykové deformace a projevy smykového ochabnutí.

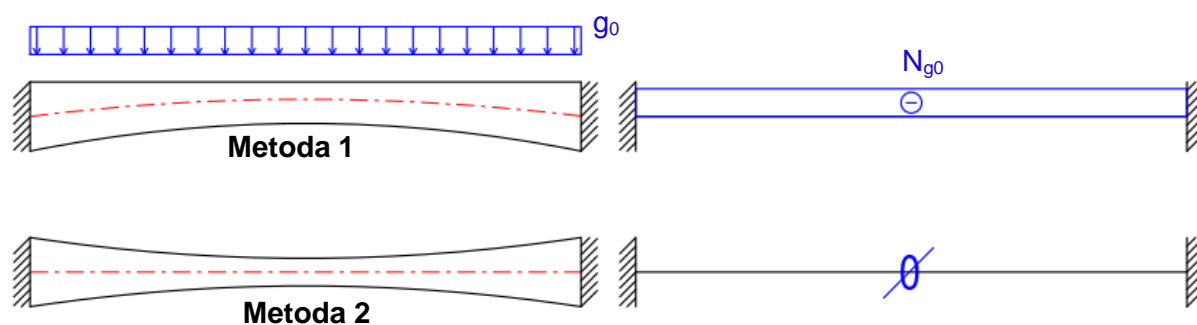
Při modelování máme možnost ponechat referenční osu modelu s těžištěm, nebo ji zarovnat k hornímu povrchu. Pokud referenční osu ponecháme v těžišti průřezu (metoda 1), zanedbáváme tím přidavné namáhání, například brzdou složku od dopravního zatížení. Tato síla nám vyvozuje ohybový moment, který je dán součinem síly „B“ na excentricitě „ e_b “ (viz následující obrázek). Abychom pokryli tyto účinky, museli bychom ručně přidávat k namáhání ohybové momenty. Pokud zarovnáme referenční osu k hornímu povrchu (metoda 2), pokryjeme tím i vznikající ohybový moment od vodorovného zatížení.

Další výhoda druhé metody je u letmé betonáže, kdy modelujeme vahadlové kabely na excentricitě od horních vláken a automaticky se nám dopočítávají ohybové momenty. V první metodě bychom museli navrhnout kabel v konstantní excentricitě k horním vláknům a nikoliv přímý.



Obr. 69 Rozdíl zarovnání referenční osy: Účinky zatížení [7]

Rozdíl je také u náběhovaných konstrukcí, kdy nám navíc od vlastní tíhy vzniká ještě normálová (tlaková) a posouvající síla. Tato normálová tlaková síla, z hlediska velikosti, odpovídá dvojici devatenácti lanového kabelu. Toto platí pouze u neposuvně uložených konstrukcí.

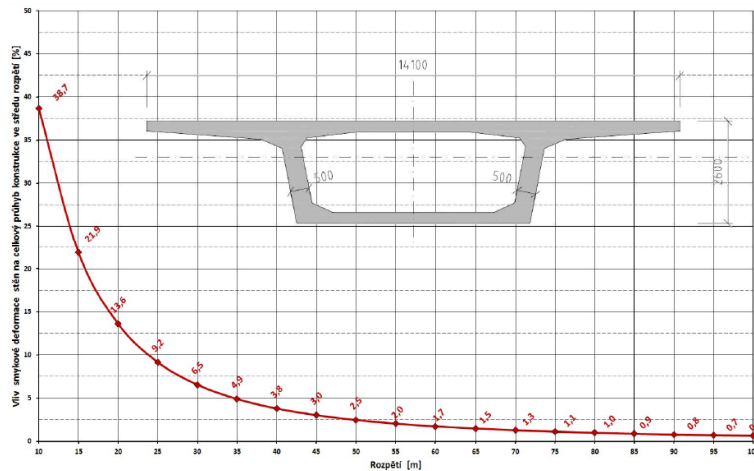


Obr. 70 Rozdíl zarovnání referenční osy: Projev normálové síly od vlastní tíhy [7]

Prutové modelování s respektováním smykových deformací stěn

Opět modelujeme konstrukci jediným prutem. V programech však máme možnost zanedbat smykové deformace stěn, nebo s nimi počítat. Smykové deformace stěn u komorových průřezů mohou být velmi významné, a to zejména pokud máme tenké stěny. Plocha stěn ku ploše celkového průřezu je malá. Smykové deformace stěn jsou významnější pro kratší

rozpětí, jak je zobrazeno na následujícím grafu. Vliv smykového ochabnutí modelujeme pomocí redukované plochy, která vzdoruje smykovému namáhání. Tím si uměle zvýšíme poddajnost průřezu vůči smykovému namáhání.



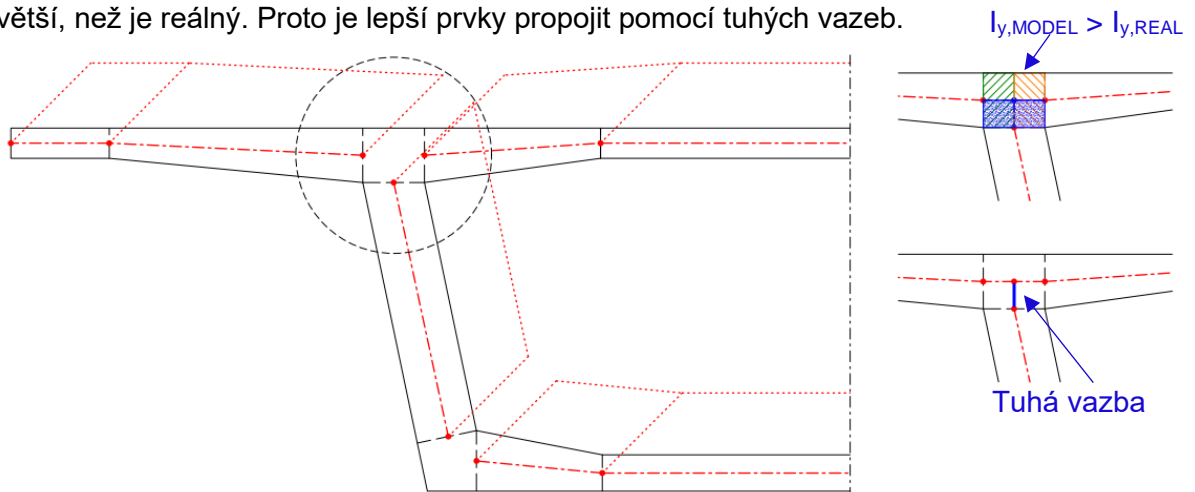
Graf 3 Vliv smykové deformace na celkový průhyb uprostřed rozpětí v závislosti na rozpětí [7]

Desko-stěnové modely

Místo charakterizování příčného řezu do jednoho bodu (těžiště), jednotlivé prvky, například stěny a desky komorového řezu, modelujeme zvlášť. Díky přesnějšímu modelování jsou automaticky zahrnovány smykové deformace stěn i smykové ochabnutí. To však za cenu mírně složitějšího modelování a větších požadavků na výpočetní techniku.

U toho typu modelu je složitější získat vnitřní síly, jelikož dostaneme deformace a napětí. Musíme tedy integrovat po napětích přes příčný řez a získat vnitřní síly. Tyto modely se také hodí pro dynamickou analýzu, jelikož se blížíme k realitě rozdělení hmoty a tuhosti konstrukce v prostoru.

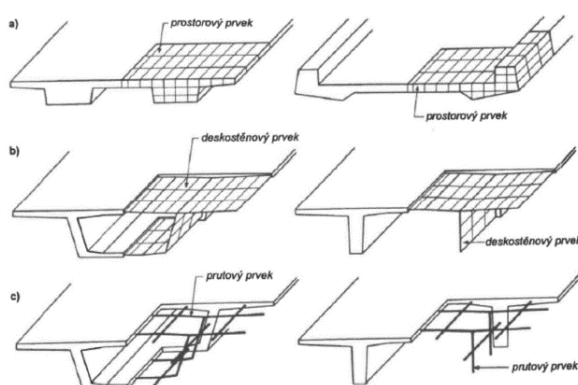
Při modelování si musíme dát pozor na spojování jednotlivých elementů, především, aby se nepřekrývaly hmoty. Poté by mohlo dojít k tomu, že v jednom místě bude moment setrvačnosti větší, než je reálný. Proto je lepší prvky propojit pomocí tuhých vazeb.



Obr. 71 Detail styku desky a stěny komorového nosníku u desko-stěnového modelu [7]

Prostorové modely

Nejsložitější výpočetní modely jsou založené na prostorových objemových konečných prvcích. Model je vytvořen přesně v souladu s definovanou geometrií, je v něm zcela respektováno globální působení a veškeré faktory ovlivňující chování konstrukce. Při tomto typu výpočetního modelu můžeme konstrukci analyzovat fyzikálně a geometricky nelineárně. Modely jsou velmi náročné na čas a výpočetní techniku.

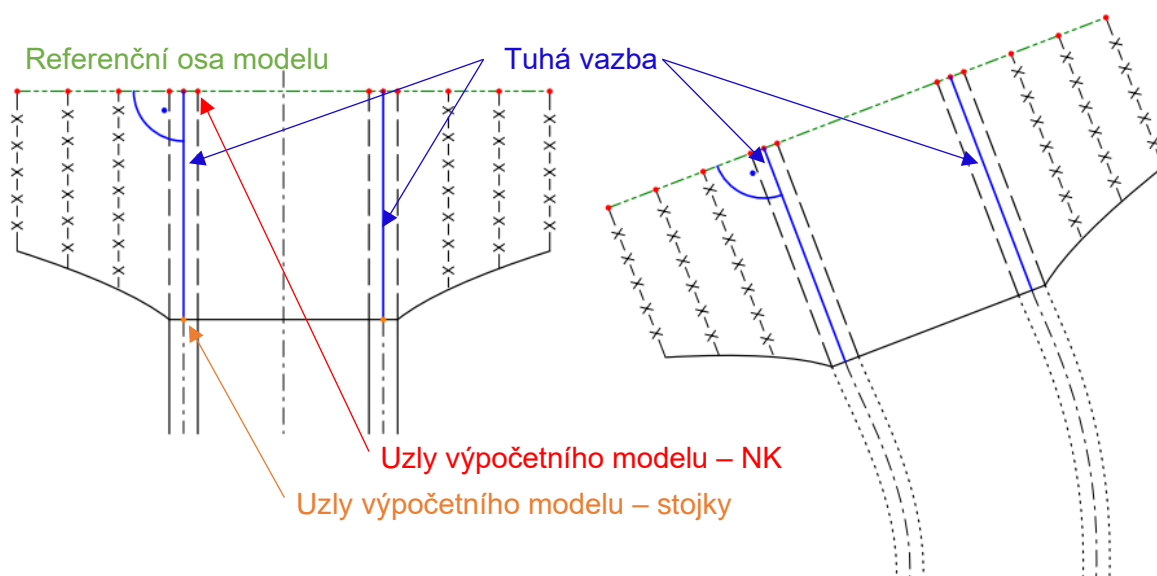


Obr. 72 Výpočetní modely v příčném směru [7]

4.7.1 Výpočetní modely letmo betonovaných konstrukcí

Ve výpočetních modelech letmo betonovaných konstrukcí máme dvě situace, na které musíme dát pozor a počítat s nimi.

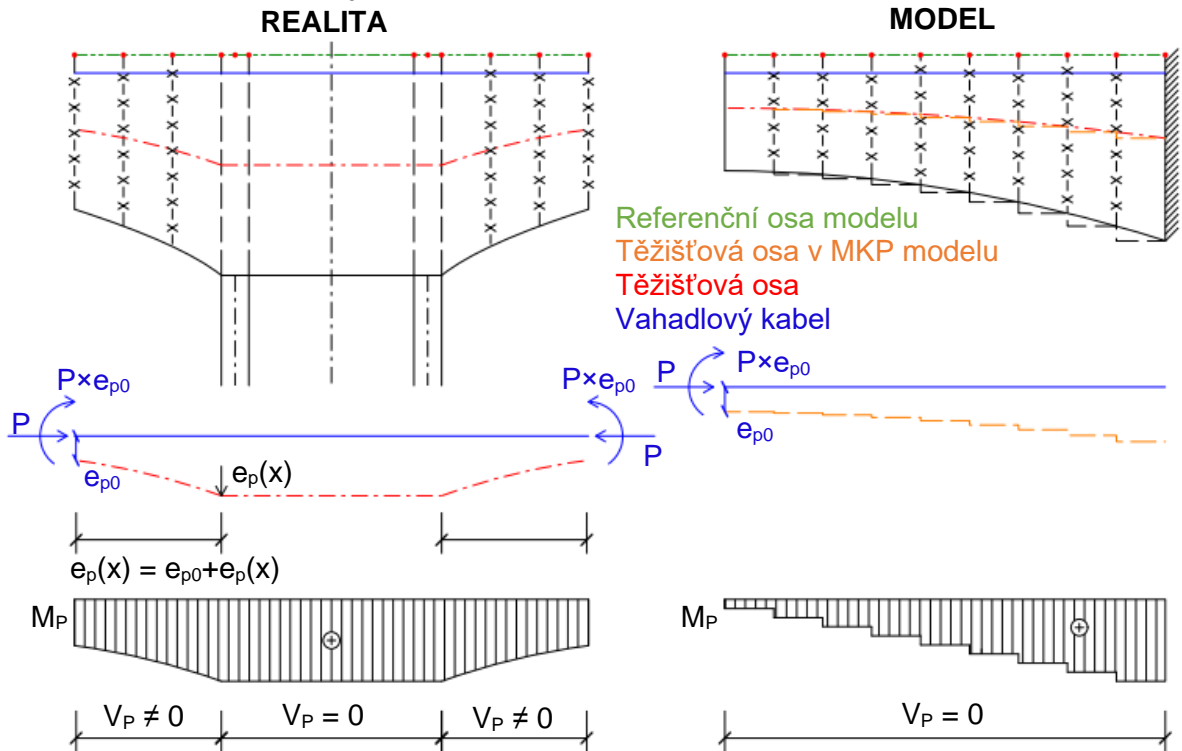
V první situaci se jedná o vymodelování spojení nosné konstrukce a rámových stojek. Pokud chceme tento detail správně namodelovat, měli bychom si nejprve nadefinovat uzly nosné konstrukce a uzly rámových stojek. Tyto uzly poté propojíme tuhou vazbou. Tím se nejvíce přiblížíme realitě, jelikož tuhá vazba je nestlačitelná a bude vždy kolmá. [7]



Obr. 73 Detail spojení rámových stojek a nosné konstrukce u modelu letmo betonované konstrukce [7]

Druhá situace je u vyhodnocení účinků vahadlových kabelů. Zde jsme omezeni metodou konečných prvků. Jelikož v realitě není průběh momentů od vahadlových kabelů konstantní, ale je funkcí v závislosti na vzdálenosti od těžiškové osy. V modelu je však průběh momentů

konstantní, čímž dostaneme nulovou posouvající sílu. Tato posouvající síla redukuje posouvající sílu od zatížení. Pokud chceme zohlednit posouvající sílu od vahadlových kabelů, musíme si vypsát momenty, například do programu Microsoft Excel, proložit funkcí a z ní derivací dopočítat posouvající sílu. [7]



Obr. 74 Rozdíl v působení vahadlového kabelu v realitě a v modelu MKP [7]

U modelování letmo betonovaných konstrukcí zohledňujeme také deformační problém. Musíme být schopni správně konstrukci předpovídat, abychom správně definovali nadvýšení konstrukce. Máme dva přístupy k modelování letmo betonovaných konstrukcí, a to betonáž do tečny a betonáž do správné nivelety. Záleží na filozofii realizace letmo betonové konstrukce. Problém je ten, že na konci již hotové konstrukce (již realizované lamely $n-1$) vysuneme betonážní vozík do určité polohy, abychom realizovali novou lamelu n . Konstrukce je až po lamelu $n-1$ zdeformovaná. Když zhotovujeme lamelu n , tak již má počáteční deformaci od předešlé konstrukce (lamely) $n-1$. Vozík je pevně spojen s koncem lamely $n-1$ a my ho nastavujeme do místa, abychom zrealizovali lamelu n . Pomocí betonáže do tečny určujeme modelu, aby respektoval tento stav. Vozík je připínán již v deformované poloze s počátečním průhybem, s absolutní deformací a z pozice tečny. Tím máme zaručeno, že křivka deformace je spojitá hladká křivka. Zatímco u betonáže do správné nivelety (např. dolní hrana vozovky) modelujeme konstrukci tam, kam ji chceme dostat. Lze si představit pomyslnou šňůru, kde lamela $n-1$ je zdeformovaná, ale lamela n je realizována tak, že je virtuálně spojena silově s předchozí částí a deformačně je zavěšena pomocí závěsu do správné nivelety. Lamela by tedy začínala bez počáteční deformace. Rozdíl modelování je patrný z deformací. Betonáž do

tečny je blízká realita a dostáváme hladký průběh, zatímco u betonáže do správné nivelety dostáváme odskákaný průběh deformace. [7]

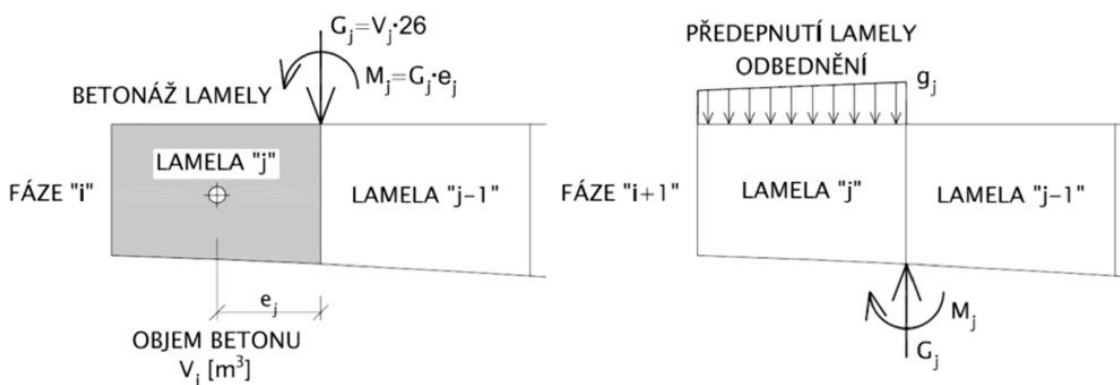


Obr. 75 Průběh deformací: Betonáž do tečny (vlevo), Betonáž do správné nivelety (vpravo) [7]

Při modelování záleží na využitém výpočetním programu. Například v programu MIDAS Civil lze zvolit betonáž do tečny, v programu SCIA Engineer lze toto obejít pomocí fázování průřezu.

4.7.2 Aplikace zatížení

Důležitá je posloupnost zatížení. Při realizování nové lamely zatěžujeme stávající lamelu $n-1$ v místě spáry osamělým momentem a osamělou silou. Osamělá síla odpovídá vlastní tíze nově realizované lamely. Lamelu n předpínáme po vytvrdnutí betonu. Lamela se teoreticky zvedá z betonážního vozíku, proto se odtěžuje lamela $n-1$ a lamelu n zatěžujeme její vlastní tíhou. [7]



Obr. 76 Aplikace zatížení ve fázích výstavby [7]

Dbát také musíme na ověření konstrukce při předpínání. Předpětí vnášíme do konstrukce, kdy má beton nízký modul pružnosti E . Musíme brát v potaz, že funkce pevnosti betonu je závislá na čase. [7]

4.8 Dotvarování

4.8.1 Projevy dotvarování na konstrukcích

Pokud konstrukci řešíme na úrovni prutových modelů, tak můžeme dotvarování rozdělit do tří základních oblastí: volné dotvarování, vázané dotvarování, dotvarování a geometrická nelinearita. [24]

Volné dotvarování

U volného dotvarování není vývoj deformací omezen. Volné dotvarování se týká konstrukcí staticky určitých, anebo reologicky homogenních staticky neurčitých konstrukcí beze změny

statického systému (například betonový most realizovaný na skruži ve finálním statickém systému). To má za následek, že napětí nejsou dotvarováním ovlivňována a deformace v důsledku dotvarování vzrůstají. Deformace se snadno určí z vnitřních sil. [24]

Vázané dotvarování

U vázaného dotvarování se deformace nevyvíjejí nezávisle. Vnitřní síly i deformace jsou ovlivněny dotvarováním. Vázané dotvarování je typické pro staticky neurčité konstrukce. Týká se i konstrukcí staticky určitých, ale reologicky nehomogenních (například předem předpjatý nosník spřažený s betonovou deskou). Vázané dotvarování je také typické pro konstrukce se změnami statického systému. Typickým příkladem jsou dvě konzoly různého staří spojeného uprostřed. To odpovídá konstrukcím letmo betonovaných o více polích, kde se spojují vahadla různého stáří. [24]

Dotvarování a geometrická nelinearita

Týká se například štíhlých tlačených prvků nebo trojkloubového plochého oblouku. U štíhlého tlačeného prvku s počáteční imperfekcí, kde dlouhodobě působí stálé zatížení, je daleko větší možnost ztráty stability, pokud uvážíme účinek dotvarování. U oblouku, vlivem dotvarování, poklesne střed oblouku. Dojde ke zkrácení střednice, nárůstu vodorovné síly oblouku, nárůstu napětí apod. [24]

4.8.2 Metody řešení účinků vázaného dotvarování

Na úrovni prutových modelů jsou v současné době nejužívanější následující metody:

- Silová metoda – obecně integrální rovnice
- Silová metoda – řešení časovou diskretizací
- Relaxační metoda
- Metoda efektivních modulů
- Deformační metoda v obecné formě – použití Dirichletových řad pro vyjádření vlivu historie namáhání

Tyto metody jsou pro konstrukce, kde se při výstavbě mění statický systém, a tím dochází k redistribuci vnitřních sil. [24]

Silová metoda

Silová metoda je nejjednodušší metoda, avšak má jednu velkou nevýhodu. Nevýhoda je, že vede na řešení integrálních rovnic, kdy pro složitou historii zatížení je nelze řešit v uzavřené formě. Proto se používá metoda časové diskretizace. [24]

Relaxační metoda

U relaxační metody se doba, pro kterou je konstrukce analyzována, rozdělí na několik časových intervalů. Výpočet v každém intervalu se dělí do dvou na sebe navazujících kroků. Je libovolně přesná, konverguje k přesnému řešení. Jedna z výhod je, že jediná reologická operace je výpočet vnitřních sil. Je výhodná pro pružný výpočet v běžně dostupných programech pro výpočet rámu, oblouků, roštů, skořepin atd. [24]

Metoda efektivních modulů

Jedná se o přibližnou metodu, u které spojitou historii zatížení nahrazujeme intervaly. Rozdělení na jednotlivé intervaly je hrubší než u časové diskretizace. U této metody využíváme do 10 intervalů. Principem metody je nalézt hodnotu efektivního modulu pružnosti z hlediska historie zatěžování konstrukce. Pokud v čase t aplikujeme stálé zatížení na konstrukci, kde konstrukce má modul pružnosti odpovídající stáří konstrukce, dochází k deformaci vlivem dotvarování. My hledáme takovou hodnotou efektivního modulu, abychom v následném čase působení konstrukce aplikovali zatížení s tímto efektivním modulem pružnosti a dostali okamžitou deformaci, která je stejná jako konečná. [24]

Deformační metoda v obecné formě

Jedná se o obecný problém řešení diferenciálních rovnic, které pro historii zatěžování a působení konstrukce nahrazujeme přibližnými Dirichletovými řadami. [24]

4.9 Problematika nadměrných průhybů

Deformace konstrukce, obecně průhyb, je integrální veličina, která vychází z průběhu vnitřních sil. Dominantně vychází z ohybových momentů a částečně z posouvající síly. Ze zkušeností víme, že dotvarování a smršťování betonu ovlivňuje změny deformací. [24]

U staticky neurčitých konstrukcí musí průhyby sledovat vypočtené vnitřní síly. Pokud průhyby mají jiný průběh, tak jsou nepřesné i výsledky výpočtu vnitřních sil. To proto, že výsledky plynou z jejich redistribuce vyvolané dotvarováním a smršťováním při změně statického systému během výstavby konstrukce. [24]

4.9.1 Významné faktory ovlivňující nárůst průhybu

Pro vyjádření deformací nestačí pouze zdokonalit funkci popisující dotvarování betonu, ale máme zde další faktory ovlivňující nárůst průhybů [24]:

- Účinek stálého zatížení je jiný než vliv předpětí na dlouhodobé deformace.
- Vlivy smykových deformací a ochabnutí smykem (viz kap. 4.7; graf 3).
- Vahadlové kabely mohou negativně ovlivnit vývoj průhybů v konečném statickém schématu.

- Relaxace a kvalita předpínací výztuže. Ve starších normových předpisech byla relaxace podceněna.
- Vznik trhlin, popřípadě mikrotrhlin, na konstrukci. Tím dochází k nelineárnímu působení betonu, které může vyvolat změny tuhostních relací.
- U subtilních konstrukcí může mít vliv opakované, případně dynamické, zatížení.

4.9.2 Zásady pro omezení nadměrných průhybů

Pro vyvarování se nadměrných průhybů komorových mostů, a tím eliminování nákladů na rekonstrukci mostu, máme následující zásady, kterých bychom se měli držet [24]:

- Navrhovat konstrukce robustní, nikoliv extrémně mohutné. Nejlépe tak, aby byly odolné proti nejistotám ve vlastním působení a málo citlivé na změnu parametrů.
- Vhodně zvolit jednotlivé poměry rozměrů a další charakteristiky konstrukce. Vyvarovat se konstrukčních částí, které jsou velmi štíhlé, nebo naopak extrémně masivní.
- Konstrukce vybavit prvky pro další možné dodatečné předpětí. To nejen pro případ poruch, ale i pro zvýšení zatížení. Necháváme volná místa (deviátory) pro umístění kabelů volného předpětí.
- Využít nejnovější poznatky a výzkumy, které máme k dispozici. S tím souvisí i respektování materiálových, geometrických podmínek apod.
- V poslední řadě monitorujeme konstrukci během výstavby a v provozu pro získání dalších poznatků.

5 Statická analýza

5.1 Materiál

5.1.1 Beton

Pevnost betonu v tlaku je stanovena podle [25]. Třída pevnosti betonu v tlaku je pro monolitickou část z betonu C35/45 a pro segmenty C45/55. Charakteristické pevnosti a odpovídající mechanické vlastnosti pro beton jsou stanoveny dle tabulky 3.1 [26]. Dále jsou podrobně vypsány vlastnosti pro beton C35/45. Pro beton C45/55 jsou vlastnosti zahrnuté v modelu.

- charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku $f_{ck} = 35,0 \text{ MPa}$
- charakteristická krychelná pevnost betonu v tlaku $f_{ck,cube} = 45,0 \text{ MPa}$
- průměrná hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku $f_{cm} = 43,0 \text{ MPa}$
- dílčí součinitel spolehlivosti betonu pro mezní stavy únosnosti kromě únavy $\gamma_c = 1,5$
- dílčí součinitel spolehlivosti betonu pro mimořádné situace $\gamma_c = 1,2$
- dolní hodnota charakteristické pevnosti v dostředném tahu $f_{ctk,0,05} = 2,2 \text{ MPa}$
- horní hodnota charakteristické pevnosti v dostředném tahu $f_{ctk,0,95} = 4,2 \text{ MPa}$
- průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu $f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$
- sečnový modul pružnosti $E_{cm} = 34 \text{ GPa}$
- mezní poměrné stlačení betonu $\varepsilon_{cu2} = \varepsilon_{cu3} = 3,5 \text{ ‰}$
- poměrné stlačení betonu na hranici mezi pružnou a plastickou větví pracovního diagramu $\varepsilon_{c3} = 1,75 \text{ ‰}$
- Poissonův součinitel $\nu = 0,2$ pro neporušený beton bez trhlin a $\nu = 0,0$ pro beton s trhlinami
- součinitel teplotní délkové roztažnosti $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$

Návrhové a tlakové pevnosti jsou stanoveny dle [27].

- součinitel zohledňující dlouhodobé účinky na pevnost v tlaku a nepříznivé účinky, vyplývající ze způsobu zatěžování $\alpha_{cc} = (0,80 - 1,0) = 0,90$ (doporučená hodnota podle [27])
- návrhová pevnost betonu v tlaku pro základní kombinaci zatížení

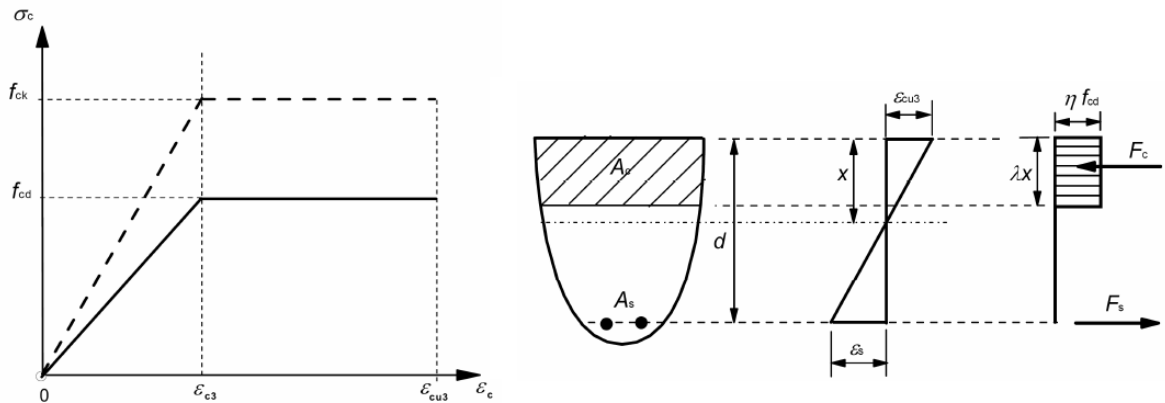
$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,90 \cdot 35 / 1,5 = 21,00 \text{ MPa}$$

- návrhová pevnost betonu v tlaku pro mimořádnou kombinaci zatížení

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,90 \cdot 35 / 1,2 = 26,25 \text{ MPa}$$

- součinitel zohledňující dlouhodobé účinky na pevnost v tlaku a nepříznivé účinky, vyplývající ze způsobu zatěžování $\alpha_{ct} = 1,00$ (doporučená hodnota)
- návrhová pevnost betonu v tahu $f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05} / \gamma_c = 1,00 \cdot 2,2 / 1,5 = 1,46 \text{ MPa}$

Pracovní diagram lze podle [28] použít bilineární.



Obr. 77 Bilineární pracovní diagram a rozdělení přetvoření a napětí [26]

Výše uvedené hodnoty jsou pro beton starší 28 dní. Pro betony mladší než 28 dní, lze použít následující vztahy podle [28], které odpovídají vztahům uvedených v [26]. Jelikož záleží na stáří betonu, jsou zde uvedené pouze použité vzorce.

- koeficient závisící na druhu cementu $s = 0,20$ (třída R)
- součinitel závisící na stáří betonu $\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right] \right\}$
- pevnost betonu v tlaku $f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm}$
- pevnost betonu v tahu $f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^\alpha \cdot f_{ctm}$, kde $\alpha = 1$ pro $t < 28$ dní
- modul pružnosti $E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3} \cdot E_{cm}$

5.1.2 Betonářská ocel

Pro mostní stavby se podle [28] používá výztuž B500B. Její charakteristické pevnosti a odpovídající mechanické vlastnosti jsou stanoveny dle [26] včetně přílohy C.

- charakteristická hodnota meze kluzu $f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$
- dílčí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže pro mezní stavy únosnosti $\gamma_s = 1,15$
- návrhová mez kluzu betonářské výztuže pro základní kombinaci zatížení

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 \approx 435 \text{ MPa}$$

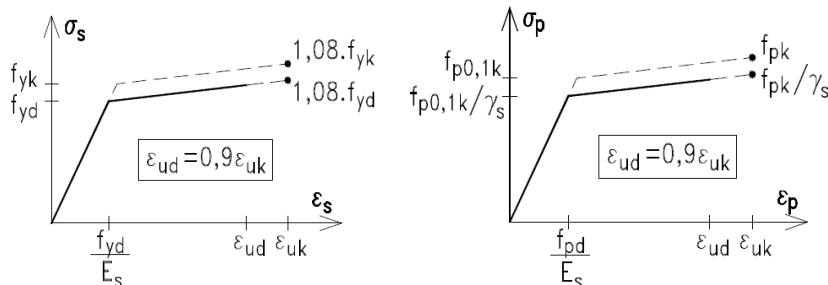
- dílčí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže pro mimořádné situace $\gamma_s = 1,0$
- návrhová mez kluzu betonářské výztuže pro mimořádnou kombinaci zatížení

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,00 = 500,0 \text{ MPa}$$

- návrhová hodnota modulu pružnosti $E_s = 200 \text{ GPa}$

Pracovní diagram je s horní větví stoupající. Poměrné přetvoření je omezeno hodnotou $\varepsilon_{ud} = 0,9 \cdot \varepsilon_{uk}$ a maximální napětí je omezeno hodnotou $k = \left(\frac{f_t}{f_y}\right)_k$, hodnota k je v příloze C [26].

- charakteristická hodnota přetvoření $\varepsilon_{uk} = 5,0 \%$



Obr. 78 Pracovní diagram betonářské výztuže (B500B) v tahu (vlevo) a předpínací výztuže v tahu (vpravo)

5.1.3 Předpínací ocel

Pro mosty by se měli přednostně podle [28] používat předpínací dráty a lana s nízkou relaxací. Tedy podle [26] třída 2: dráty nebo lana s nízkou relaxací. Předpínací systém je od firmy VSL. Použité mechanické i geometrické vlastnosti předpínací výztuže jsou převzaty z [29]. Označení použité předpínací výztuže Y1860S7-15,7.

- charakteristická pevnost předpínací oceli v tahu $f_{pk} = 1860,0 \text{ MPa}$
- charakteristická hodnota meze kluzu $f_{p0,1k} = 1640,0 \text{ MPa}$
- požadavek na duktilitu $\frac{f_{pk}}{f_{p0,1k}} \geq k \rightarrow \frac{1860}{1640} = 1,13 > 1,1$ ($k = 1,1$ podle [26])
- jmenovitý průměr $d = 15,7 \text{ mm}$
- jmenovitá průřezová plocha $A_p = 150 \text{ mm}^2$
- modul pružnosti $E_p = 195 \text{ GPa}$
- dílčí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže pro mezní stavy únosnosti $\gamma_s = 1,15$
- návrhová hodnota napětí v předpínací oceli pro základní kombinaci zatížení $f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{1640}{1,15} = 1426 \text{ MPa}$
- dílčí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže pro mimořádné situace $\gamma_s = 1,0$
- návrhová hodnota napětí v předpínací oceli pro mimořádnou kombinaci zatížení $f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{1640}{1,00} = 1640 \text{ MPa}$
- relaxace po 1000 hod ve $20 \text{ }^\circ\text{C}$ a síle $0,7 \cdot F_{pk}$ je max 2,5 %

5.1.4 Trvanlivost

Trvanlivost konstrukce zaručujeme výběrem vhodného materiálu, dodržáním konstrukčních zásad, dobrým návrhem konstrukce, kvalitní výrobou a stanovením postupu kontroly. Konstrukce musí být navržena tak, aby (za předpokladu náležité údržby) po dobu její návrhové životnosti nenarušily degradační procesy její provozuschopnost. [28]

5.1.4.1 Nosná konstrukce

Další postup je dle normy [26]:

- Kategorie návrhové životnosti: 5.
- Informativní návrhová životnost: 100 let
- Stupeň prostředí: XC3, XD1, XF2
- Indikativní pevnostní třídy: XC3 – C30/37, XD1 – C30/37, XF2 – C25/30

Krycí vrstva betonu

- Materiál: C35/45 – XC3, XD1, XF2
- Předpokládaný průměr výztuže: 25 mm
- Základní třída konstrukce: S4
- Úprava třídy: návrhová životnost 100 let → zvětšení o 2 třídy, zajištění zvláštní kontroly kvality betonu → zmenšení o 1 třídu
- Výsledná třída: $4 + 2 - 1 = 5 \rightarrow S5$

Prostředí	$C_{min,b}$	$C_{min,dur}$	$+\Delta C_{dur,\gamma}$	$-\Delta C_{dur,st}$	$-\Delta C_{dur,add}$	ΔC_{dev}	C_{min} [mm]
XF2, XD1	32	40	0	0	0	10	50

Tab. 6 Krycí vrstva betonu pro desky komorového nosníku

Krycí vrstva pro předpínací výztuž je uvažována dle průměru kanálku hodnotou 100 m.

5.2 Zatížení

5.2.1 Zatížení stálé

5.2.1.1 Vlastní tíha

Zatížení je uvažováno podle rozměrů nosné konstrukce. Vlastní tíha je dopočítána v programu midas Civil. Jsou uvažovány objemové tíhy betonu podle [30].

Vlastní tíha prostého betonu	$24,0 \text{ kN/m}^3$
Vlastní tíha železového betonu	$24,0 + 1,0 = 25,0 \text{ kN/m}^3$
Vlastní tíha předpjatého betonu	$25,0 + 1,0 = 26,0 \text{ kN/m}^3$
Vlastní tíha čerstvého betonu	$26,0 + 1,0 = 27,0 \text{ kN/m}^3$

Tab. 7 Objemová tíha betonu [30]

5.2.1.2 Ostatní stálé zatížení

Je uvažována i možná odchylka tloušťky jednotlivých vrstev vozovky podle [30].

Dvouvrstvá vozovka				
Materiál	γ [kN/m ³]	tloušťka [m]	šířka [m]	γ [kN/m]
Obrusná vrstva	24,00	0,04	11,75	11,28
Ochranná vrstva	24,00	0,045	11,75	12,69
Celoplošná izolace	14,00	0,005	11,75	0,82
Celkem				24,79
Dolní hodnota (-20 %)				19,834
Horní hodnota (+40 %)				34,710

Tab. 8 Zatížení vozovkou

Plocha levé římsy v příčném řezu: 0,53 m²

Plocha pravé římsy v příčném řezu: 0,30 m²

Levá římsa: 0,53 × 25,0 = 13,25 kN/m

Pravá římsa: 0,30 × 25,0 = 7,50 kN/m

PHS: 2,00 kN/m

Svodidla: 2 × 1,50 = 3,00 kN/m

Revizní lávka: 1,00 kN/m

Odvodnění: 0,50 kN/m

$G_{k,ost,sup}$	61,96 kN/m
$G_{k,ost,inf}$	47,08 kN/m

Tab. 9 Ostatní stálé zatížení

Při srovnání s plochou řezu v poli, kde $A \approx 9,01 \text{ m}^2$, tzn. vlastní tíha je 234,26 kN/m, je rozdíl mezi horní a dolní hodnotou zanedbatelný. Neboli ve fázi, kdy se dopnou všechny kabely, a ještě není zhotovena vozovka apod., je ostatní stálé zatížení úplně vynecháno. Když však zatížení působí, tak je bráno s horní hodnotou $G_{k,ost,sup}$ (dále jen $G_{k,ost}$).

5.2.1.3 Nerovnoměrné sedání podpěr

Nerovnoměrné sedání podpěr je odhadnuto na **10 mm** u pilířů v říční nivě, tam kde jsou piloty navrženy jako plovoucí. Na ostatní podpěrách je stanoveno na **5 mm**.

Hodnoty sedání pro hotovou konstrukci lze redukovat o sedání, které již na konstrukci proběhlo během výstavby. Když je konstrukce ve stádiu vahadla, je staticky určitá, tudíž sedání základů nezpůsobí žádná přídavná namáhání. V rámci bezpečnosti návrhu se počítá s odhadnutým sedáním.

5.2.1.4 Předpětí

Účinky od předpětí na konstrukci jsou modelovány v programu midas CIVIL.

5.2.1.5 Smršťování a dotvarování betonu

Smršťování a dotvarování je zohledněno při tvorbě modelu v postupech výstavby v programu midas CIVIL.

5.2.2 Zatížení proměnná

5.2.2.1 Zatížení sněhem

Podle [31] se zatížení sněhem nemusí kombinovat s:

- brzdnými, rozjezdovými a odstředivými silami
- sestavou zatížení gr2
- modely zatížení 1 a 2 nebo se sestavami gr1 a gr2

Zatížení sněhem se v této diplomové práci neuvažuje.

5.2.2.2 Zatížení větrem

Podle [31] se zatížení větrem nemusí kombinovat s brzdnými a rozjezdovými nebo odstředivými silami nebo sestavou zatížení gr2.

Postup výpočtu je dle [32], avšak zatížení větrem je bráno zjednodušeně. Vzhledem k délce a výšce mostu by se v podrobnějším návrhu měla provést dynamická analýza.

Charakteristiky zatížení větrem

- základní rychlost větru: $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}(v_{b,0}^*) = 23,0 \text{ m/s}$
 - součinitel směru větru: $c_{dir} = 1,0$
 - součinitel ročního období: $c_{season} = 1,0$
 - výchozí rychlost větru (dle mapy větrných oblastí): $v_{b,0} = 27,0 \text{ m/s}$
 - působení zatížení větrem zároveň se silniční dopravou: $v_{b,0}^* = 23,0 \text{ m/s}$
- střední rychlost větru: $v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b = 32,84 \text{ m/s}$
 - součinitel drsnosti terénu: $c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 1,43$
 - kategorie terénu: I
 - výška nad terénem: $z = 45,0 \text{ m}$
 - parametr drsnosti terénu: $z_0 = 0,01 \text{ m}$
 - minimální výška: $z_{min} = 1,00 \text{ m}$
 - součinitel terénu: $k_r = 0,17$
 - součinitel orografie: $c_o(z) = 1,0$
- intenzita turbulence větru: $l_v(z) = \frac{k_I}{c_o(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = 0,12$
 - součinitel turbulence: $k_I = 1,0$
- maximální dynamický tlak: $q_p(z) = [1 + 7 \cdot l_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = 1235,2 \text{ N/m}^2$

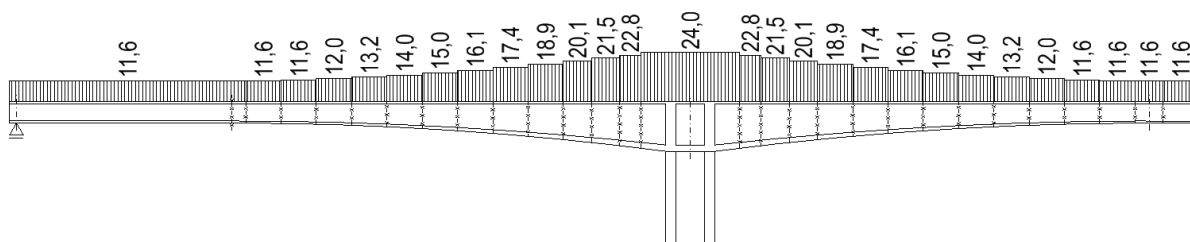
- měrná hmotnost vzduchu: $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$
- základní dynamický tlak větru: $q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = 330,6 \text{ N/m}^2$
- součinitel expozice $c_e = \frac{q_p(z)}{q_b} = 3,74$

Zatížení větrem – nosná konstrukce v příčném směru (směr x)

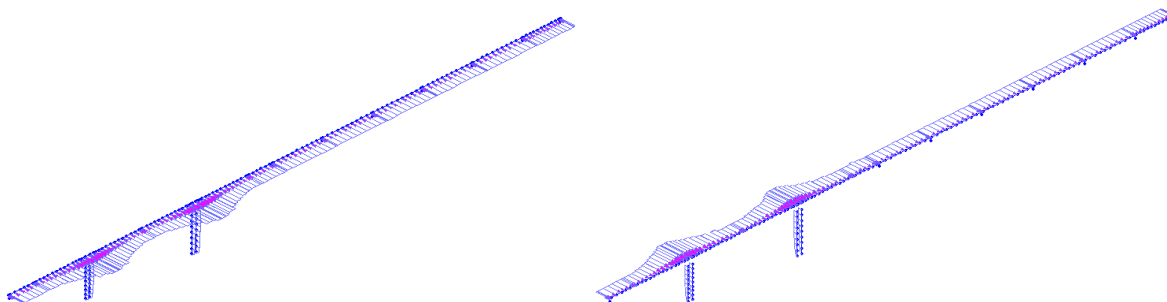
Pro určení návrhových sil ve směru rovnoběžném s terénem se použije zjednodušená metoda podle [32].

$$f_w = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x} = 24,0 \text{ kN/m}$$

- součinitel zatížení větrem: $C = c_e \cdot c_{f,x} = 7,45$
- šířka konstrukce: $b = 14,40$
- délka konstrukce: $L = 674,0 \text{ m}$
- výška NK (proměnná): $h = 7,0 \text{ m}$
- výška PHS: $h = 2,5 \text{ m}$, výška pásu vozidel $h = 2,0 \text{ m}$
- výška pro $A_{ref,x}$: $d_{tot} = 9,5 \text{ m}$
- štíhlost konstrukce: $b/d_{tot} = 1,52$
- součinitel pro mosty: $c_{f,x,0} = 2,05$
 - redukce $\Delta c_{f,x,0} = 1,15 \cdot 3 - 11,85 \cdot 0,5 = -2,475\%$
 - $c_{f,x} = 1,99$



Obr. 79 Zatížení mostu větrem ve směru x – most zatížený dopravou [kN/m]



Obr. 80 Ukázka zatížení větrem v programu midas Civil

Zatížení větrem – nosná konstrukce ve svislém směru (směr z)

Zatížení je uvažováno konzervativně s maximální hodnotou po celé délce pole. Síla od větru se určí podle [32] následovně:

$$f_w = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot c_e \cdot c_{f,z} \cdot A_{ref,z} = 14,65 \text{ kN/m}$$

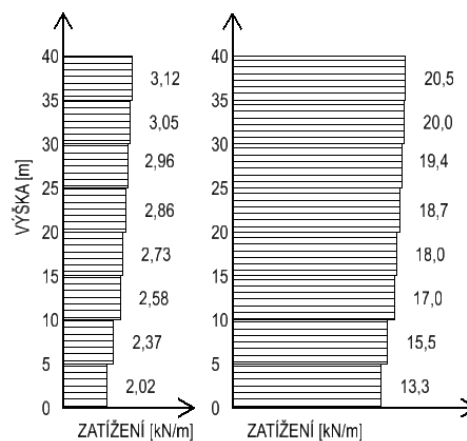
- úhel větru od vodorovné: $\alpha = 5^\circ$
- příčný sklon: $\beta = 1,15^\circ$
- úhel větru ke konstrukci: $\vartheta = 6,15^\circ$
- štíhlost konstrukce $b/d_{tot} = 14,40/3,00 = 4,08$ (bez PHS)
- součinitel síly: $c_{f,z} = 0,82$
- referenční plocha: $A_{ref,z} = 14,40 \text{ m}^2$ (na 1 m délky mostu)

Zatížení větrem – pilíře

Zatížení od větru na pilíře (rámové stojky) se určí dle 8.4 [32]. Síly působící na konstrukci od větru se určí dle 5.3 [32] následovně:

$$f_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}$$

- součinitel konstrukce: $c_s c_d = 1,0$
- součinitel expozice: $c_e = prom.$
 - součinitel síly: $c_f = c_{f,0} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda \rightarrow c_f = 1,25$ (směr kolmý na osu mostu), $c_f = 2,05$ (směr rovnoběžný s osou mostu)
 - obdélník: $d/b = 6/1,5 = 4,0$ (směr kolmý na osu mostu), $d/b = 1,5/6 = 0,25$ (směr rovnoběžný s osou mostu)
 - $c_{f,0} = 1,25$ (směr kolmý na osu mostu), $c_{f,0} = 2,05$ (směr rovnoběžný s osou mostu)
 - redukční součinitel: $\psi_r = 1,0$
 - součinitel koncového efektu: $\psi_\lambda = 1,0$



Obr. 81 Zatížení pilířů větrem: Kolmo na osu mostu (vlevo), Rovnoběžně s osou mostu (vpravo)

5.2.2.3 Zatížení teplotou

Mostní konstrukce spadá podle [33] do 3. typu konstrukcí: betonová nosná konstrukce – betonový komorový nosník.

Rovnoměrná složka teploty

Základní charakteristické hodnoty minimální a maximální teploty vzduchu ve stínu v místě stavby jsou určeny podle [33].

Maximální a minimální teplota vzduchu ve stínu v místě stavby je:

$$T_{\max} = + 40,0 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{\min} = - 32,0 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Odpovídající maximální a minimální teplota konstrukce je:

$$T_{e,\max} = + 42,0 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,\min} = - 25,0 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Charakteristická hodnota maximálního rozsahu rovnoměrné složky teploty, když základní teplota konstrukce $T_0 = + 10,0 \text{ }^{\circ}\text{C}$.

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = 42,0 - 10,0 = 32,0 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min} = 10,0 - (- 25,0) = 35,0 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Do výpočetního modelu bude zadáno rovnoměrné ochlazení $- 35,0 \text{ }^{\circ}\text{C}$ a rovnoměrné oteplení $+ 32,0 \text{ }^{\circ}\text{C}$ konstrukce.

Nerovnoměrná složka teploty

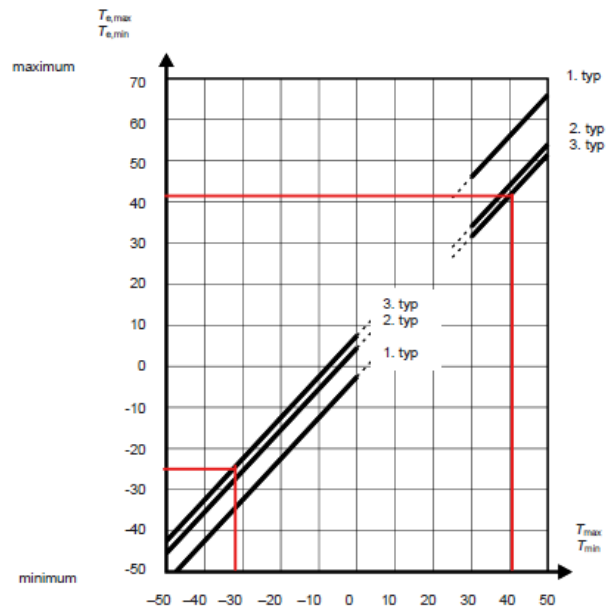
Respektováním NA.2.3 [33] se uvažuje postup 2, tedy svislé složky teploty s nelineárními účinky. Stanovení rozdělení a hodnot zatížení je pro typ 3.c: betonový komorový nosník, podle přílohy B [33] jsou interpolovány hodnoty ΔT pro mostní svršek tl. 90 mm. Průřez je proměnný, teplotní účinky jsou určeny pro každou lamelu zvlášť.

(a) oteplení

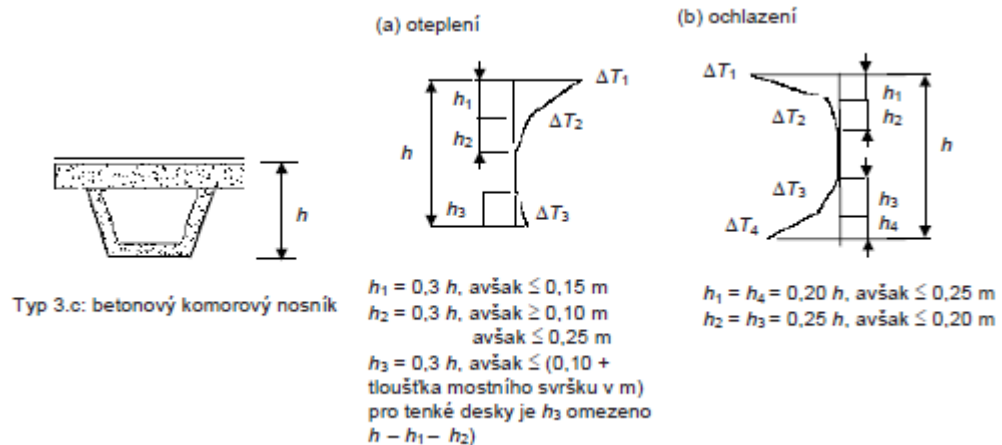
- $\Delta T_1 = 14,4 \text{ }^{\circ}\text{C}$
- $\Delta T_2 = 3,2 \text{ }^{\circ}\text{C}$
- $\Delta T_3 = 2,4 \text{ }^{\circ}\text{C}$

(b) ochlazení

- $\Delta T_1 = 8,8 \text{ }^{\circ}\text{C}$
- $\Delta T_2 = 0,55 \text{ }^{\circ}\text{C}$
- $\Delta T_3 = 0,95 \text{ }^{\circ}\text{C}$
- $\Delta T_4 = 6,52 \text{ }^{\circ}\text{C}$



Obr. 82 Určení odpovídající max. a min. teploty [33]



Obr. 83 Rozdíly teplot pro nosné konstrukce [33]

Současné působení rovnoměrné a rozdílové složky teploty

Pro kombinace zatížení se uvažuje zatížení teplotou jako jedna kombinační hodnota. Tato hodnota je určena nejnepříznivějším účinkem z následujících kombinací rovnoměrných a nerovnoměrných účinků teploty:

$$\Delta T_M + \omega_N \cdot \Delta T_N$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_M + \Delta T_N$$

kde ΔT_M je nejnepříznivější účinek rozdílové složky teploty,

ΔT_N je nejnepříznivější účinek rovnoměrné složky teploty,

ω_M je kombinační součinitel pro rozdílovou složku teploty, $\omega_M = 0,75$,

ω_N je kombinační součinitel pro rovnoměrnou složku teploty $\omega_N = 0,35$.

5.2.2.4 Zatížení dopravou

Zatížení dopravou je stanoveno podle [34].

Šířka mezi obruby	11.75	m
Počet zatěžovacích pruhů	3	pruhy
Šířka zatěžovacích pruhů	3	m
Zbývající plocha	2.75	m
Skupina pozemních komunikací	1	-

Tab. 10 Rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů

Zatížení dopravou je do modelu zadáno jako pohyblivé zatížení. Indikátor v programu midas Civil určuje polohu pohybujícího se zatížení, které způsobí maximální silové účinky na prvcích. Program také disponuje databází normových vozidel.

Model zatížení 1 (LM1)

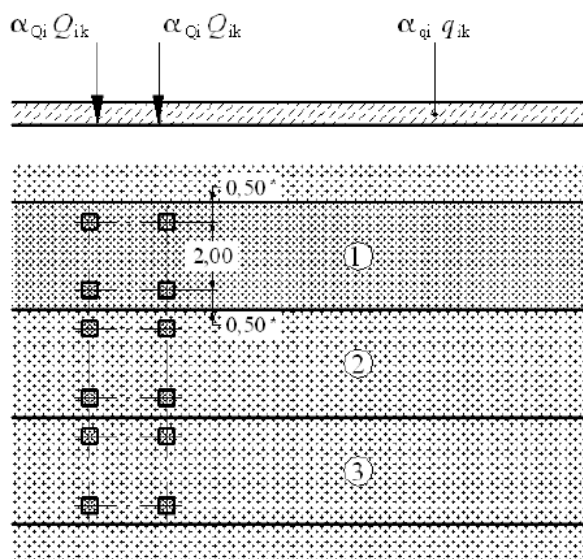
Model zatížení 1 se skládá ze dvou dílčích soustav, a to soustředěné zatížení od dopravy (TS) a rovnoměrné zatížení (UDL). Ostatní modely zatížení nejsou v této diplomové práci uvažovány.

Hodnoty regulačních součinitelů α_Q a α_q jsou stanoveny podle NA.2.12 [34].

Umístění	Soustředěné zatížení (TS)			Rovnoměrné zatížení (UDL)		
	Q_{ik}	α_{Qi}	$\alpha_{Qi} \cdot Q_{ik}$	$q_{ik} (q_{rk})$	α_{qi}	$\alpha_{qi} \cdot q_{ik}$
	[kN]	[-]	[kN]	[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]
Pruh č.1	300.00	1.00	300.00	9.00	1.00	9.00
Pruh č.2	200.00	1.00	200.00	2.50	2.40	6.00
Pruh č.3	100.00	1.00	100.00	2.50	1.20	3.00
Další pruhy	0.00	0.00	0.00	2.50	1.20	3.00
Zbývající plocha	0.00	0.00	0.00	2.50	1.20	3.00

Tab. 11 Zatížení dopravou – model zatížení 1 (LM1)

kde Q_{ik} jsou charakteristické hodnoty nápravových sil,
 q_{ik} jsou charakteristické hodnoty rovnoměrného zatížení.



Obr. 84 Umístění zatížení od dopravy na konstrukci – model zatížení 1 (LM1) [34]

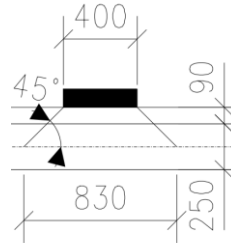
Podle odstavce 6 [34], tam, kde se mohou celkové účinky a lokální účinky vypočítat odděleně, lze celkové účinky za splnění pravidel daných v odstavci 6 vypočítat následovně:

$$\sum \alpha_{Qi} \cdot Q_{ik} = 2 \cdot (300 + 200 + 100) = 1200 \text{ kN}$$

$$\sum \alpha_{qi} \cdot q_{ik} = 9,0 \cdot 3,0 + 6,0 \cdot 3,0 + 3,0 \cdot 3,0 + 3,00 \cdot 2,75 = 62,25 \text{ kN/m}$$

Roznášení soustředěných zatížení

Roznášení soustředěného zatížení pro lokální ověření, které souvisí s modelem zatížení 1 (LM1) se uvažuje podle [34] následovně:



Obr. 85 Roznášení soustředěného zatížení (LM1) vozovkou a betonovou deskou mostovky

Brzdné a rozjezdové síly

Brzdná síla Q_{ik} se uvažuje podle [34] jako síla, která působí na úrovni povrchu vozovky. Její hodnota se vypočte následujícím vzorcem, je omezena hodnotou 900 kN.

$$Q_{ik} = 0,6\alpha_{Q1}(2Q_{1k}) + 0,10\alpha_{q1}q_{1k}w_1L = 0,6 \cdot 1 \cdot (2 \cdot 300) + 0,1 \cdot 1 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 674 = 2179,8 \text{ kN}$$

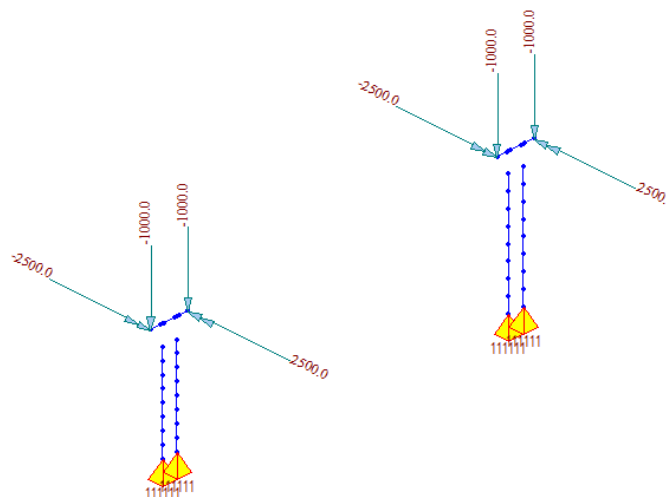
$$180\alpha_{Q1} \leq Q_{ik} \leq 900 \text{ (kN)}$$

$$Q_{ik} = 900 \text{ kN}$$

5.2.3 Staveništní zatížení

5.2.3.1 Zatížení betonážními vozíky

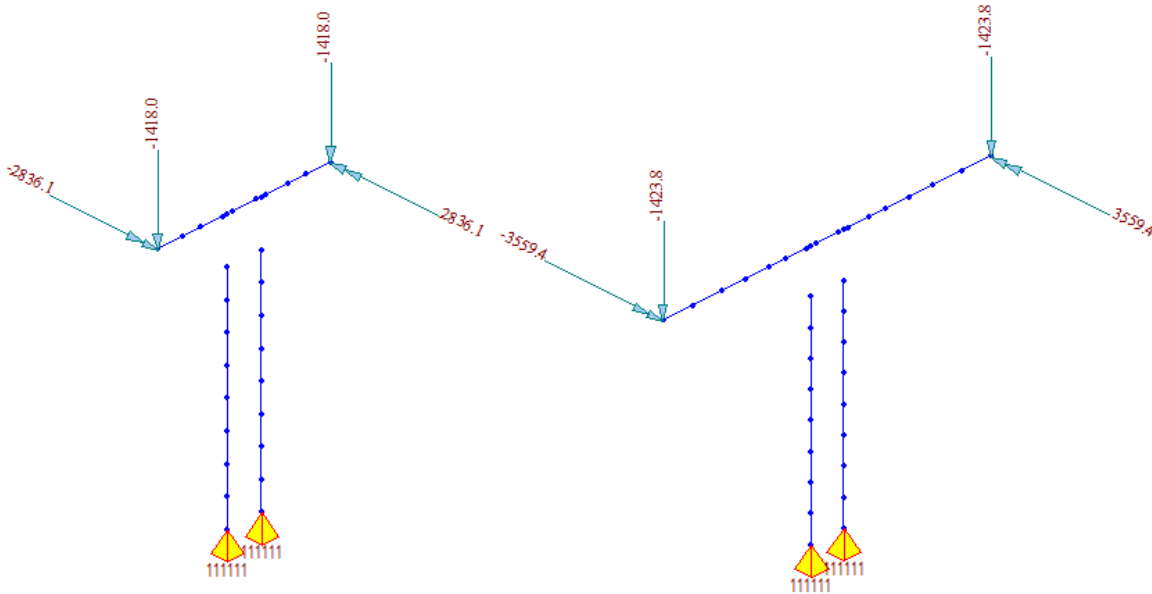
Zatížení betonážními vozíky se uvažuje jako osamělé zatížení (síla a ohybový moment) na konci konzoly. Betonážní vozík je uvažován s vahou 100 t. Excentricita pro vozík byla zvolena jednotně 2,5 m (polovina běžné lamely).



Obr. 86 Ukázka zatížení betonážním vozíkem v programu midas Civil

5.2.3.2 Zatížení a odtížení lamely

Na hraně působí také zatížení čerstvým betonem. Je vždy brán objem jednotlivé lamely, který působí s danou excentricitou (viz kap. 4.7.2). Betonážní vozík má omezenou únosnost, proto je u prvních lamel upravena délka tak, aby byly objemy víceméně vyrovnané.



Obr. 87 Ukázka zatížení mokrým betonem (CS3 – vlevo, CS6 – vpravo)

5.2.3.3 Zatížení na horní hraně hotové konstrukce

Zatížení je stanoveno podle [35]. Vzhledem k technologii výstavby konstrukce a jejího provádění nepřipadají v úvahu zatížení jako je dočasné vybavení, přemístitelné těžké strojní vybavení a zařízení, kumulace stavebních odpadů a dočasná zatížení. Zatížení je uvažováno pouze pro mezní stav EQU, kde se ověřuje stabilita vahadla. Zatížení jsou uvažována jen na těch částech konstrukce, kde vyvolávají nepříznivé účinky. Jsou uvažována následující zatížení:

- Osoby a ruční nářadí
 - omezená plocha maximálně 15×15 m
 - velikost zatížení 1 kN/m²
- Přemíštěná skládka
 - rovnoměrné zatížení na celé horní ploše vahadla 0,2 kN/m²
 - osamělé břemeno na konci vahadla 100 kN

5.2.4 Mimořádná zatížení

Mimořádná zatížení jsou různé nárazy dopravních prostředků do konstrukce, zatížení vodním tlakem při povodních, dále potom zatížení vznikající během výstavby. Vzhledem k technologii výstavby připadá v úvahu zatížení způsobené utržením betonážního vozíku. Utržení betonážního vozíku je uvažováno silou odpovídající dvojnásobku tíhy vozíku s čerstvým betonem. Dvojnásobek síly vychází z charakteru zatížení (náhle působící síla).

5.3 Mezní stavy únosnosti

Mezní stavy únosnosti souvisí s kolapsem konstrukce. Podle [31, s. 38] se musí ověřit mezní stavy únosnosti:

- „EQU – Ztráta statické rovnováhy konstrukce nebo její části, uvažované jako tuhé těleso (například konzola při letmé betonáži).
- STR: Vnitřní porucha nebo nadměrná deformace konstrukce nebo nosných prvků včetně základových patek, pilot, podzemních stěn atd., kde rozhoduje pevnost konstrukčních materiálů;
- GEO: Porucha nebo nadměrná deformace základové půdy, kde pevnosti zeminy nebo skalního podloží jsou významné pro únosnost;
- FAT: Únavová porucha konstrukce nebo nosných prvků.“

V této diplomové práci jsou posouzeny stavy EQU a STR. Mezní stav GEO je posouzen velmi zjednodušeně s využitím dokumentace [1], kde je uváděna únosnost jedné piloty. Mezní stav FAT se v této diplomové práci neověřuje.

5.3.1 Kombinace zatížení

Návrhové hodnoty zatížení a jejich kombinace se stanoví podle posuzovaného mezního stavu na základě tabulky A2.4 [31]. Tabulka A2.4(A) je pro posouzení mezního stavu EQU. Tabulka A2.4(B) je pro posouzení mezního stavu STR a GEO. Obecně lze kombinace zatížení vyjádřit následovně:

- Vztah 6.10:

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

- 6.10a

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

- 6.10b

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

Hodnoty součinitelů ψ jsou převzaty z tabulky A2.1 [31]. Hodnoty součinitelů γ a ξ jsou převzaty z tabulek A2.4(A) a A2.4(B)

Kombinace zatížení pro mimořádné návrhové situace lze vyjádřit dle následujícího vztahu.

- 6.11b

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

5.3.2 Ověření statické rovnováhy (EQU)

Ověření statické rovnováhy se v této diplomové práci provádí pouze ve stavební fázi, kdy je konstrukce ve stadiu vahadla. Ověření se provede ve dvou krocích. V prvním kroku proběhne za předpokladu, že únosnost základové půdy nerozhoduje. Pro toto ověření se použije kombinace zatížení sestavených dle tabulky A2.4(A) [31]. Ve druhém kroku se ověří únosnost základové půdy. Pro toto ověření se použije kombinace zatížení sestavených dle tabulky A2.4(B) [31].

5.3.3 Ověření návrhu nosných prvků konstrukce (STR)

Ověření nosných prvků zahrnuje řadu dílčích ověření. Pro posouzení na mezní stav únosnosti – STR, se uvažuje pouze definitivní stav. Norma využitá pro posouzení je ČSN EN 1192-1-1 [26], která je doplněna normou ČSN EN 1992-2 [27]. Podle těchto norem jsou provedeny jednotlivé posudky pro nosnou konstrukci a pro pilíře P2 a P3. Pro posudky jsou použity kombinace 6.10a a 6.10b.

Jsou ověřeny následující návrhové situace:

- Na nosné konstrukci
 - Ohybový moment s normálovou silou nebo bez normálové síly
 - Smyk
 - Kroucení
 - Interakce
- Na pilířích
 - Analýza účinků druhého řádu s normálovým zatížením

Dále by bylo třeba ověřit například oblasti nespojitosti (kotvení předpětí) nebo místně zatížené plochy (uložení konstrukce – příčníky).

5.4 Mezní stavy použitelnosti

Mezní stavy použitelnosti jsou stanoveny pro provozní účely na konstrukci nebo na nosný prvek. Po jejich překročení nedojde ke kolapsu konstrukce. Podle [26] a [27] jsou to mezní stavy: omezení napětí, omezení trhlin a omezení průhybu.

5.4.1 Kombinace zatížení

Pro ověření mezních stavů použitelnosti se návrhové hodnoty stanoví podle [31]. Hodnoty součinitelů γ jsou uvažovány hodnotou 1. Pro ověření se používají následující kombinace zatížení:

- Pro nevratné mezní stavy se používá charakteristická kombinace, která lze vyjádřit vztahem:

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

- Pro vratné mezní stavy se používá častá kombinace, která lze vyjádřit vztahem:

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

- Pro dlouhodobé účinky a vzhled konstrukce se používá kvazi-stálá kombinace, která lze vyjádřit vztahem:

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

Podrobně jsou kombinace zatížení pro mezní stavy použitelnosti uvedené v tabulce A2.6 [31].

5.4.2 Omezení napětí

5.4.2.1 Omezení tlakových napětí v betonu

„Tlakové napětí v betonu musí být omezeno, aby se zabránilo vzniku podélných trhlin, mikrotrhlin nebo velkému dotvarování, které mohou nepříjemně ovlivnit funkčnost konstrukce.“ [26, s. 103] Podle [27] se trhliny mohou objevovat, pokud napětí nepřekročí při charakteristické kombinaci hodnotu $k_1 \cdot f_{ck}$, kde součinitel $k_1 = 0,6$.

„Pokud je napětí v betonu při kvazi-stálé kombinaci zatížení menší nebo rovno než $k_2 \cdot f_{ck}$, lze předpokládat lineární dotvarování. Pokud napětí v betonu překročí $k_2 \cdot f_{ck}$, má se uvažovat nelineární dotvarování.“ [26, s. 103] Součinitel $k_2 = 0,45$.

5.4.2.2 Omezení tahových napětí v betonu

U omezeně předpjatých konstrukcí je tahové napětí při charakteristické kombinaci zatížení, podle [28], omezeno hodnotou $f_{ct,eff}$. Ta je v průřezu neporušeného trhlinami uvažována hodnotou f_{ctm} .

5.4.2.3 Omezení tahových napětí ve výztuži

„Lze předpokládat, že nepříjemné trhliny a deformace nevzniknou, pokud při charakteristické kombinaci zatížení tahové napětí v betonářské výztuži nepřekročí $k_3 \cdot f_{yk}$. Pokud je napětí vyvozeno vnesenými přetvořeními, nemá tahové napětí překročit $k_4 \cdot f_{yk}$. Střední hodnota napětí v předpínací výztuži nemá překročit $k_5 \cdot f_{pk}$.“ [26, s. 103] Hodnoty součinitelů k_3, k_4 a k_5 se uvažují hodnotou 0,8, 1 a 0,75.

5.4.3 Omezení trhlin

Trhliny musí být omezeny, aby nedocházelo například ke korozi výztuže, čímž by se narušila funkce nebo trvanlivost konstrukce. Doporučené šířky trhlin se nachází v tabulce NA.1 [27, s. 5, Z2]. V tabulce lze také vyčíst, že pro stupeň prostředí XD, je požadována dekomprese při

kvazi-stálé kombinaci zatížení. Požadavek dekomprese znamená, že všechny beton ve vzdálenosti 100 mm od předpínacího kanálku bude tlačný. [27]

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	Dodatečně předpjatý beton	
			Stupeň protikorozní ochrany předpínací výztuže PL1 až PL3 ^{c)}	Stupeň protikorozní ochrany předpínací výztuže PL1 ^{c)}
X0, XC1	0,4 ^{a)}	0,2	0,2	0,3
XC2, XC3, XC4	0,3	0,1 ^{b)}	0,2 ^{b)}	0,3
XD, XS, XF	0,2	Dekomprese ^{e)}	0,1 ^{b)}	0,2
Stupeň vlivu prostředí	Dělené konstrukce (bez průběžné podélné betonářské výztuže)			
Nerozhoduje	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.

Tab. 12 Doporučené hodnoty w_{max} a odpovídající kombinační pravidla [27]

5.4.4 Omezení průhybu

Deformace ovlivňují vzhled, a především funkčnost mostního objektu. Přípustné hodnoty průhybů nejsou dány normou, ale měly by být dány projektantem. Pro posouzení konstrukce v hotovém stavu se pro trvalý průhyb konstrukce využívají kombinace kvazi-stálé a časté a pro okamžitý průhyb kombinace charakteristické. [28]

5.5 Předběžné posouzení příčného řezu

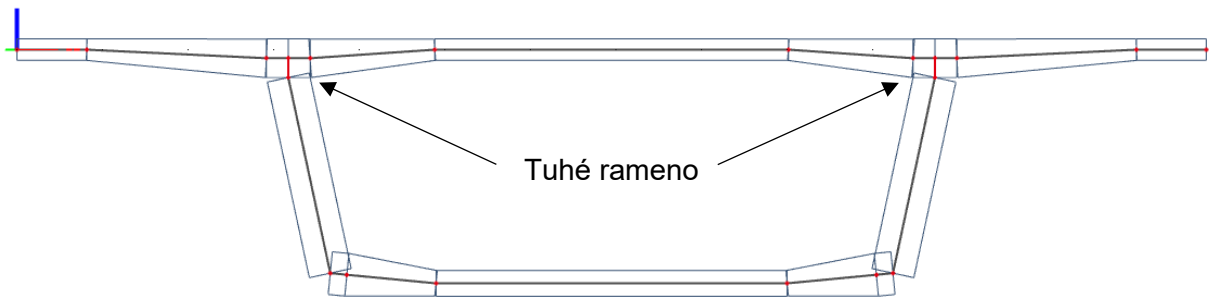
Před globálním modelem jsou ověřeny rozměry horní desky komorového nosníku. Horní deska monolitické části navazuje na segmentovou část.

5.5.1 Model

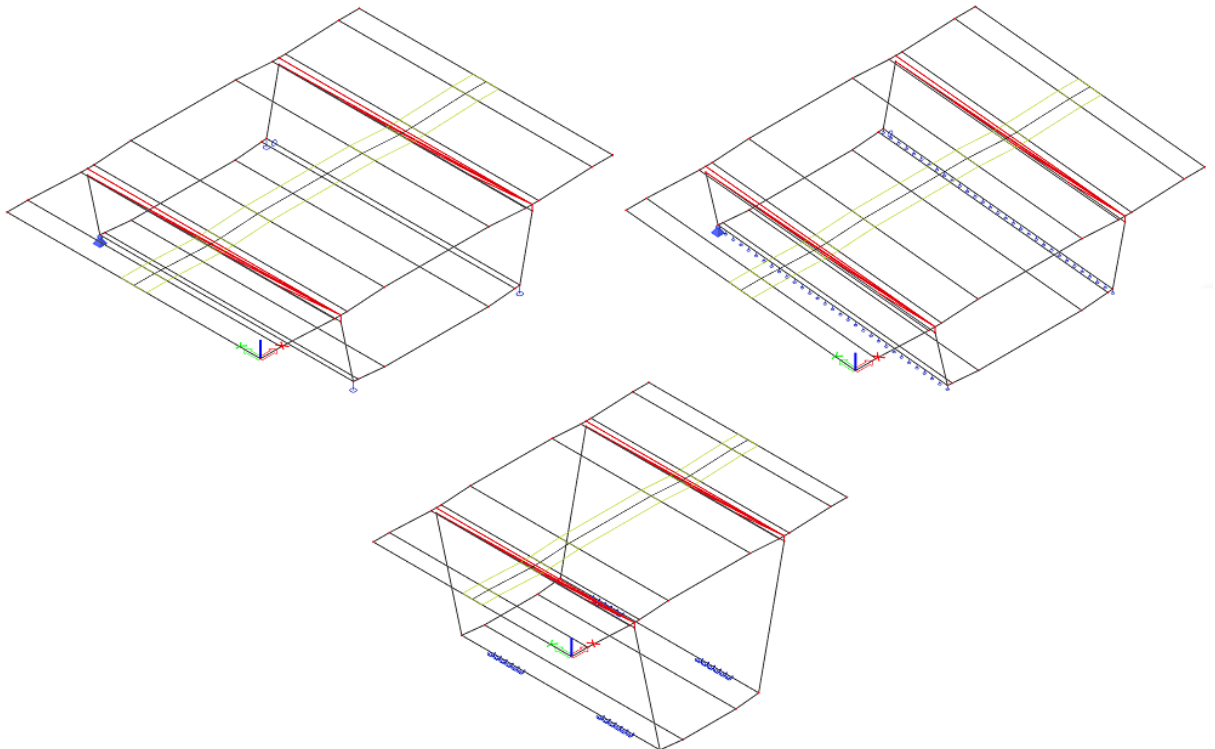
Model byl vytvořený jako desko-stěnový výsek o délce 10 m konstantní výšky. Detaily spojení stěny a desky jsou provedeny dle kapitoly 4.7. Geometrie příčného řezu je dle kapitoly 3.4.1 obr. 53 vpravo.

Bylo vytvořeno více modelů pro porovnání podepření (viz následující obrázky). Průřez v poli je podepřen kloubově tak, aby vznikaly pouze svislé reakce. Pro průřez nad podporou je model

navržen velmi zjednodušeně o konstantní výšce, bez diafragmat i bez pilířů. V místě stojek je model podepřen tuze.

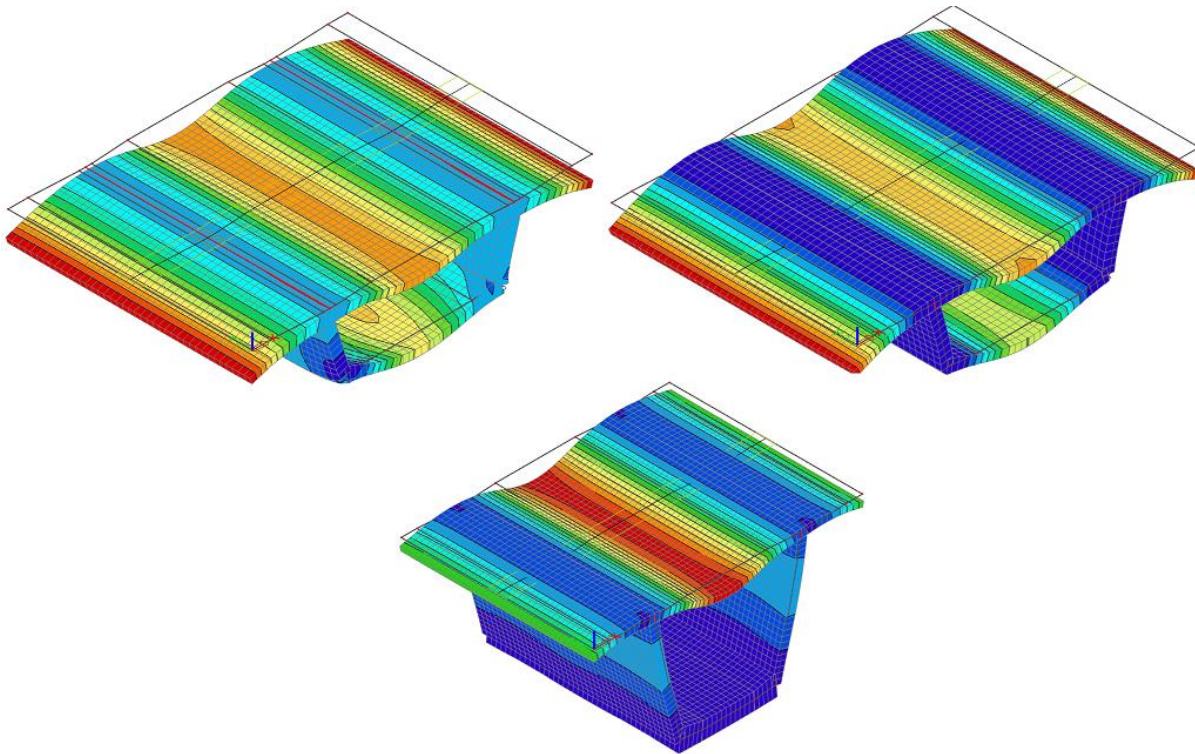


Obr. 88 Příčný pohled na model – průřez v poli



Obr. 89 Porovnávané modely s různým podepřením

Nejprve byl každý model zkontrolován podle deformace od vlastní tíhy a byla zahuštěna síť. Poté následovala kontrola od ostatních zatěžovacích stavů z důvodu vyvarování se chyb (např. ze špatného směru umístění zatížení).



Obr. 90 Deformované průřezy od vlastní tíhy

5.5.2 Zatížení

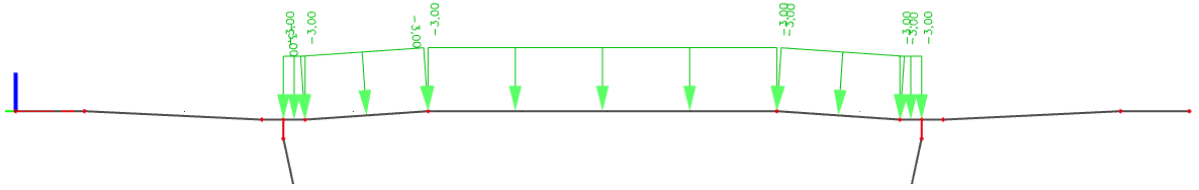
Zatížení je uvažováno vlastní tíhou, ostatním zatížením, zatížení dopravou (modelem zatížení LM1) a zjednodušeně i teplotním zatížením.

5.5.2.1 Vlastní tíha

Vlastní tíha je automaticky generována programem SCIA Engineer. Objemová tíha betonu je zadána hodnotou $\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$.

5.5.2.2 Ostatní stálé

- Tíha od přesahující římsy $g_{\check{r},p} = A \cdot \gamma_{\check{z}B} = 0,16 \cdot 25 = 4 \text{ kN/m}$
- Moment od přesahující římsy $M_{\check{r}} = g_{\check{r}} \cdot e = 4 \cdot 0,125 = 0,5 \text{ kNm}$
- Tíha od říms $g_{\check{r}} = h \cdot \gamma_{\check{z}B} = 0,23 \cdot 25 = 5,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
- Tíha od vozovky $g_v = h_{ob} \cdot \gamma_{ob} + h_{och} \cdot \gamma_{och} + h_p \cdot \gamma_p = 0,04 \cdot 24 + 0,04 \cdot 24 + 14 \cdot 0,005 = 0,96 + 1,08 + 0,07 = 2,11 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 40 \% = 3,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
- Tíha od vybavení viz kap. 5.2.1.2



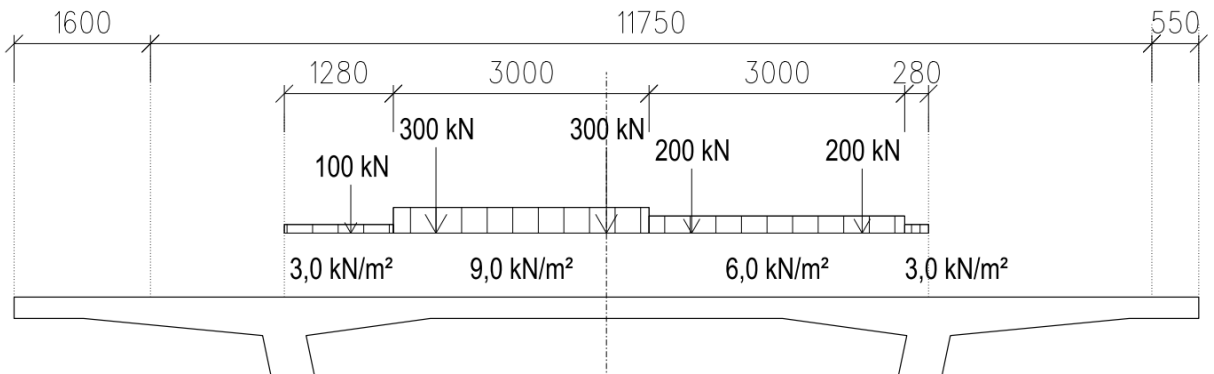
Obr. 91 Ostatní stálé zatížení působící nepříznivě pro vyvolání maximálního momentu u dolního povrchu desky



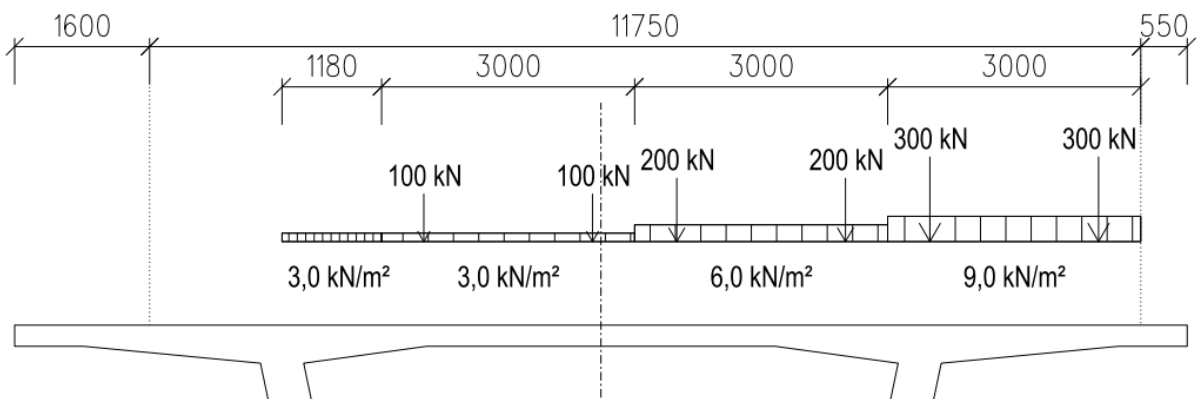
Obr. 92 Ostatní stálé zatížení působící příznivě pro vyvolání maximálního momentu u dolního povrchu desky

5.5.2.3 Zatížení dopravou

Zatížení dopravou je na konstrukci umístěno do dvou poloh (viz následující obrázky).



Obr. 93 První poloha umístění modelu zatížení LM1 v příčném směru pro příčný ohybový moment

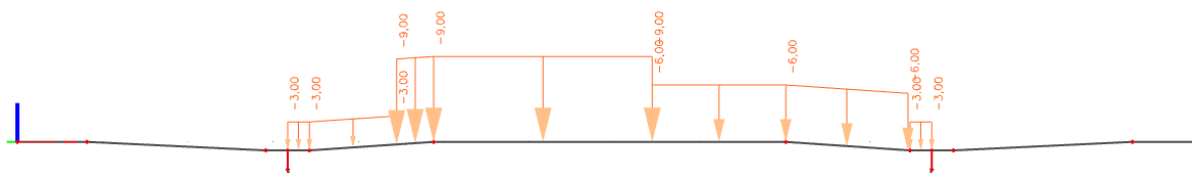


Obr. 94 První poloha umístění modelu zatížení LM1 v příčném směru pro příčný ohybový moment

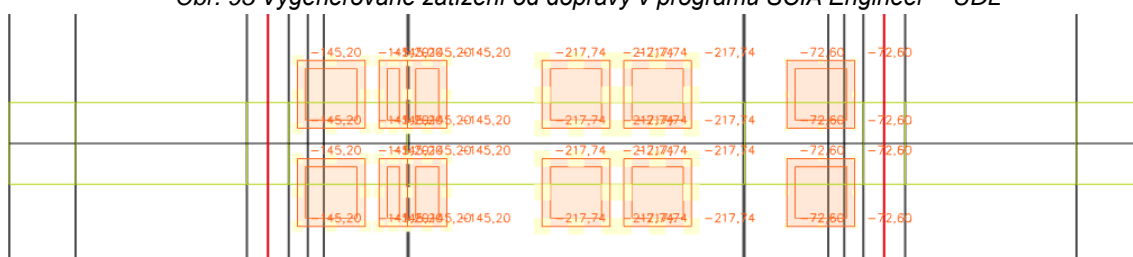
Soustředěné zatížení od LM1 je roznášeno do střednice viz kap. 5.2.2.4.

Rožnášení sil:

- Pruh č. 1: $\frac{150}{0,83^2} = 217,74 \frac{kN}{m^2}$
- Pruh č. 2: $\frac{100}{0,83^2} = 145,16 \frac{kN}{m^2}$
- Pruh č. 3: $\frac{50}{0,83^2} = 72,6 \frac{kN}{m^2}$



Obr. 95 Vygenerované zatížení od dopravy v programu SCIA Engineer – UDL



Obr. 96 Vygenerované zatížení od dopravy v programu SCIA Engineer – UDL; včetně zobrazení integračního pásu

5.5.2.4 Teplotní zatížení

Teplotní zatížení je aplikováno velmi zjednodušeně, a to nerovnoměrnou lineární teplotou, kde jsou zadány dvě hodnoty:

- Horní povrch je teplejší než dolní s hodnotou + 10,0 °C.
- Dolní povrch je teplejší než s horní hodnotu +10,0 °C.

Teplota je zadaná bez součinitelů k_{sur} . Hodnoty také neodpovídají normě, jedná se o zjednodušený posudek.

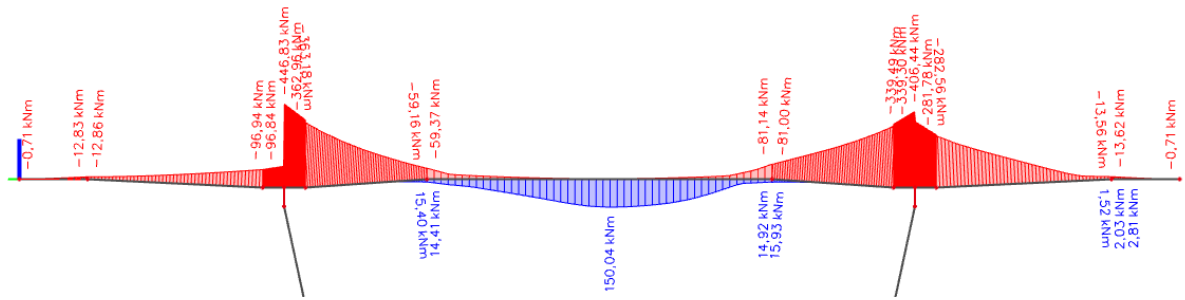
5.5.3 Analýza zatížení

5.5.3.1 Kombinace

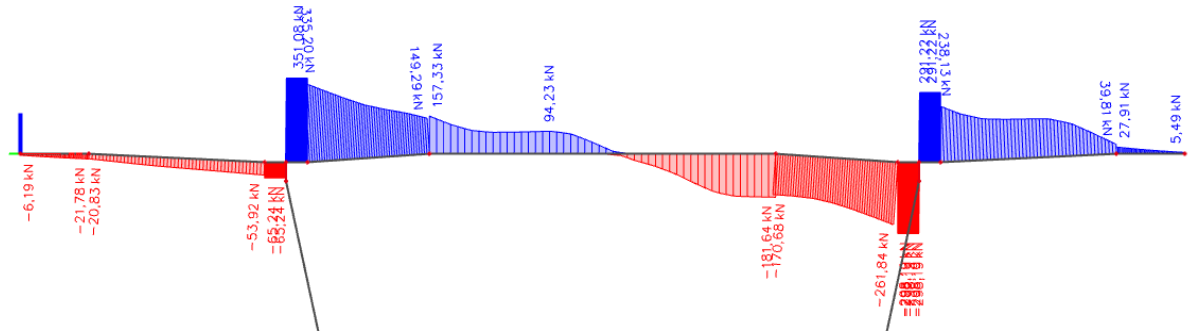
Kombinace zatížení jsou sestaveny podle [31]. Pro mezní stav únosnosti je sestavena kombinace 6.10 podle tabulky A2.4. Pro mezní stav použitelnosti jsou sestaveny kombinace charakteristická a kvazi-stálá.

5.5.3.2 Vnitřní síly

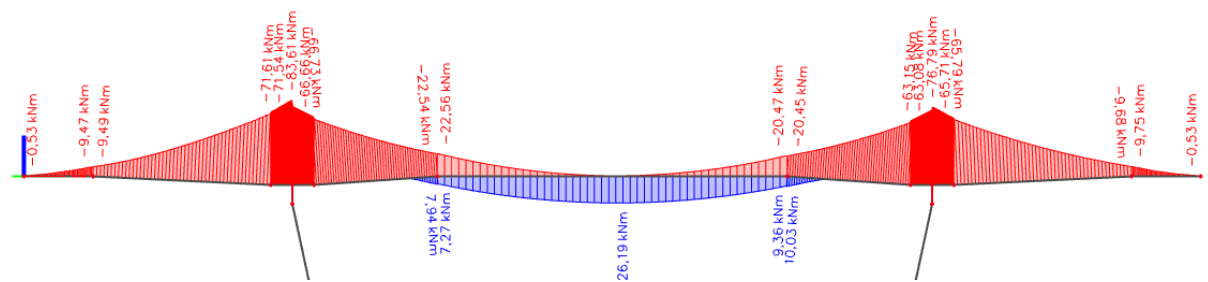
Všechny modely dávaly víceméně stejné výsledky vnitřních sil bez ohledu na podepření konstrukce. Rozdíl byl minimální. Dále jsou zobrazeny vnitřní síly pro průřez v poli pro první zobrazený model.



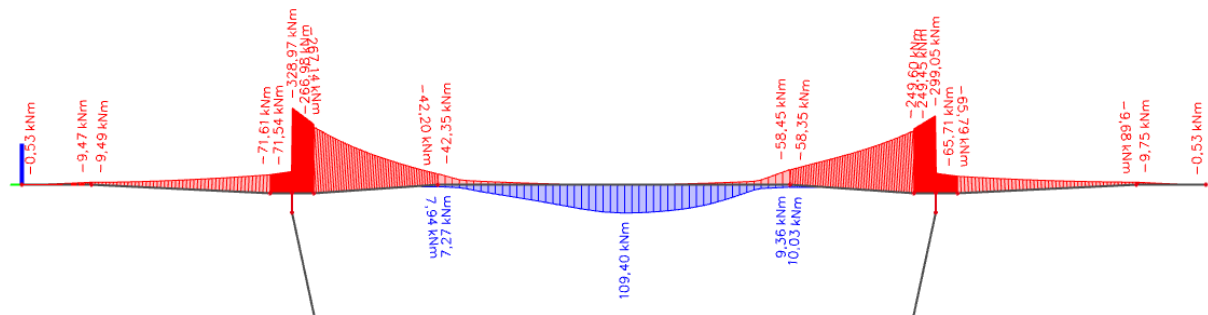
Obr. 97 Ohybový moment na horní desce komorového nosníku (obálka kombinací MSÚ)



Obr. 98 Posouvající síla na horní desce komorového nosníku (obálka kombinací MSÚ)



Obr. 99 Ohybový moment na horní desce komorového nosníku (MSP – kvazi-stálá kombinace)



Obr. 100 Ohybový moment na horní desce komorového nosníku (MSP – charakteristická kombinace)

5.5.4 Posouzení průřezu

Jsou posouzeny průřezy desky, kde jsou maximální vnitřní síly, tedy ve středu pole a nad stěnou (u hrany stěny). Pro zobrazení vnitřních sil je využit integrační pás v programu SCIA Engineer na šířce 1,0 m. Průřezy jsou posouzeny v programech FINE EC 2021 a IDEA StatiCa RCS 21.0, pro kontrolu je proveden ruční výpočet v programu Microsoft Excel. Mezní stav

únosnosti je posouzen metodou mezní rovnováhy. Rozdělení přetvoření a napětí je dle kapitoly 5.1.1. V mezním stavu použitelnosti jsou posouzeny mezní stavy omezení napětí a omezení trhlin.

5.5.4.1 Průřez ve středu pole

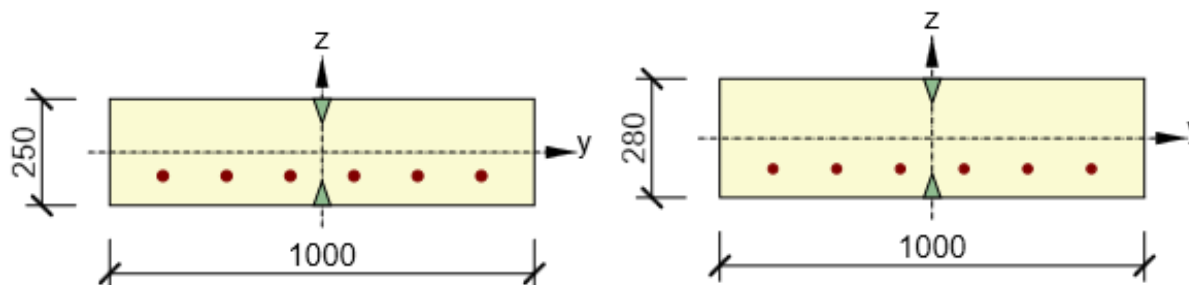
Průřez ve středu desky

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	0,0	109,4	0,0			99,3	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	150,0	0,0			72,2	OK
Smyk	0,0			0,0	0,0	0,0	OK
Interakce	0,0	150,0	0,0	0,0	0,0	0,0	OK
Omezení napětí	0,0	109,4	0,0			99,3	OK
Šířka trhliny	0,0	26,2	0,0			22,1	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Obr. 101 Souhrnný posudek pro desku výšky $h = 250$ mm

Průřez vyhoví, ale s využitím 99 %, navíc je průřez vyztužen výztuží s $\varnothing 25$ mm. Proto se deska v monolitické části zvětší z 250 mm na 280 mm. Bude tedy proveden lineární náběh horní vnitřní desky komory ze segmentové části na monolitickou.

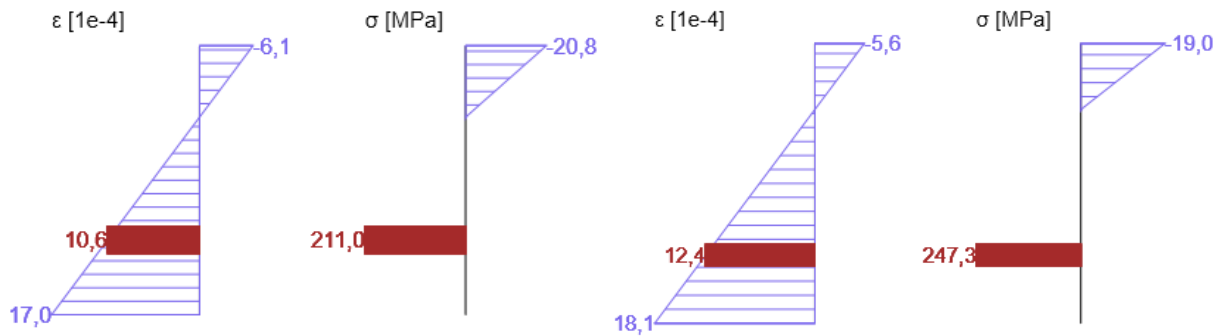


Obr. 102 Dimenzační průřez: výztuž $\varnothing 25$ mm po 150 mm (vlevo), výztuž $\varnothing 22$ mm po 150 mm (vpravo)

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	0,0	119,1	0,0			90,5	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	163,7	0,0			79,9	OK
Smyk	0,0			0,0	0,0	0,0	OK
Interakce	0,0	163,7	0,0	0,0	0,0	0,0	OK
Omezení napětí	0,0	119,1	0,0			90,5	OK
Šířka trhliny	0,0	30,6	0,0			32,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

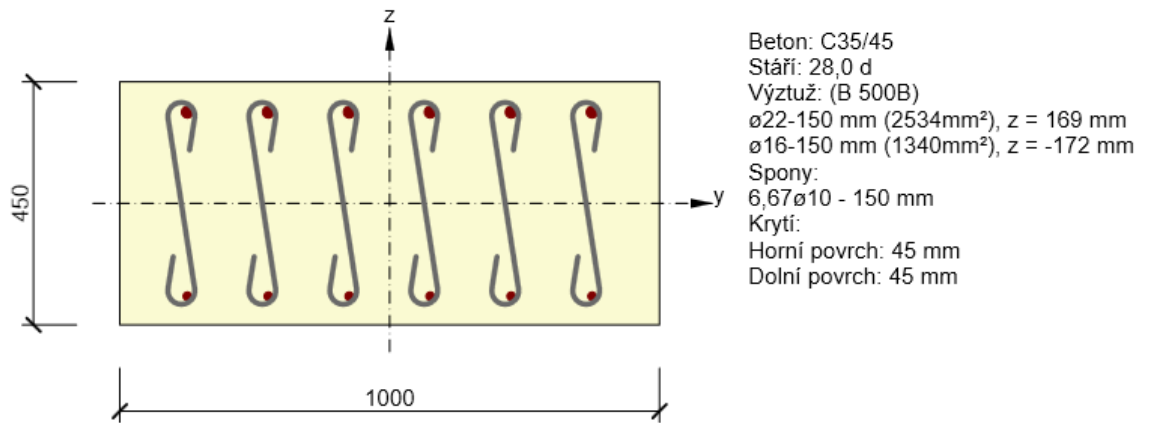
Obr. 103 Souhrnný posudek pro desku výšky $h = 280$ mm



Obr. 104 Rozdíl v přetvoření a napětí při char. komb.: výška desky 250 mm (vlevo); výška desky 280 mm (vpravo)

U segmentů, které jsou z betonu C45/55, rozhoduje MSÚ. Výztuž však vychází s $\varnothing 20$ mm po 150 mm. Ve výpočtu se také změnila krycí vrstva, kde $\Delta c_{dev} = 0$ mm, tzn. $c_{min} = 40$ mm.

Průřez nad stěnou



Obr. 105 Dimenzační průřez: výztuž $\varnothing 22$ mm po 150 mm

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	0,0	-356,2	0,0	349,7	0,0	93,4	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	-356,2	0,0			86,0	OK
Smyk	0,0			349,7	0,0	72,0	OK
Interakce	0,0	-356,2	0,0	349,7	0,0	93,4	OK
Omezení napětí	0,0	-261,5	0,0			74,0	OK
Šířka trhliny	0,0	-72,7	0,0			33,2	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Obr. 106 Souhrnný posudek

5.5.4.2 Průřez nad podporou

Průřez ve středu desky

Průřez má stejné rozměry a vyztužení jako průřez v poli.

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	0,0	125,7	0,0			95,6	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	173,1	0,0			84,5	OK
Smyk	0,0			0,0	0,0	0,0	OK
Interakce	0,0	173,1	0,0	0,0	0,0	0,0	OK
Omezení napětí	0,0	125,7	0,0			95,6	OK
Šířka trhliny	0,0	31,5	0,0			33,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Obr. 107 Souhrnný posudek

Průřez nad stěnou

Průřez má stejné rozměry a vyztužení jako průřez v poli.

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	0,0	-352,8	0,0	348,8	0,0	93,4	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	-352,8	0,0			85,2	OK
Smyk	0,0			348,8	0,0	71,9	OK
Interakce	0,0	-352,8	0,0	348,8	0,0	93,4	OK
Omezení napětí	0,0	-259,1	0,0			73,3	OK
Šířka trhliny	0,0	-73,1	0,0			33,5	OK

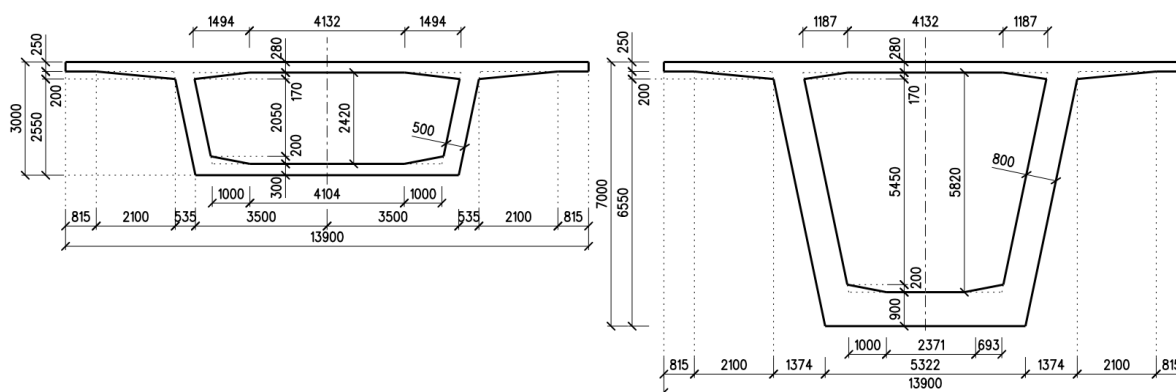
Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Obr. 108 Souhrnný výsledek

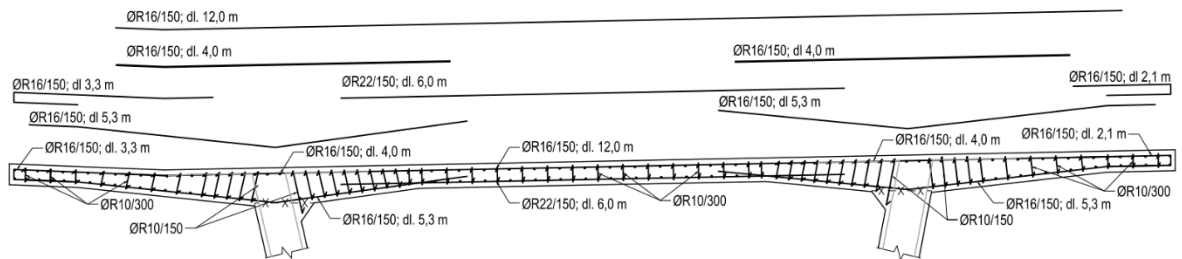
5.5.5 Výsledný příčný řez nosné konstrukce pro monolitickou část

Idealizovaná nosná konstrukce výpočetního modelu je znázorněna na následujícím obrázku.

Reálný příčný řez nosné konstrukce je v uveden v příloze – Vzorové příčné řezy.



Obr. 109 Upravená nosná konstrukce pro monolitickou část



Obr. 110 Schéma příčné výztuže horní desky

5.6 Předpětí

Předpětí je podle [31] klasifikováno jako stálé zatížení od kontrolovaných sil/přetvoření. Charakteristickou hodnotu zatížení je třeba uvažovat horními ($P_{k,sup}(t)$) a dolními hodnotami ($P_{k,inf}(t)$). Pro mezní stav únosnosti lze použít průměrnou hodnotu $P_m(t)$. Ve stavebním stavu je použita pouze průměrná hodnota $P_m(t)$.

Maximální napínací síla

Maximální síla P_{max} při napínání vložky nesmí překročit podle [26] následující hodnotu:

$$P_{max} = A_p \cdot \sigma_{p,max}$$

kde A_p je průřezová plocha předpínací vložky,

$\sigma_{p,max}$ je maximální napětí v předpínací vložce.

$$\sigma_{p,max} = \min(k_1 \cdot f_{pk}; k_2 \cdot f_{p0,1k}),$$

kde $k_1 = 0,8$ a $k_2 = 0,9$ (doporučená hodnota dle [26]). Maximální napětí ve vložce je tedy:

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

Omezení napětí v betonu

Napětí v betonu v tlaku v konstrukci, vyplývající z předpínací síly a dalších působících zatížení v době zavedení přepětí, je omezeno podle [30] hodnotou:

$$\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck}(t) = 0,6 \cdot 35(28) = 21,0 \text{ MPa}$$

Pokud tlakové napětí trvale překračuje hodnotu $0,45 \cdot f_{ck}(t) = 0,45 \cdot 35(28) = 15,75 \text{ MPa}$, má být podle [25] uvažováno nelineární dotvarování betonu.

Maximální síla v předpínací výztuži

Maximální síla v předpínací oceli se stanoví podle [26], a to odečtením okamžitých ztrát předpětí $\Delta P_i(x)$ od síly při napínání P_{max} , a nemá překročit následující hodnotu:

$$P_{m0}(x) = A_p \cdot \sigma_{pm0}(x),$$

kde $\sigma_{pm0}(x)$ je napětí v předpínací vložce ihned po napnutí.

$$\sigma_{pm0}(x) = \min(k_7 \cdot f_{pk}; k_8 \cdot f_{p0,1k}),$$

kde $k_7 = 0,75$ a $k_8 = 0,85$ (doporučená hodnota dle [26]). Napětí v předpínací vložce ihned po napnutí tedy je:

$$\sigma_{pm0}(x) = \min(0,75 \cdot 1860; 0,85 \cdot 1640) = \min(1395; 1394) = 1394 \text{ MPa}$$

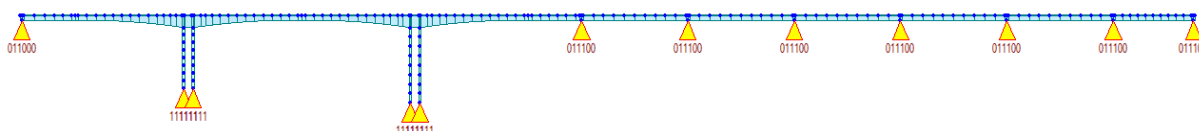
5.7 Model konstrukce

5.7.1 Tvorba modelu

Konstrukce je modelována prutovým modelem v programu midas Civil 2021. Diplomová práce se podrobně zabývá pouze monolitickou částí, tzn. včetně fází výstavby. Segmentová část není modelována s fázemi výstavby. Do modelu je přidána jako jeden celek již se stářím konstrukce včetně předpětí. Midas Civil disponuje naprosto obecným řešením fází výstavby pro mostní konstrukce. V rámci fází výstavby může aktivovat nebo deaktivovat jednotlivé konstrukční prvky, okrajové podmínky nebo zatížení. V jednotlivých fázích může tvořit dílčí nebo montážní kombinace a posuzovat jednotlivé konstrukční prvky. S fázemi výstavby a časovou osou konstrukce souvisí časově závislá analýza smršťování a dotvarování (TDA – Time Dependental Analysis).

Podpory, mimo pilířů P2 a P3, jsou idealizované jako posuvné klouby ve směru osy x. V ostatních dvou směrech je zabráněno posunům. U těchto podpor je také zabráněno pootočení kolem osy x, toto podepření idealizuje dvojicí ložisek. Podpory jsou k nosné konstrukci připojeny pomocí tuhých vazeb na excentricitě 3 m (výška NK).

Podpory pilířů P2 a P3 jsou idealizovány jako vetknutí. Stojky jsou k nosné konstrukci připevněny pomocí tuhých vazeb na excentricitě 7 m (výška NK nad podporou).



Obr. 111 Renderovaný model včetně bodů rozdělující model na jednotlivé konečné prvky

5.7.1.1 Spolupůsobící šířky

Spolupůsobící šířka desky se určí podle [35] na základě vzdálenosti l_0 . Jedná se o přibližnou metodu zohlednění účinků ochabnutí smykem. Ukázka výpočtu:

Nad pilířem P2

horní deska – vnější konzola:

$$b_{\text{eff},1} = 0,2 \cdot 2,915 + 0,1 \cdot 33,825 = 3,9655 \text{ m} < 0,2 \cdot 33,825 = 6,765 \text{ m} \\ > 2,915 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},1} = 2,915 \text{ m}$$

horní deska – mezi stěnami:

$$b_{\text{eff},2} = 0.2 * 3.524 + 0.1 * 33.825 = 4.0873 \text{ m} < 0.2 * 33.825 = 6.765 \text{ m} \\ > \mathbf{3.524 \text{ m}}$$

$$\mathbf{b_{\text{eff},2} = 3.524 \text{ m}}$$

horní deska – celkem:

$$b_w = 0.511 \text{ m}$$

$$\mathbf{b_{\text{eff}} = 2.915 + 0.511 + 3.524 = 6.95 \text{ m}}$$

dolní deska – mezi stěnami:

$$b_{\text{eff},1} = 0.2 * 2.339 + 0.1 * 33.825 = 3.8503 \text{ m} < 0.2 * 33.825 = 6.765 \text{ m} \\ > \mathbf{2.339 \text{ m}}$$

$$\mathbf{b_{\text{eff},1} = 2.339 \text{ m}}$$

$$b_w = 0.322 \text{ m}$$

$$\mathbf{b_{\text{eff}} = 2.339 + 0.322 = 2.661 \text{ m}}$$

Působí celý průřez

Spočtené spolupůsobící šířky jsou uvedeny v následující tabulce. Z tabulky je patrné, že v monolitické části polí, vzhledem k jejich délce, působí celý průřez. Což odpovídá grafu 3 v kapitole 4.7. Zato v segmentové části by se měl průřez redukovat v oblasti nad pilířem.

Místo	l_0	b_1	$b_{\text{eff},1}$	b_2	$b_{\text{eff},2}$	b_w	$b_{\text{eff,hd}}$	b_3	$b_{\text{eff},3}$	b_w	$b_{\text{eff,dd}}$	Působí
1. pole	81.175	2.915	2.915	3.524	3.524	0.511	13.900	3.052	3.052	0.448	7.000	Celý průřez
Pilíř P2 a P3	33.825	2.915	2.915	3.524	3.524	0.511	13.900	3.052	3.052	0.448	7.000	Celý průřez
2. pole	91.000	2.915	2.915	3.524	3.524	0.511	13.900	3.052	3.052	0.448	7.000	Celý průřez
3. pole	66.850	2.915	2.915	3.524	3.524	0.511	13.900	3.052	3.052	0.448	7.000	Celý průřez
Pilíř P4	23.475	2.915	2.915	3.524	3.052	0.511	12.957	3.052	2.958	0.448	6.812	Redukovaný průřez
4.–8. pole	42.700	2.915	2.915	3.524	3.524	0.511	13.900	3.052	3.052	0.448	7.000	Celý průřez
Pilíř P5–P8	18.300	2.915	2.413	3.524	2.535	0.511	10.918	3.052	2.440	0.448	5.777	Redukovaný průřez
Pilíř P9	16.050	2.915	2.188	3.524	2.310	0.511	10.018	3.052	2.215	0.448	5.327	Redukovaný průřez
9. pole	39.100	2.915	2.915	3.524	3.524	0.511	13.900	3.052	3.052	0.448	7.000	Celý průřez

Tab. 13 Spolupůsobící šířky

5.7.1.2 Průřezy

Celkem je vymodelováno 5 průřezů: stojka, průřez NK v poli pro monolitickou část, průřez NK nad podporou, diafragma NK a průřez NK pro segmentovou část. Průřezy nosné konstrukce jsou modelovány typu PSC, a to proto, aby se daly vymodelovat jako náběhované. Ve výpočtu jsou zohledněny smykové deformace. Průřezy jsou zarovnané na horní hranu („Center-Top“). Po vymodelování jednotlivých prvků jsou dále průřezy rozděleny na jednotlivé končené prvky funkcí divide. Průřezy pilířů jsou zjednodušeně modelovány plným obdélníkem 1,5×6,0 m.

Type	Shape	Name	Area (m ²)	Asy (m ²)	Asz (m ²)	Ixx (m ⁴)	Iyy (m ⁴)	Izz (m ⁴)
PSC	1CEL	Podpora	15.49	7.04	5.97	124.46	113.78	144.42
PSC	1CEL	Diafragma	38.66	20.95	23.97	266.53	180.77	238.60
PSC	1CEL	Pole – segmenty	9.01	5.57	1.92	26.84	12.22	110.40
Value	SB	Stojka	9.00	7.50	7.50	5.69	1.69	27.00
PSC	1CEL	Pole – monolit	9.18	5.81	1.91	27.72	12.37	110.86

Tab. 14 Průřezové charakteristiky

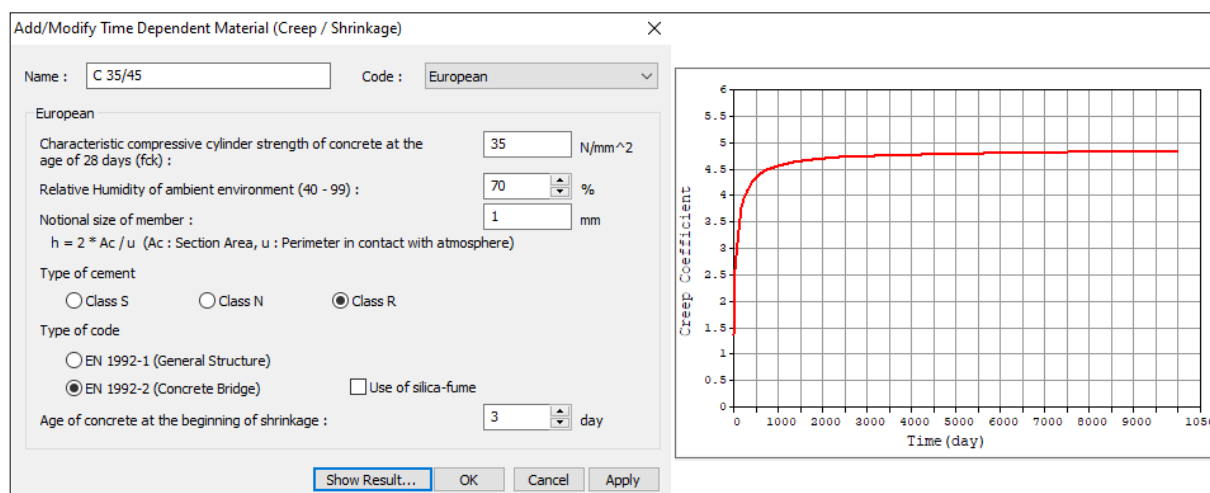
5.7.1.3 Materiál

Materiály jsou zadány dle evropských norem.

Name	Type	Standard
C35/45	Concrete	EN04(RC)
C45/55	Concrete	EN04(RC)
Y1860S7(15.7mm)	Steel	EN05(S)

Tab. 15 Materiály

Reologické účinky a modul pružnosti jsou v modelu zohledněny následovně.



Obr. 112 Reologické účinky pro beton C35/45 a křivka dotvarování v závislosti na čase

Náhradní rozměr průřezu je 1 mm, jelikož je průřez proměnný. Náhradní rozměr průřezu se stanoví pomocí funkce „Change Property“ a vypočte se podle CEB-FIP (1990). Vzorce pro výpočet jsou: $h = 2 \cdot A_c / u$; $u = L_0 + a_i \cdot L_i$,

kde h je náhradní rozměr průřezu,

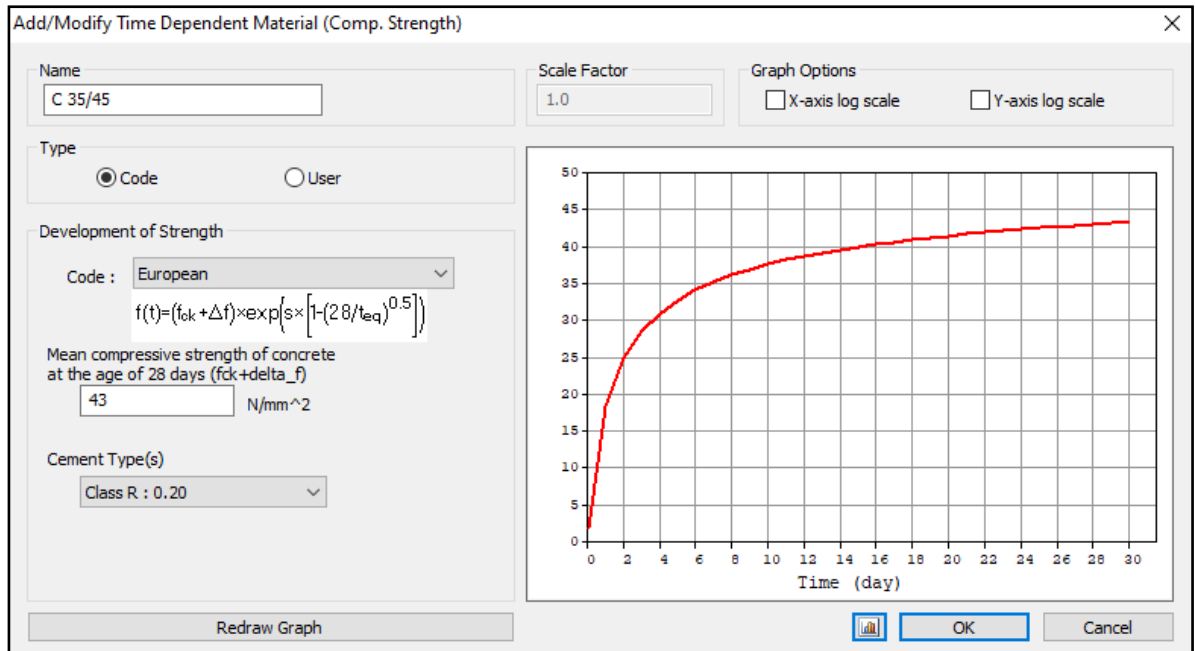
A_c je průřezová plocha betonu,

u je obvod části průřezu vystavené vysychání,

L_0 je vnější obvod průřezu v příčném směru

a_i je součinitel pro vnitřní obvod v příčném směru ($a = 0,75$),

L_i je vnitřní obvod průřezu v příčném směru.



Obr. 113 Modul pružnosti v čase

Vlastnosti předpětí jsou stanoveny pro jednotlivé typy vedení předpětí.

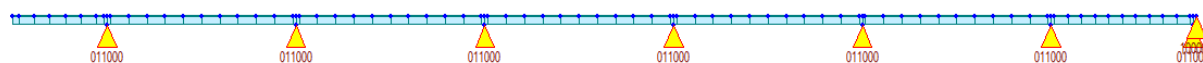
The dialog box 'Add/Modify Tendon Property' contains the following fields and options:

- Tendon Name: Vahadlove kabely 19
- Tendon Type: Internal(Post-Tension)
- Material: 2: Y1860S7(15.7mm)
- Total Tendon Area: 2850 mm²
- Duct Diameter: 100 mm
- Relaxation Coefficient: European, Low
- Name: (empty)
- Ultimate Strength: 1860 N/mm²
- Yield Strength: 1640 N/mm²
- Curvature Friction Factor (μ): 0.25
- Wobble Friction Factor ($K = \mu \times k$): 1.25e-007 1/mm
- Unintentional Angular Displacement (k): 5e-007 rad/mm
- External Cable Moment Magnifier: 0 N/mm²
- Anchorage Slip (Draw in):
 - Begin: 6 mm
 - End: 6 mm
- Bond Type: Bonded, Unbonded

Obr. 114 Vlastnosti předpětí pro vahadlové kabely

5.7.2 Fáze výstavby

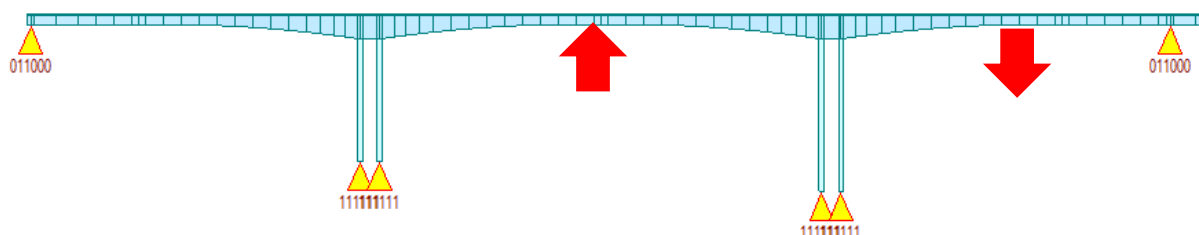
Ve finálním modelu je konstrukce rozdělena do osmnácti stavebních fází. V první fázi přibude najednou celá spodní stavba. Okrajová podmínka u paty pilířů je idealizována jako vetknutí. V další fázi přibude zárodek, který je se stojkami spojen pomocí tuhých ramen. Do fáze CS13 přibývají symetricky jednotlivé lamely. Ve fázi CS14 přibude najednou celá segmentová část včetně ideálních kabelů a okrajových podmínek. Podpory jsou nastavené jako posuvné klouby, je zde také nastavena dočasná okrajová podmínka ve směru osy x.



Obr. 115 Fáze 14 – segmentová část

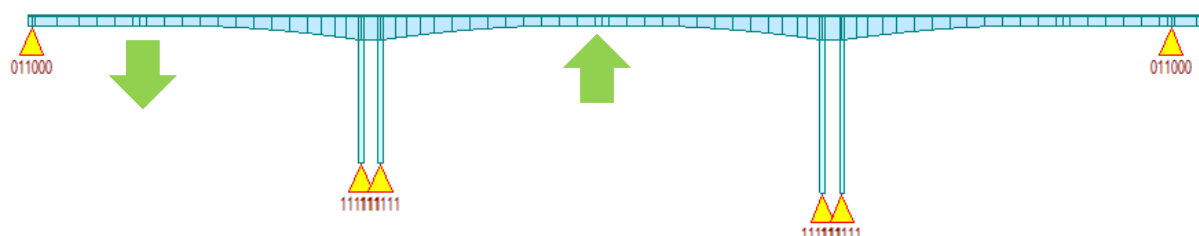
Ve fázi CS15 dojde ke spojení vahadel a také ke spojení monolitické a segmentové části. V předposlední fázi výstavby CS16 přibude levé krajní pole a zároveň se spojí se zbytkem konstrukce. V poslední stavební fázi CS17 jsou napnuty kabely spojitosti. Následuje fáze uvedení do provozu a konec životnosti.

Před finálním modelem bylo zkoušeno i jiné spojení. Byla zkoušena varianta, ve které se všechny spáry vybetonují najednou. To však neodpovídalo realitě hlavně kvůli tomu, že segmentová část se zdeformovala a tím nadzvedla druhé pole.



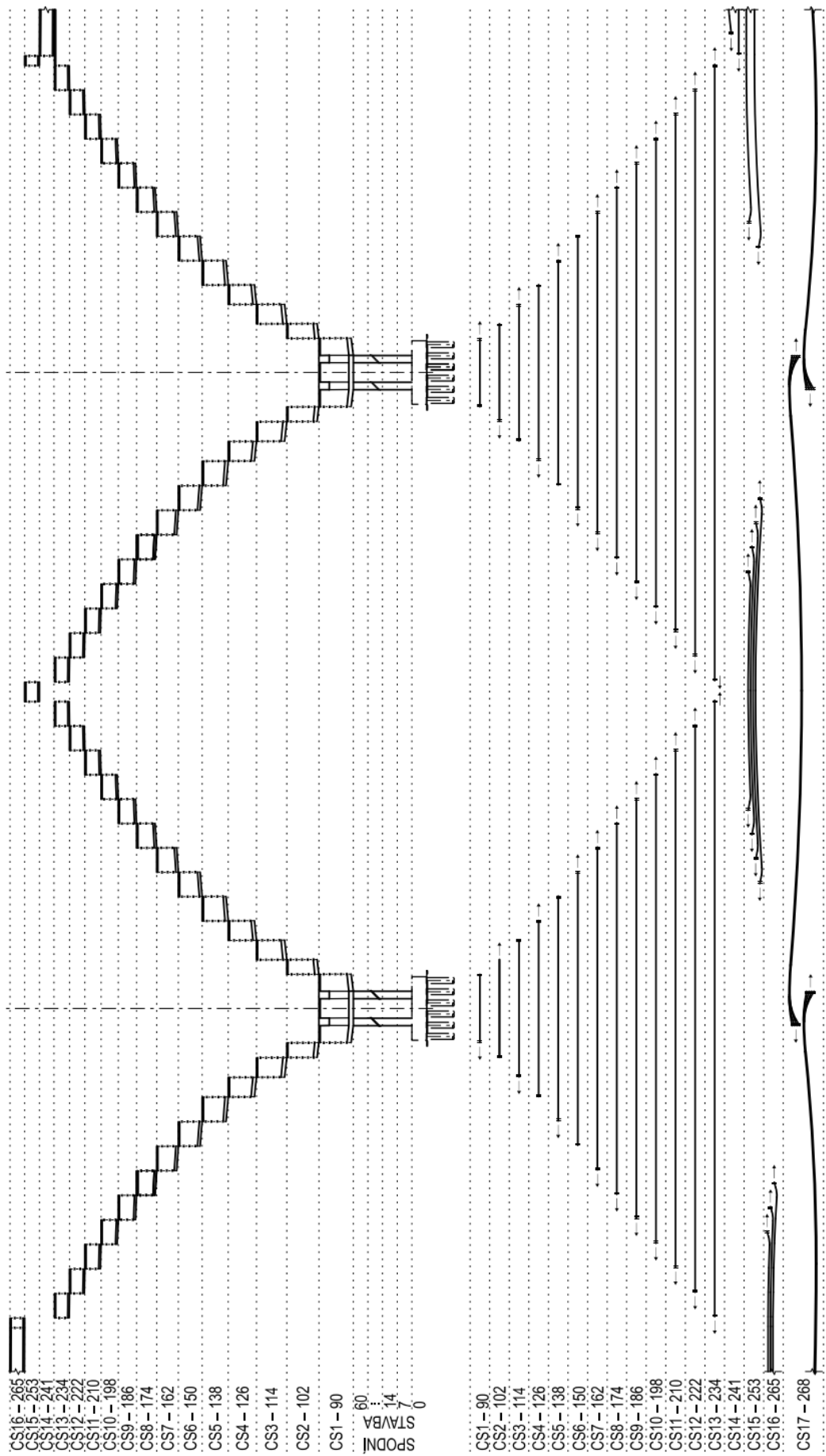
Obr. 116 Jiné spojení spár

Proto byla přidána fáze CS14, kde se konzola segmentové části zdeformovala a poté při spojení se spojily dvě zdeformované konzoly. Rozdílně se však chová levé krajní pole, které je betonované na pevné skruži. Po odskržení se část konstrukce zdeformuje a tím ovlivní pole druhé. Ve finálním modelu se jedná o fázi CS16. Najednou zde přibude levé pole i spára, avšak s rozdílným stářím betonu.



Obr. 117 Fáze CS16 a její ovlivnění zbylé konstrukce

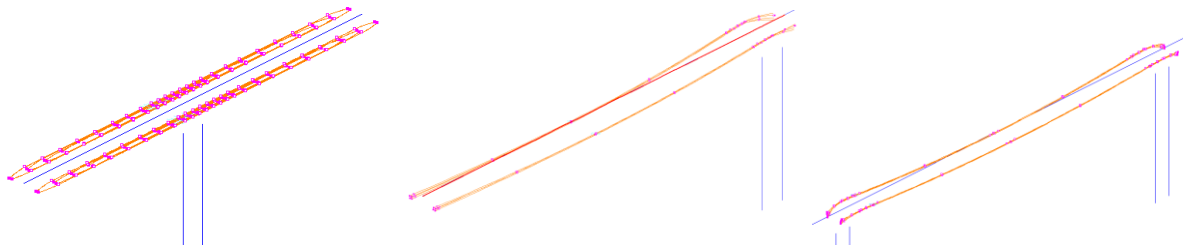
Schématická časová osa včetně aktivování jednotlivých vedení předpětí je na další stránce.



Obr. 118 Fáze výstavby

5.7.3 Předpětí

Každý kabel v monolitické části je modelován samostatně a respektuje geometrické umístění v konstrukci. V segmentové části je modelován jeden ideální kabel spojitosti a jeden ideální vahadlový kabel.



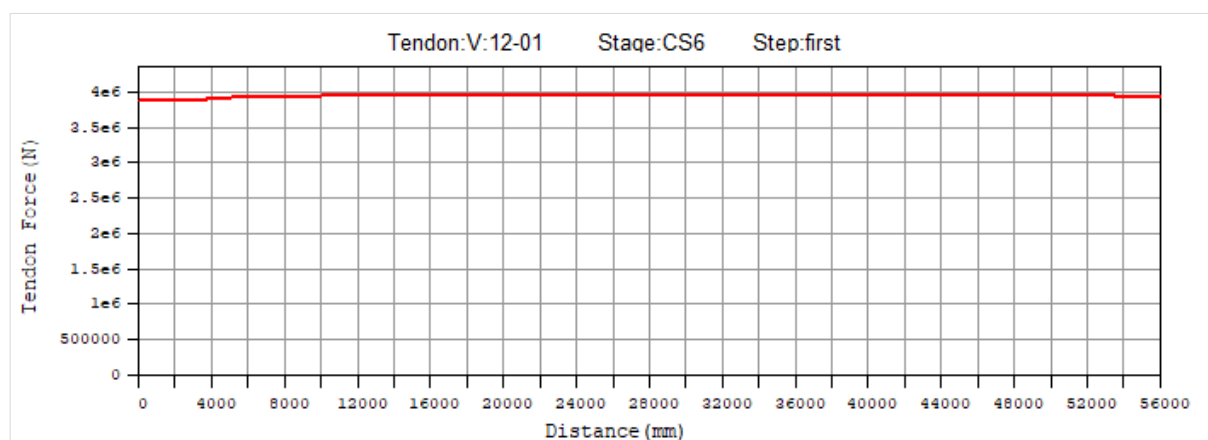
Obr. 119 Ukázka předpínacích kabelů v programu midas Civil

V monolitické části jsou vahadlové a spodní kabely 19lanové. Kabely spojitosti (zvedané) jsou 22lanové.

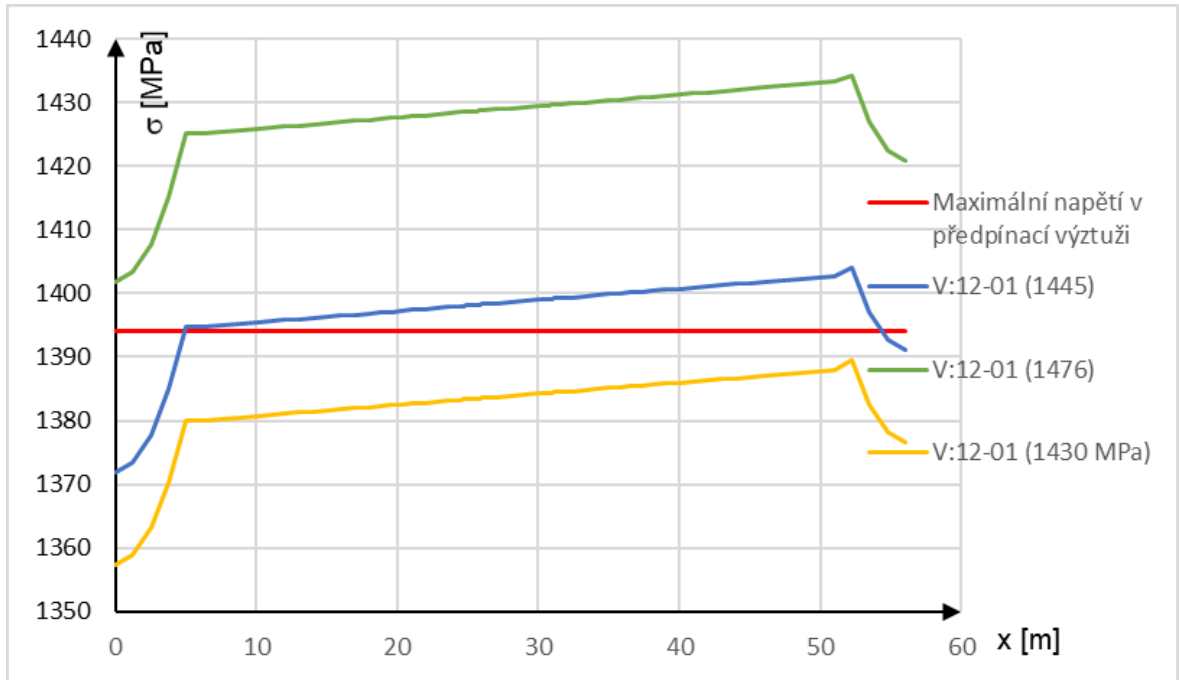
V programu midas Civil se uvažují krátkodobé ztráty předpětí jako je vliv prokluzu, tření kabelu a kanálku a pružné zkrácení betonu. Dlouhodobé ztráty předpětí uvažují vliv dotvarování, smršťování a relaxace kabelů. Definované předpětí je uvažováno pro účinky zatížení a změn teplot.

Kabely jsou napínány různým napětím tak, aby po krátkodobých ztrátách bylo splněno maximální přípustné napětí σ_{pm0} . Splnění napětí po krátkodobých ztrátách je zkontrolováno v programu midas Civil funkcí „Tendon Stress Limit Check“. Průběh napětí kabelů, které nesplňovaly maximální přípustné napětí, byl exportován do programu Microsoft Excel. Tam byl graf z předpínací síly přepočítán na napětí a podrobněji zpracován. Poté iteračním procesem bylo aplikováno správné napětí.

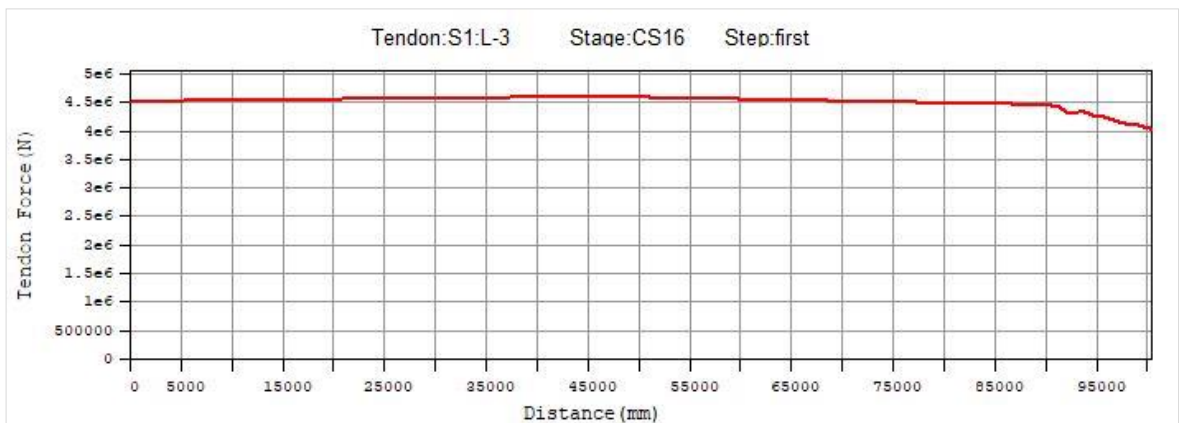
Pro ukázkou je vybrán jeden kabel vahadlový a jeden kabel spojitosti.



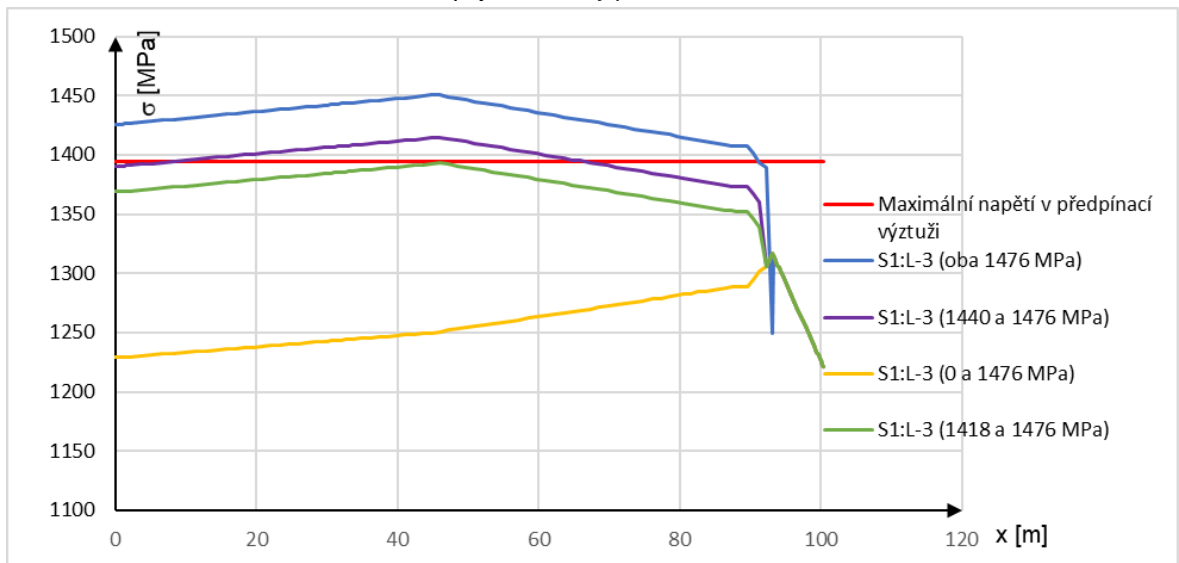
Graf 4 Vahadlový kabel: Ztráty po zakotvení – midas Civil



Graf 5 Vahadlový kabel: Ztráty po zakotvení pro různé kotevní napětí – Microsoft Excel



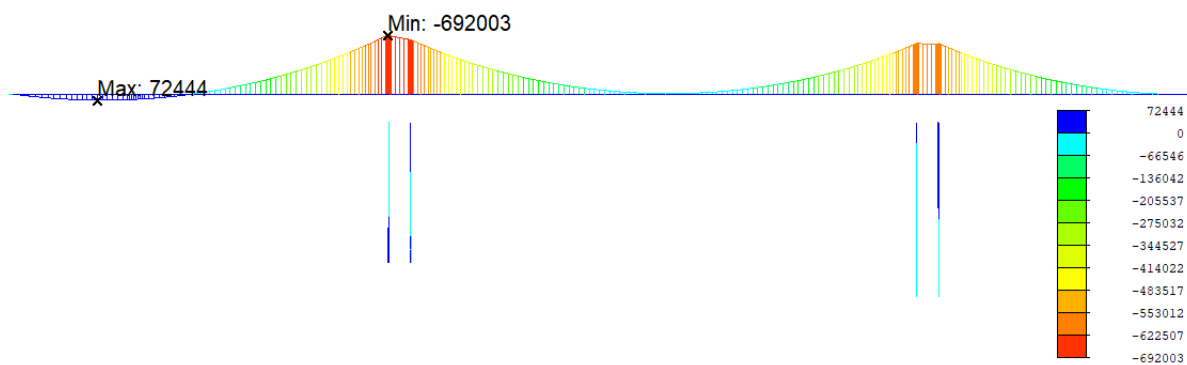
Graf 6 Kabel spojitosti: Ztráty po zakotvení – midas Civil



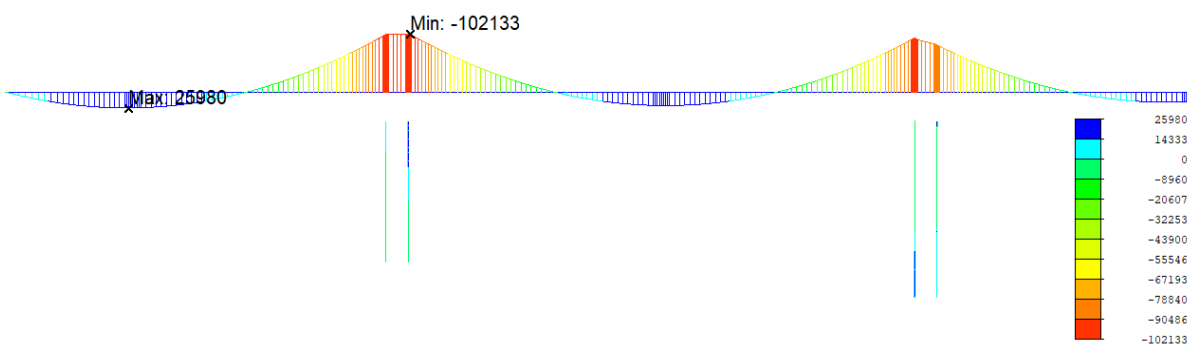
Graf 7 Kabel spojitosti: Ztráty po zakotvení pro různé kotevní napětí – Microsoft Excel

5.8 Účinky zatížení

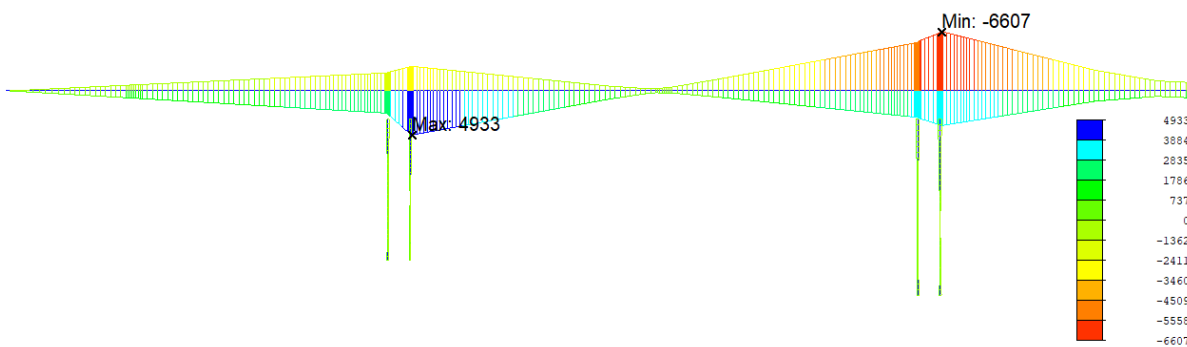
5.8.1 Vybrané vnitřní síly – definitivní stav



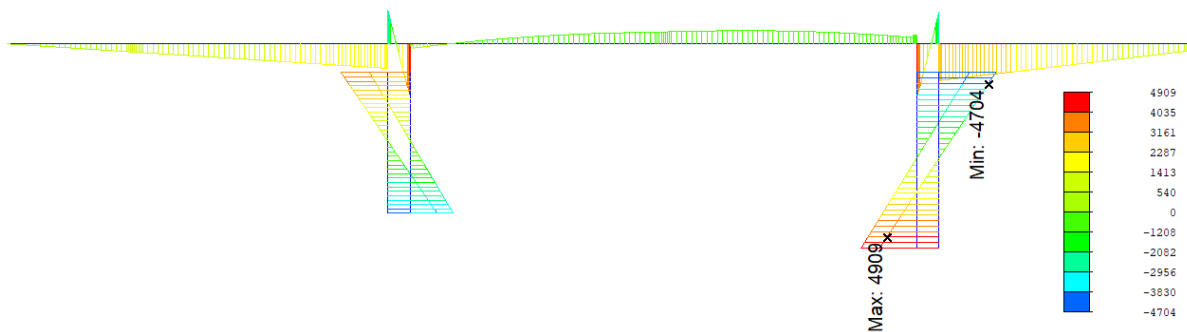
Obr. 120 Vlastní tíha konstrukce (bez dotvarování a smršťování) – ohybový moment M_y [kNm]



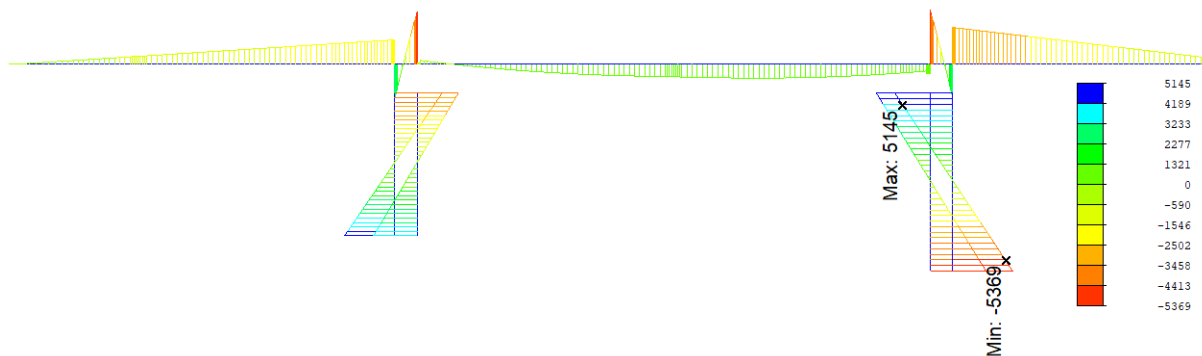
Obr. 121 Ostatní stálé zatížení – ohybový moment M_y [kNm]



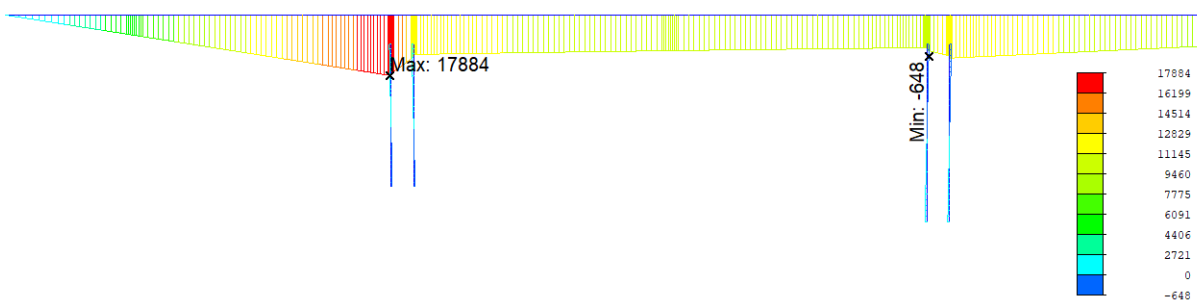
Obr. 122 Pokles podpor – obálka ohybových momentů [kNm]



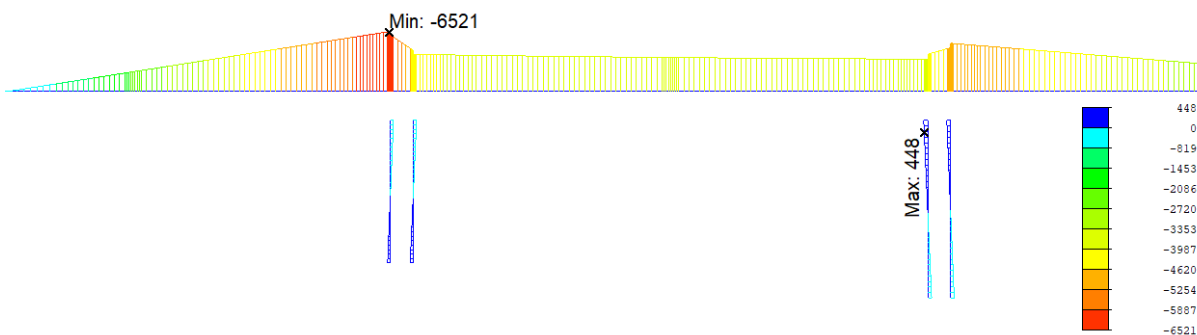
Obr. 123 Teplota rovnoměrná: oteplení NK – ohybový moment [kNm]



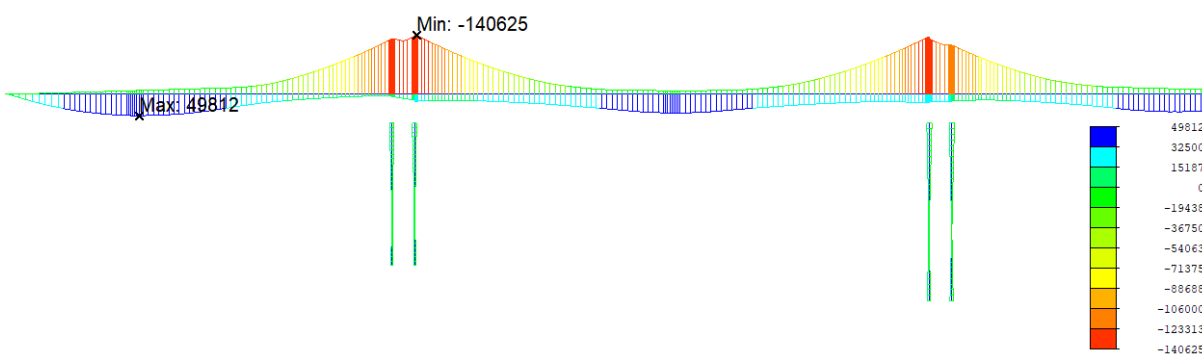
Obr. 124 Teplota rovnoměrná: ochlazení NK – ohybový moment [kNm]



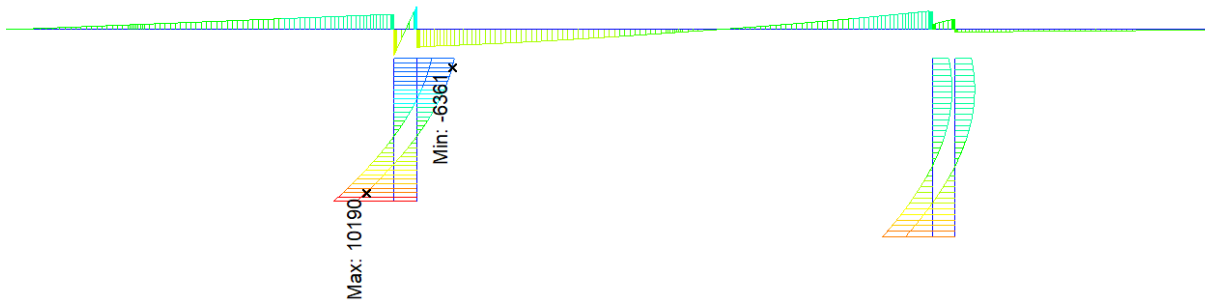
Obr. 125 Teplota nerovnoměrná: oteplení NK – ohybový moment [kNm]



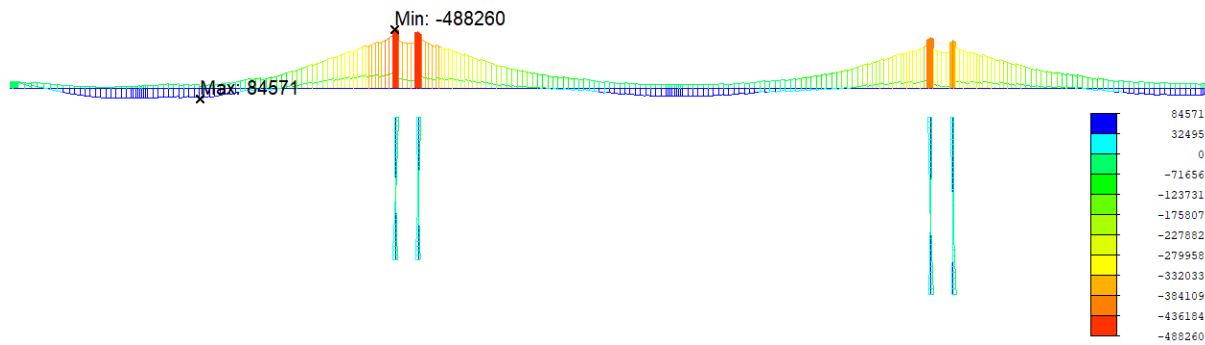
Obr. 126 Teplota nerovnoměrná: ochlazení NK – ohybový moment [kNm]



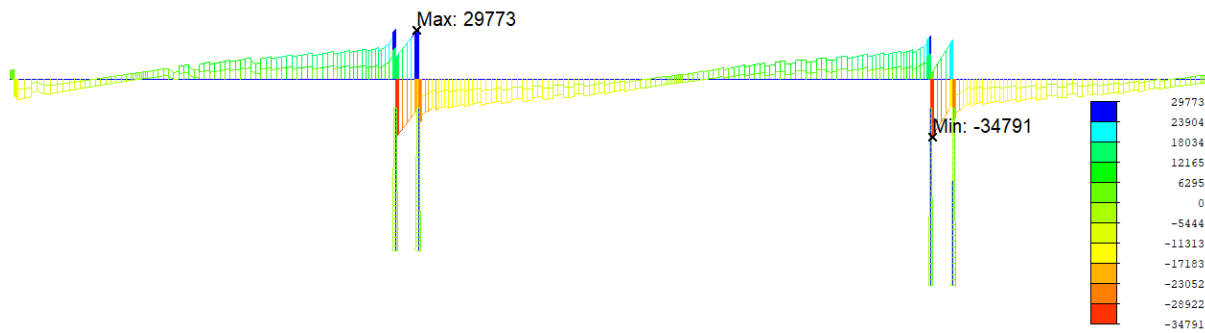
Obr. 127 Doprava: model zatížení LM1 – obálka ohybových momentů [kNm]



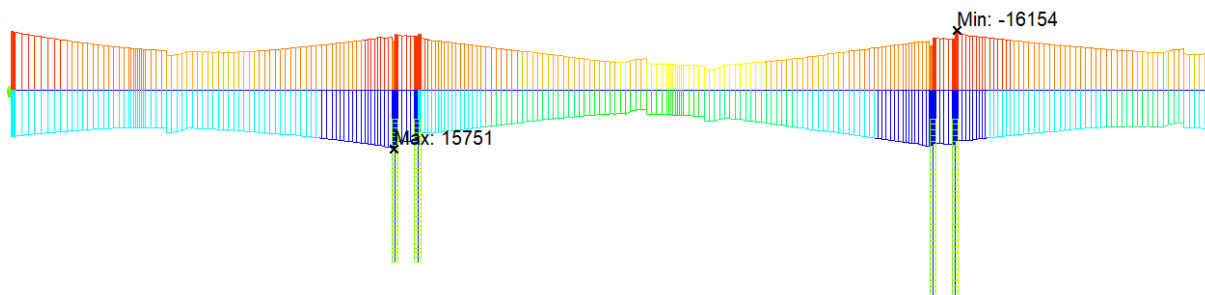
Obr. 128 Zatížení větrem – ohybový moment [kNm] (ve směru osy mostu →)



Obr. 129 Obálka ohybových momentů [kNm] – kombinace 6.10a a 6.10b



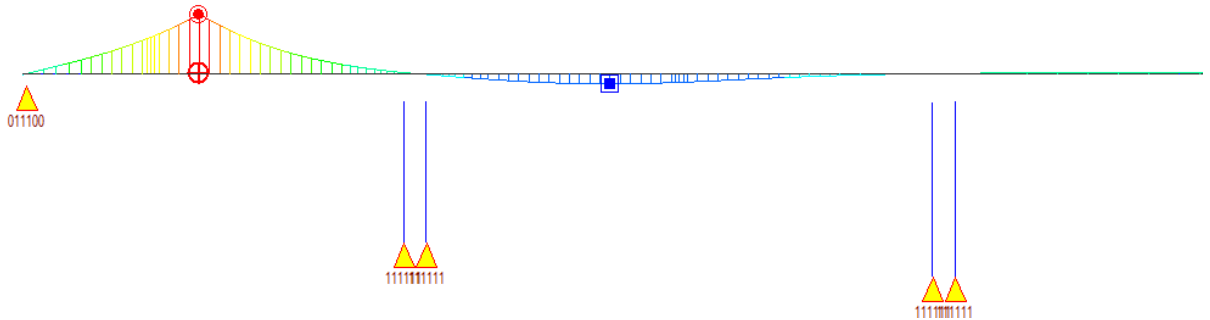
Obr. 130 Obálka posouvajících sil [kN] – kombinace 6.10a a 6.10b



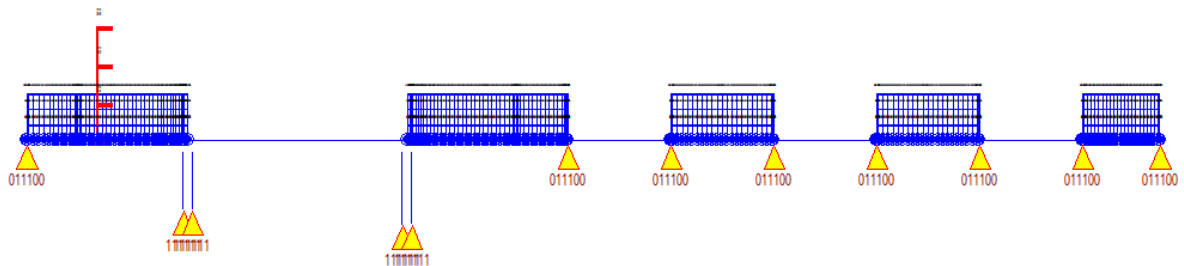
Obr. 131 Obálka krouticích momentů [kNm] – kombinace 6.10a a 6.10b

5.8.1.1 Rozložení pohyblivého zatížení

Výsledky od pohyblivého zatížení jsou v programu midas Civil uváděny jako obálka minimálních nebo maximálních hodnot. Pro jednotlivé posudky je toto zatížení rozloženo do jednotlivých statických zatěžovacích stavů pomocí funkce „Moving Tracer → Batch Conversion from MVLTRC to Static Load.“

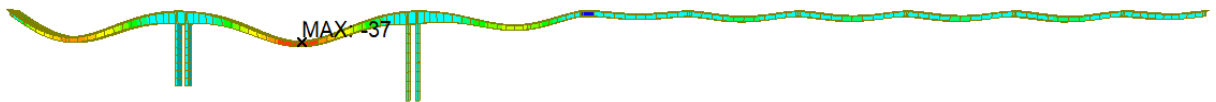


Obr. 132 Příčinková čára pro vyvolání maximálního ohybového momentu v 1. poli

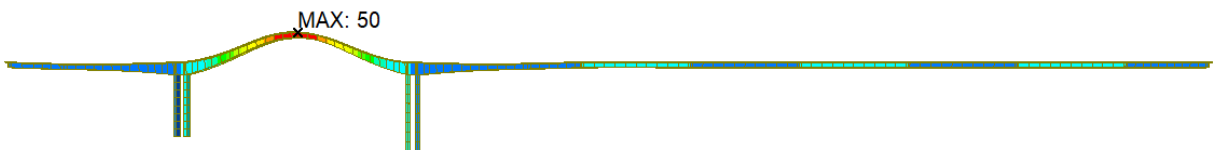


Obr. 133 Umístění pohyblivého zatížení pro vyvolání maximálního ohybového momentu v 1. poli

5.8.2 Vybrané deformace – definitivní stav



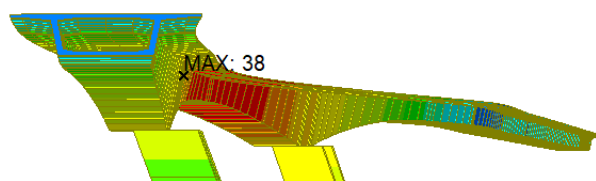
Obr. 134 Ostatní stálé zatížení – deformace ve směru osy z [mm]



Obr. 135 Spojité kabely 2. pole – deformace ve směru osy z [mm]



Obr. 136 Rovnoměrné oteplení konstrukce – deformace ve směru osy x [mm]



Obr. 137 Zatížení větrem – deformace ve směru osy y [mm]

6 Analýza nosné konstrukce

6.1 Mezní stav použitelnosti

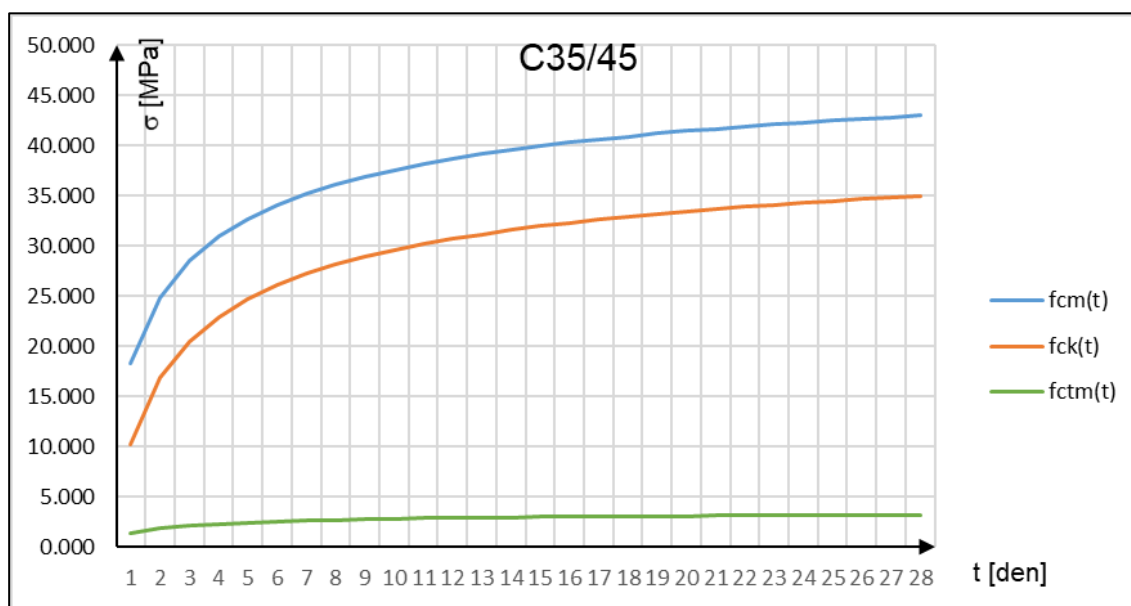
6.1.1 Posouzení napětí ve fázích výstavby

V následujících kapitolách je zobrazen průběh napětí u horních a dolních vláken v postupu výstavby. V jednotlivých fázích je nejprve zobrazen první krok, to je část výstavby při napnutí předpínacích kabelů. Poté je zobrazen druhý krok, kde je aplikováno zatížení na kraj lamely betonážním vozíkem a mokrým betonem následující lamely.

Napětí je posuzováno podle informací uvedených v kapitole 5.4.2. Průběh napětí je od interní kombinace „Summation“ v programu midas Civil. Tato kombinace zahrnuje všechny zatěžovací stavy: vlastní tíhu, předpětí, smrštění a dotvarování.

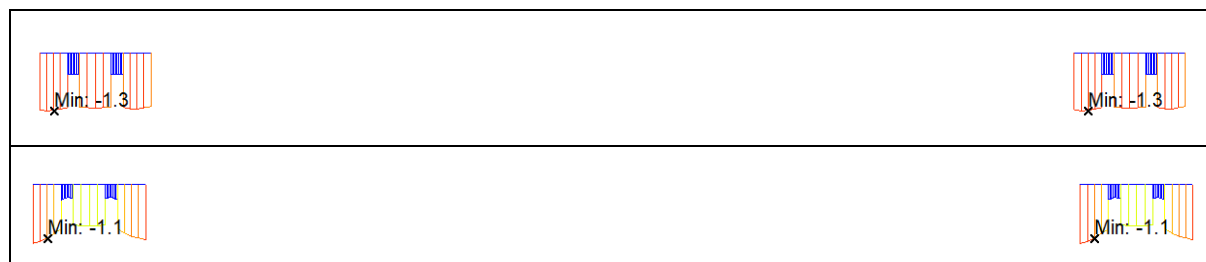
6.1.1.1 Časová pevnost betonu

Pevnost betonu stoupá s jeho stářím a konstrukce se zatěžuje, když je beton ještě čerstvý. Proto hodnoty napětí posuzujeme s pevností betonu v daném čase zatížení.



Graf 8 Časová pevnost betonu C35/45

6.1.1.2 Horní vlákna



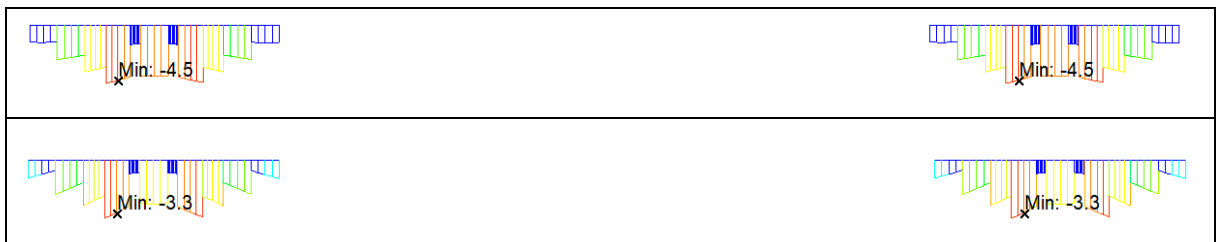
Obr. 138 CS1: První krok (nahore), druhý krok (dole)



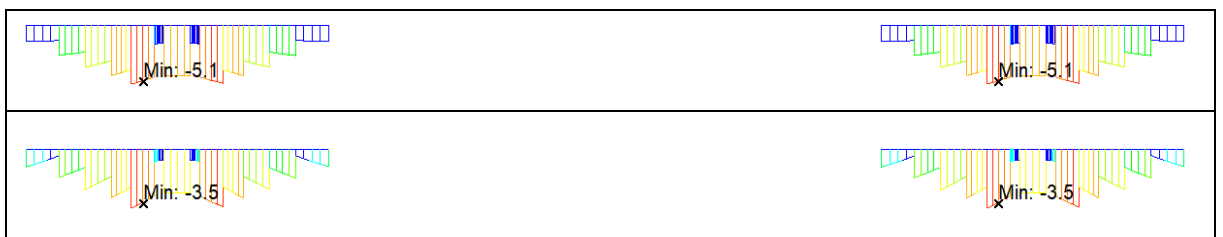
Obr. 139 CS2: První krok (nahore), druhý krok (dole)



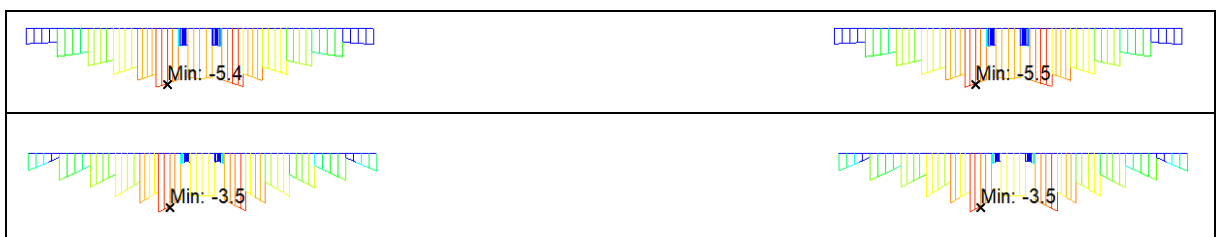
Obr. 140 CS3: První krok (nahore), druhý krok (dole)



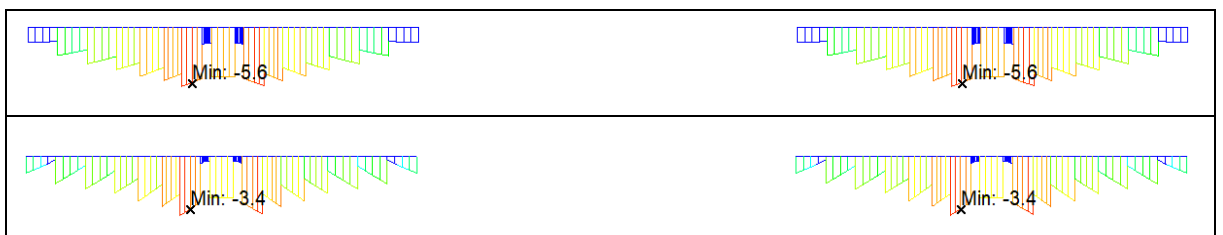
Obr. 141 CS4: První krok (nahore), druhý krok (dole)



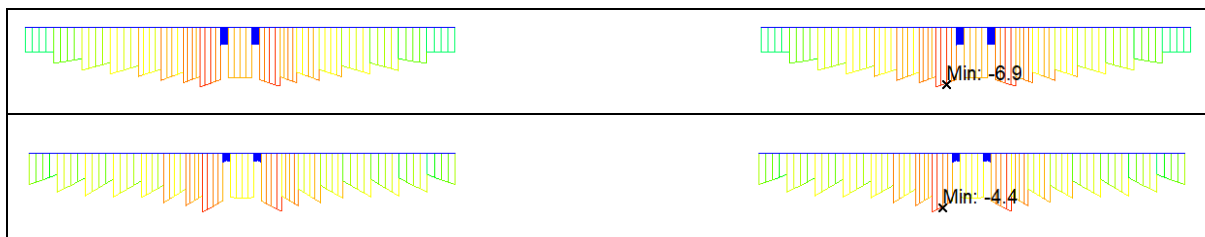
Obr. 142 CS5: První krok (nahore), druhý krok (dole)



Obr. 143 CS6: První krok (nahore), druhý krok (dole)



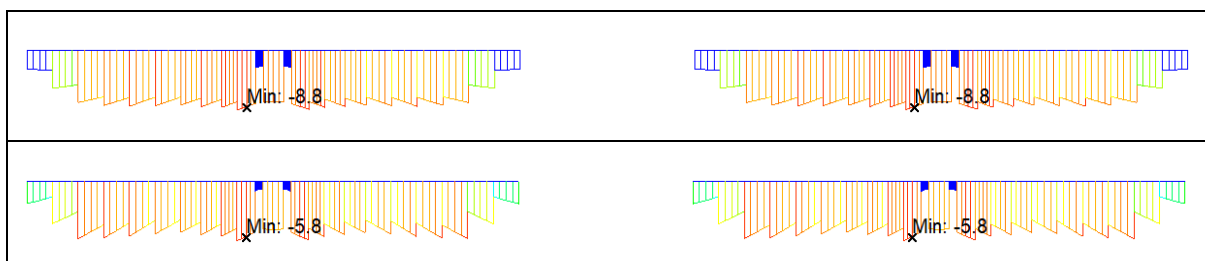
Obr. 144 CS7: První krok (nahore), druhý krok (dole)



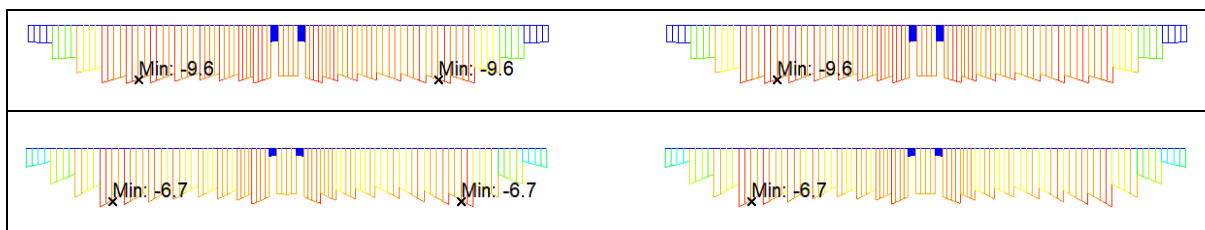
Obr. 145 CS8: První krok (nahore), druhý krok (dole)



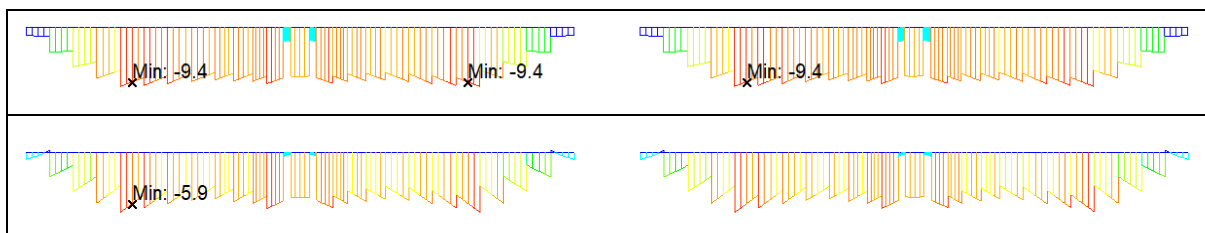
Obr. 146 CS9: První krok (nahore), druhý krok (dole)



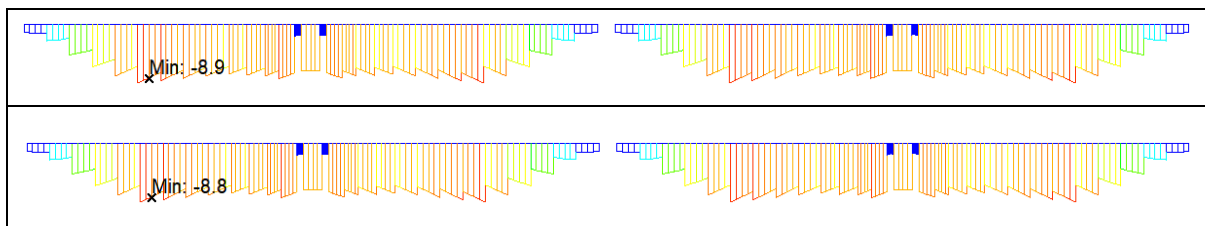
Obr. 147 CS10: První krok (nahore), druhý krok (dole)



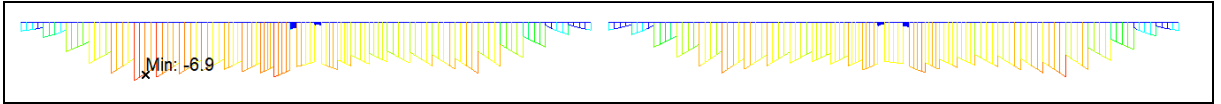
Obr. 148 CS11: První krok (nahore), druhý krok (dole)



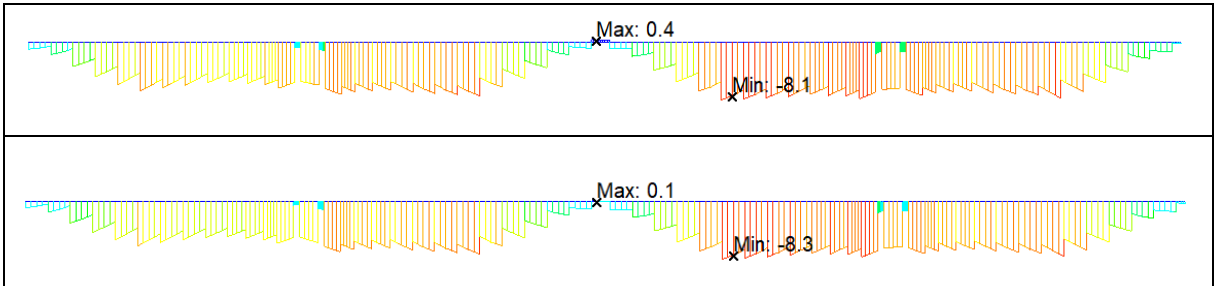
Obr. 149 CS12: První krok (nahore), druhý krok (dole)



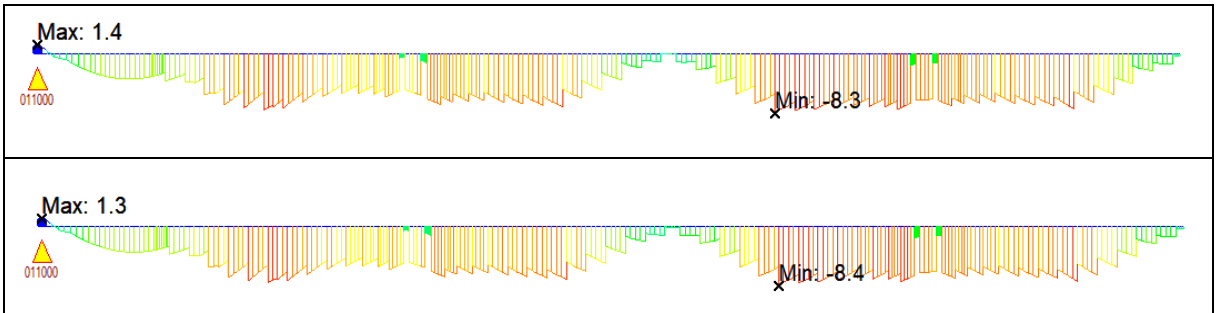
Obr. 150 CS13: První krok (nahore), druhý krok (dole)



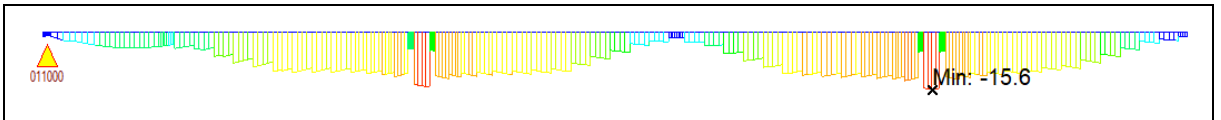
Obr. 151 CS14: Vznik segmentové části



Obr. 152 CS15: První krok (nahore), druhý krok (dole)

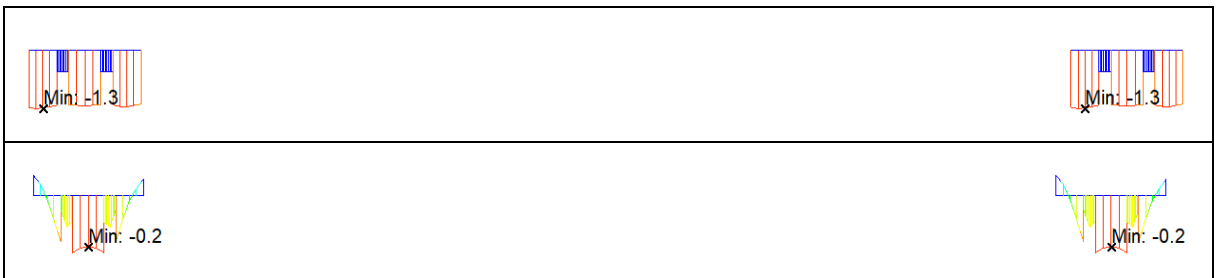


Obr. 153 CS16: První krok (nahore), druhý krok (dole)

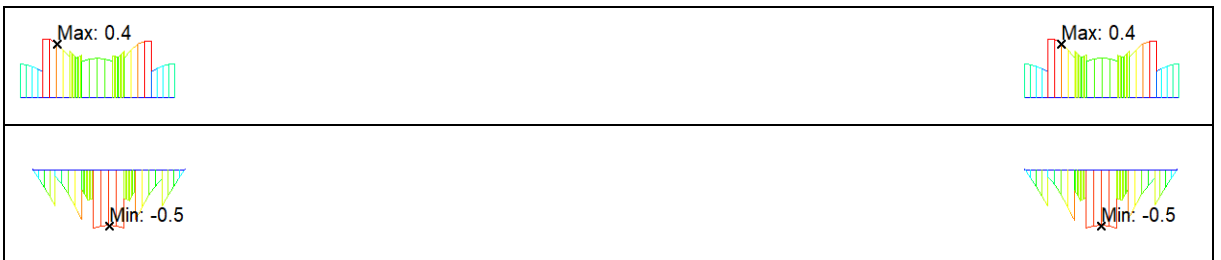


Obr. 154 CS17: Dopnutí kabelů spojitosti

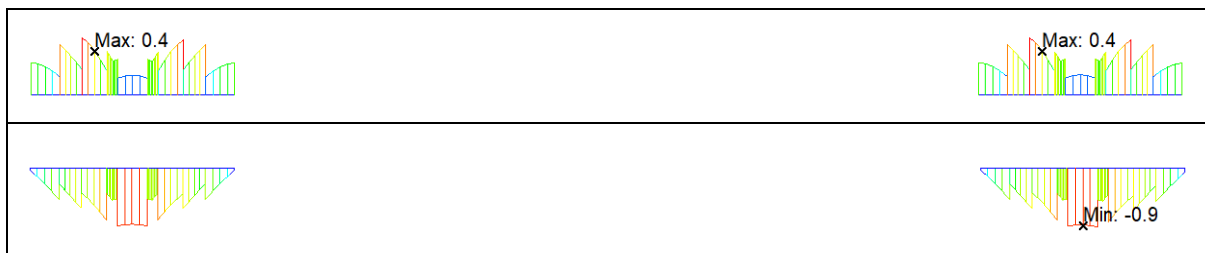
6.1.1.3 Dolní vlákna



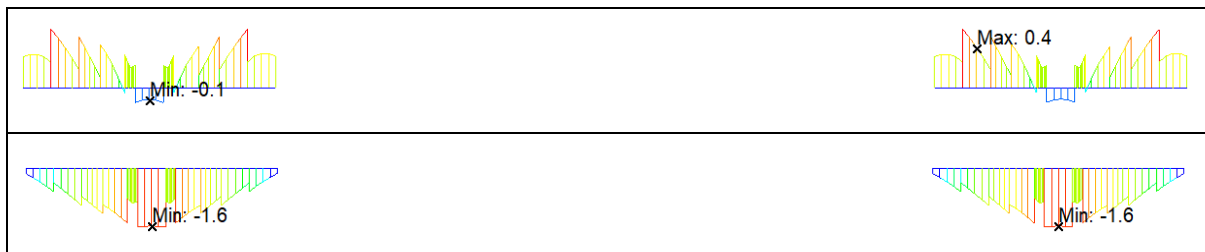
Obr. 155 CS1: První krok (nahore), druhý krok (dole)



Obr. 156 CS2: První krok (nahore), druhý krok (dole)



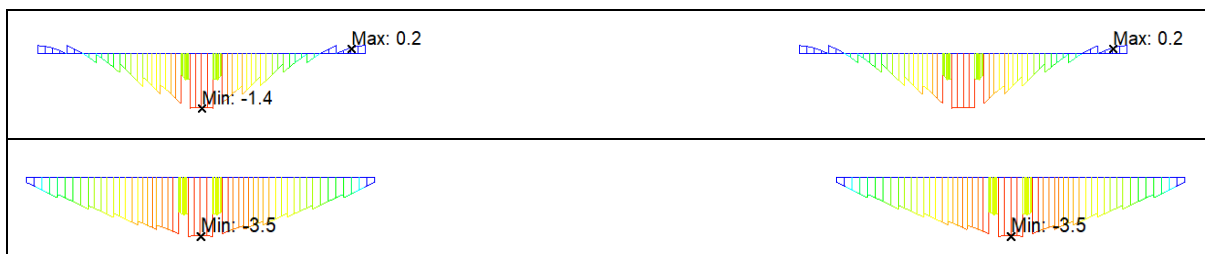
Obr. 157 CS3: První krok (nahore), druhý krok (dole)



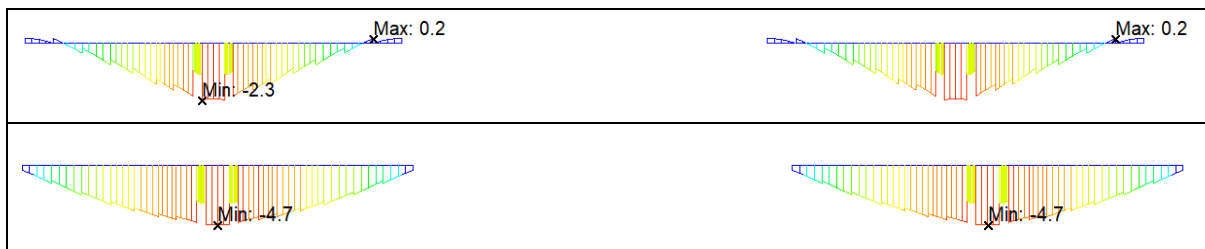
Obr. 158 CS4: První krok (nahore), druhý krok (dole)



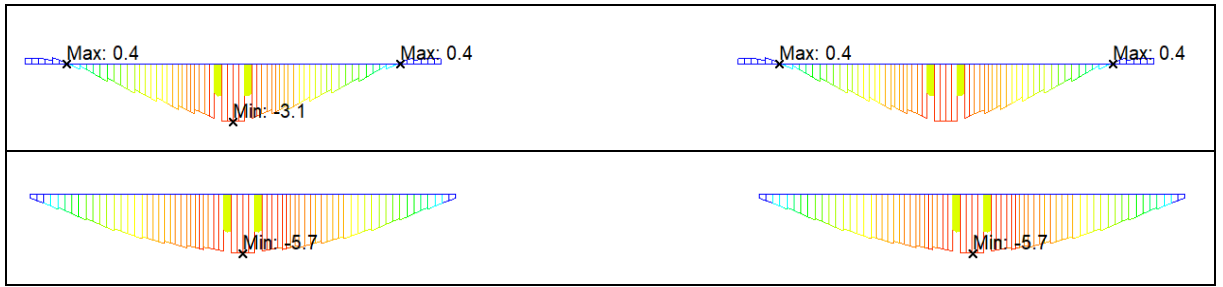
Obr. 159 CS5: První krok (nahore), druhý krok (dole)



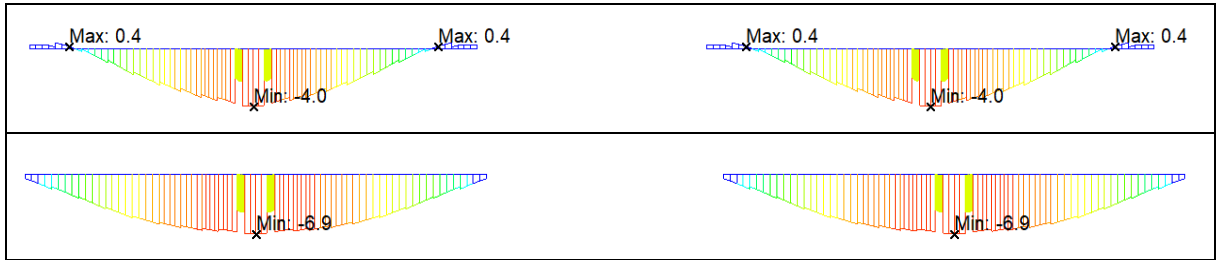
Obr. 160 CS6: První krok (nahore), druhý krok (dole)



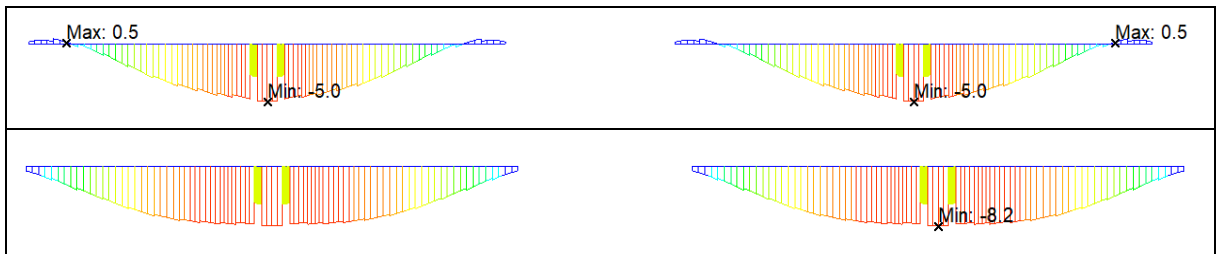
Obr. 161 CS7: První krok (nahore), druhý krok (dole)



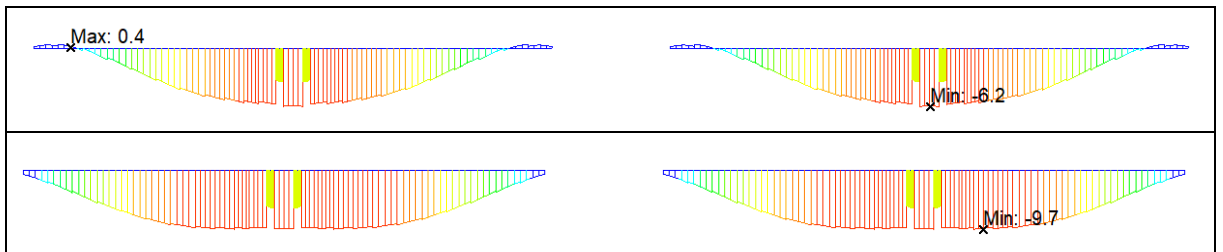
Obr. 162 CS8: První krok (nahore), druhý krok (dole)



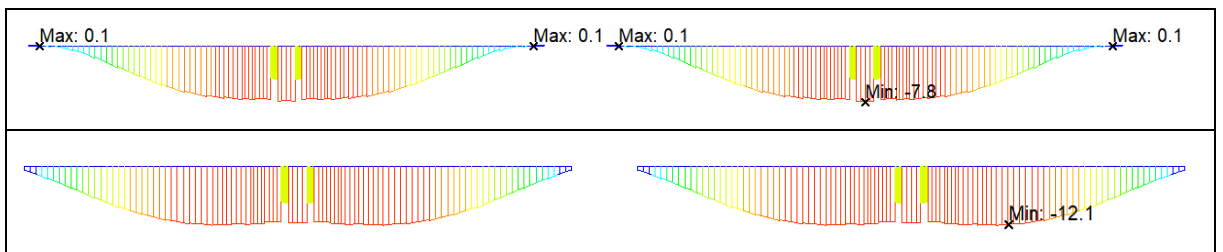
Obr. 163 CS9: První krok (nahore), druhý krok (dole)



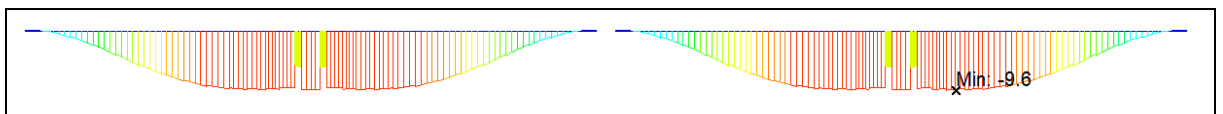
Obr. 164 CS10: První krok (nahore), druhý krok (dole)

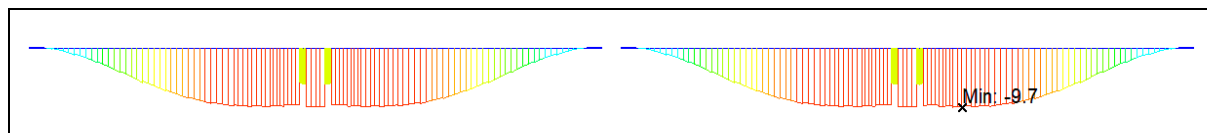


Obr. 165 CS11: První krok (nahore), druhý krok (dole)

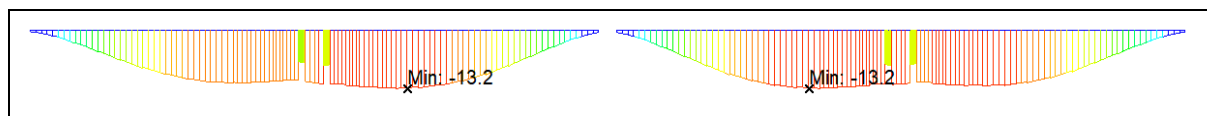


Obr. 166 CS12: První krok (nahore), druhý krok (dole)

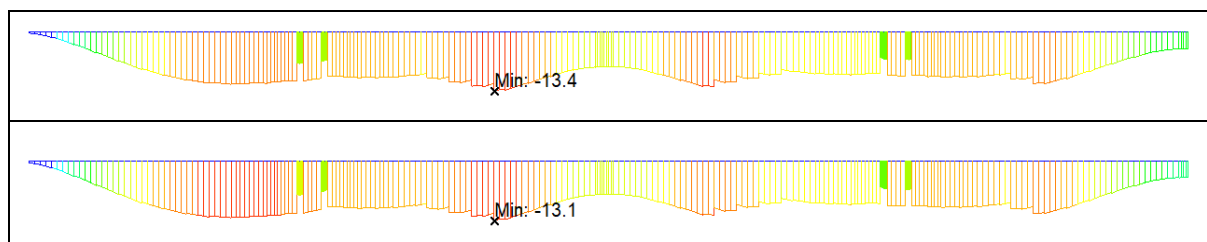




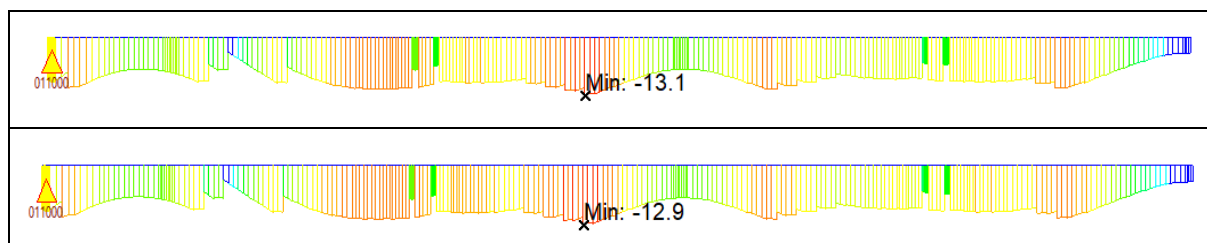
Obr. 167 CS13: První krok (nahore), druhý krok (dole)



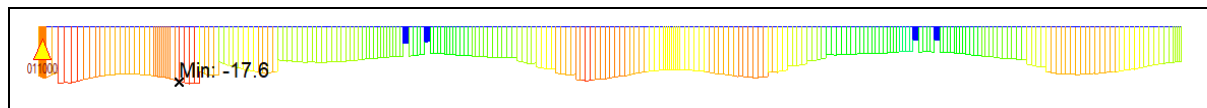
Obr. 168 CS14: Vznik segmentové části



Obr. 169 CS15: První krok (nahore), druhý krok (dole)



Obr. 170 CS16: První krok (nahore), druhý krok (dole)



Obr. 171 CS17: Dopnutí kabelů spojitosti

6.1.1.4 Závěr

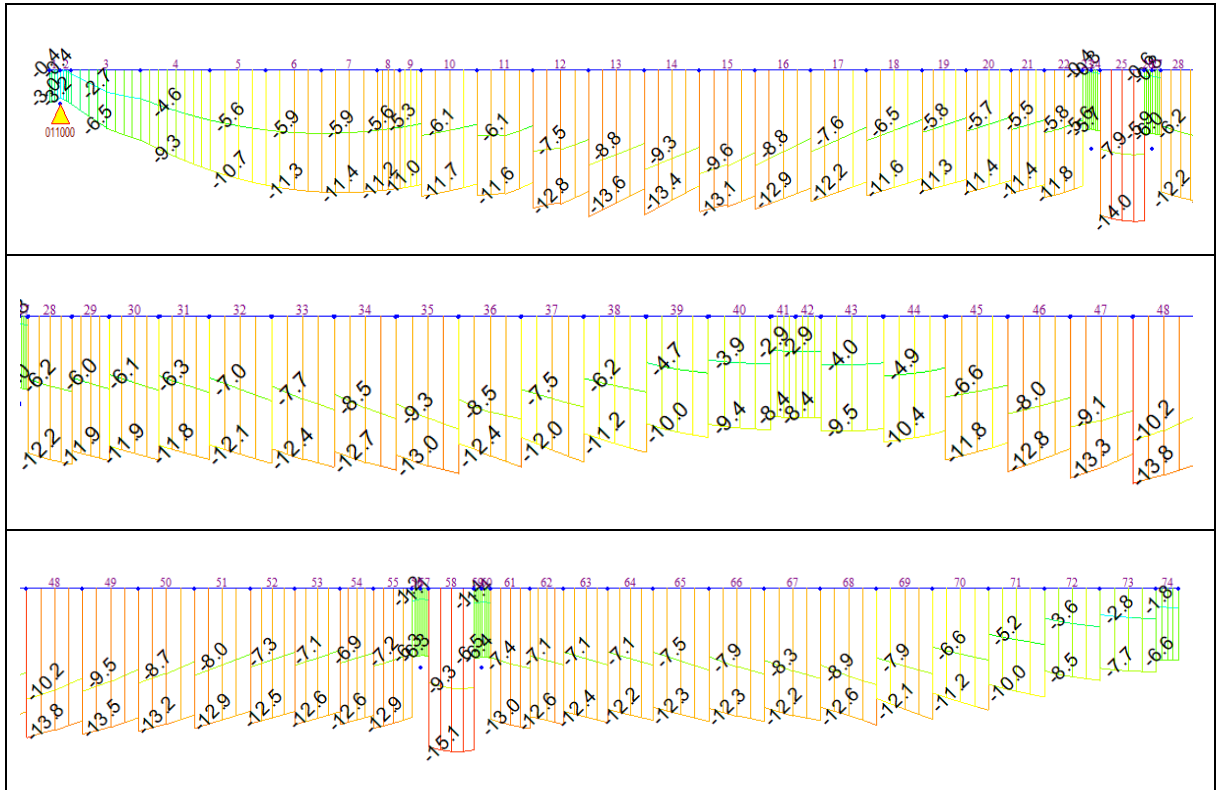
Napětí je ve všech fázích menší než limitní, a to jak pro charakteristickou, tak pro kvazi-stálou kombinaci zatížení. Jediný okamžik, kdy je tlakové napětí větší než hodnota dovolená pro lineární dotvarování betonu, se nachází ve fázi CS17 u dolních vláken. V tomto okamžiku dochází k dopnutí všech kabelů spojitosti najednou. Přesahující tlakové napětí je pouze v místech kotvení spodních kabelů. Toto napětí v další fázi vymizí. Byla provedena i varianta, kdy spodní kabely a kabely spojitosti byly dopnuté v jednom okamžiku. Hodnota tlakového napětí byla za hranicí i pro charakteristickou kombinaci, a proto se vytvořila fáze CS17. Pro přesnější výsledky by se kabely napínaly postupně. Kvůli těmto důvodům nebylo uvažováno nelineární dotvarování betonu.

V některých fázích výstavby vznikalo tahové napětí u dolních vláken při napínání vahadlových kabelů (první krok fáze). Toto tahové napětí bylo vždy pod hranicí tahové pevnosti betonu.

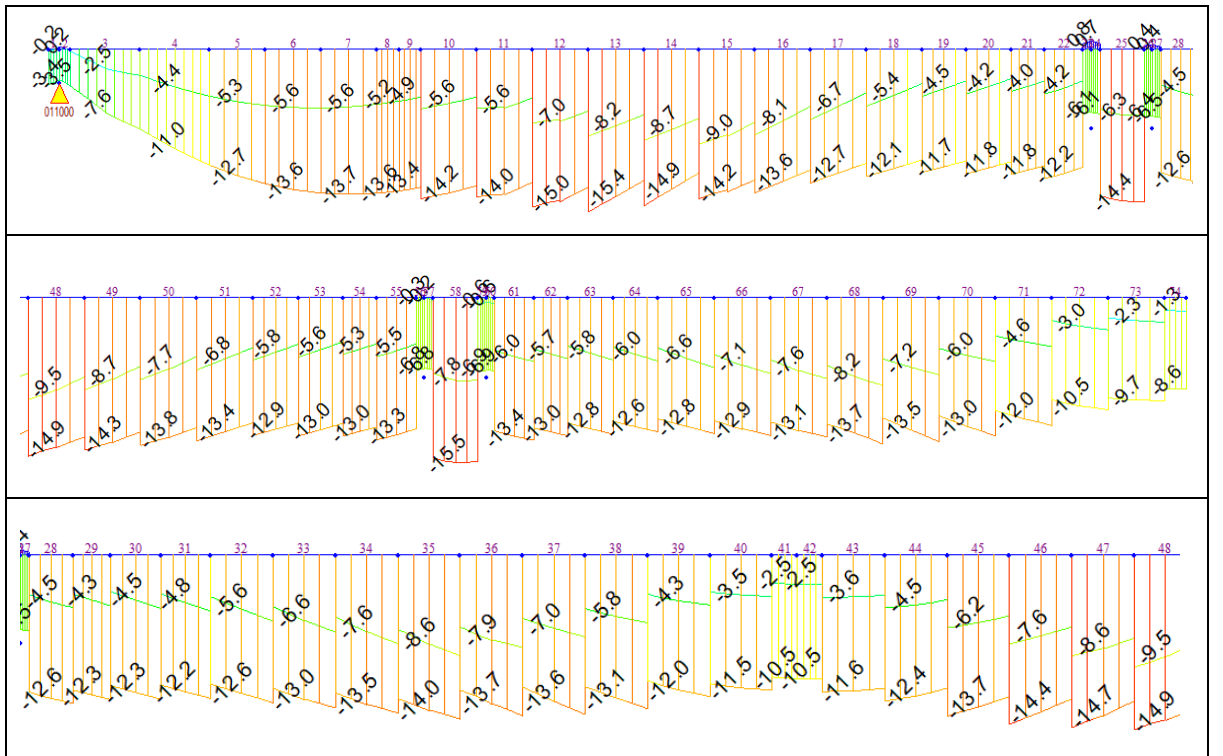
Vzhledem k časové pevnosti betonu a vypočtenému napětí, je doporučeno vnášet předpětí nejdříve třetí den po betonáži.

6.1.2 Posouzení napětí při uvedení do provozu

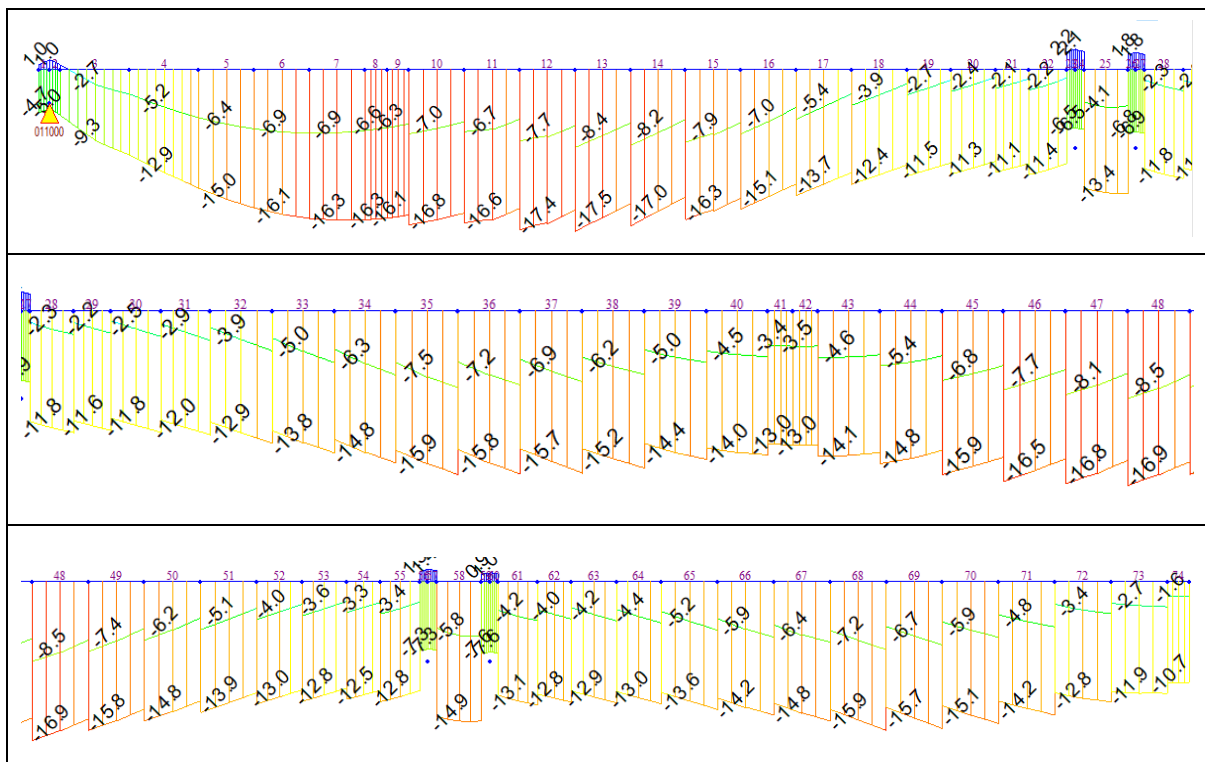
6.1.2.1 Horní vlákna



Obr. 172 Kvazi-stálá kombinace

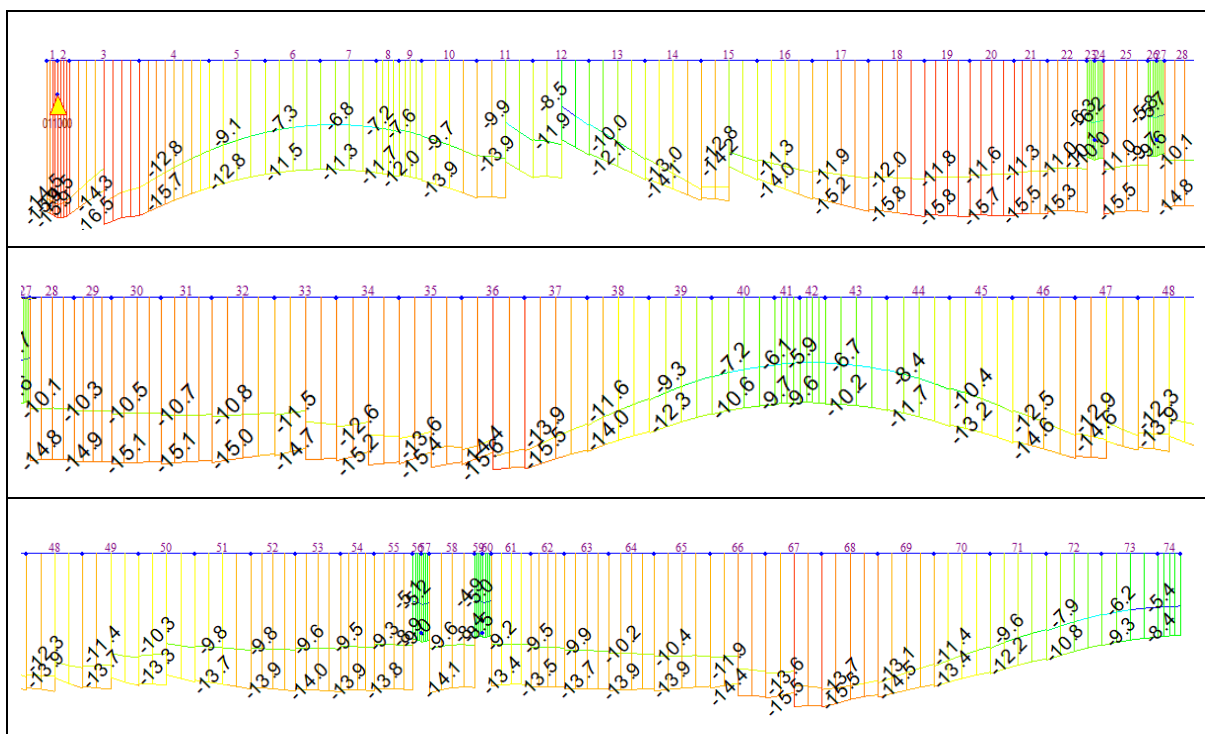


Obr. 173 Častá kombinace

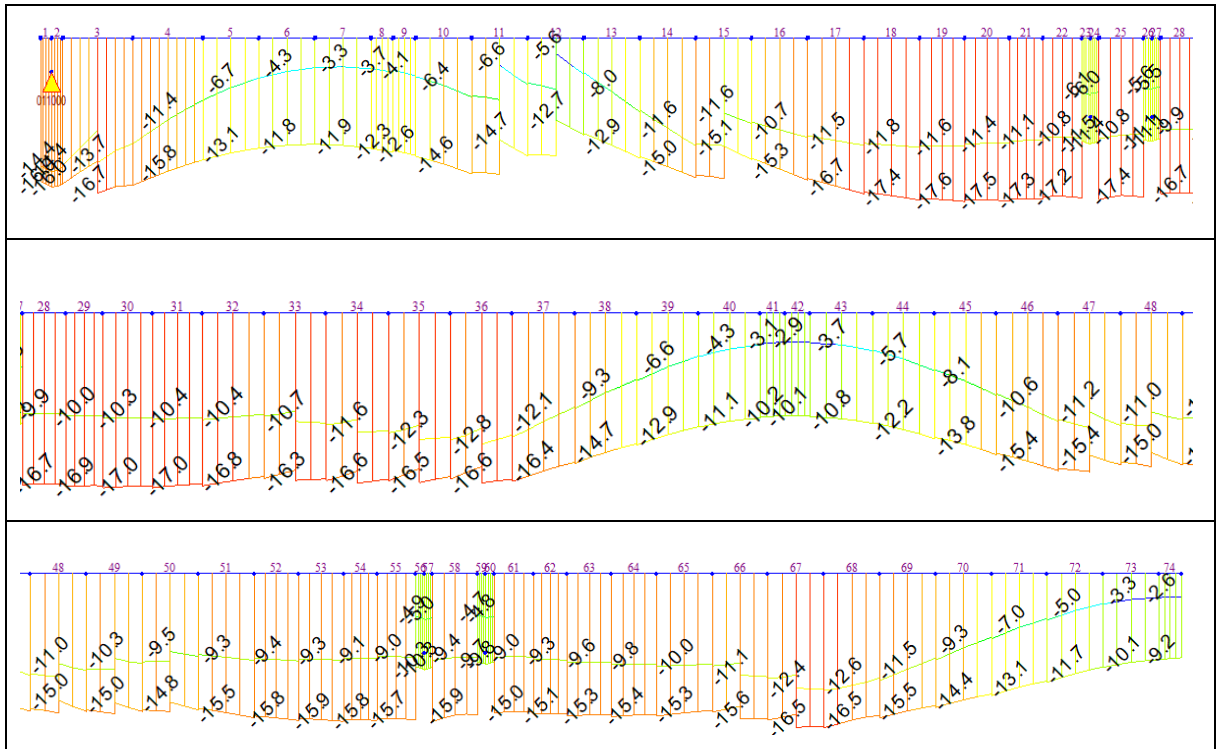


Obr. 174 Charakteristická kombinace

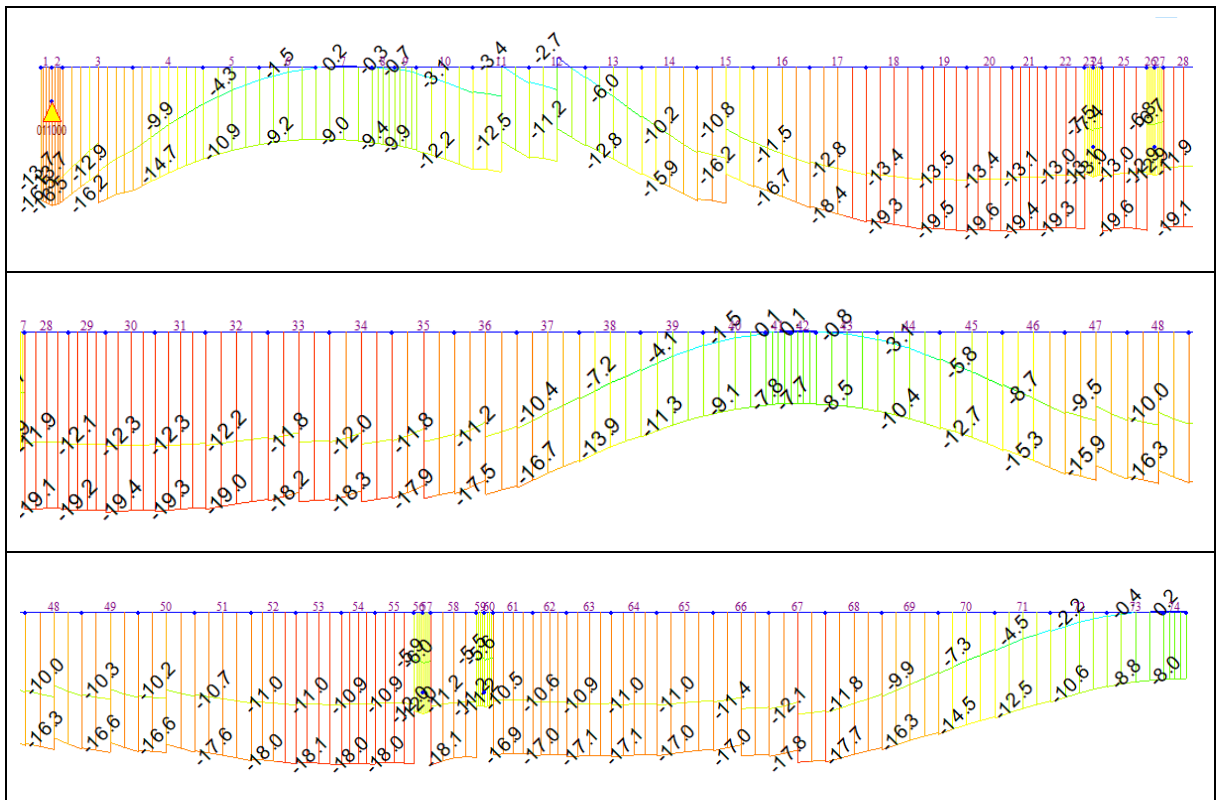
6.1.2.2 Dolní vlákna



Obr. 175 Kvazi-stálá kombinace



Obr. 176 Častá kombinace



Obr. 177 Charakteristická kombinace

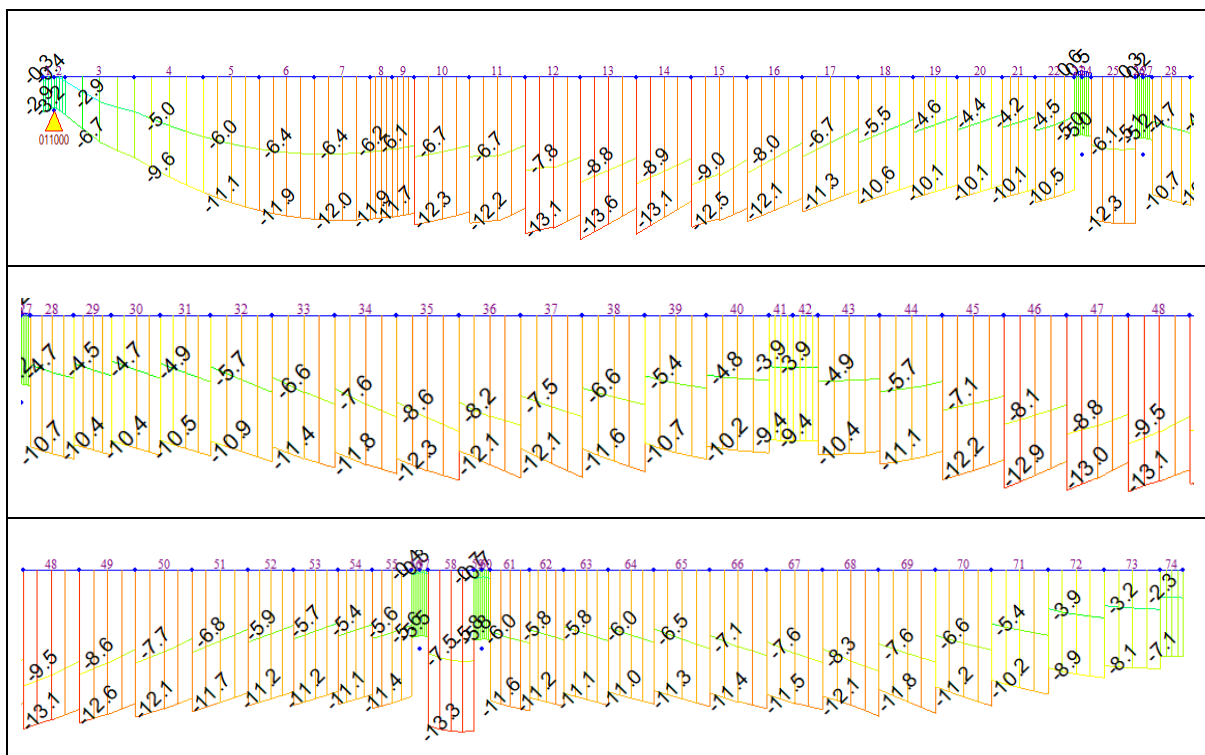
6.1.2.3 Závěr

V uvedení do provozu je tlakové napětí betonu menší než limitní hodnoty uvedené v kapitole 5.4.2.1. Je také splněn požadavek normy na dekompresi při kvazi-stálé kombinaci zatížení. I

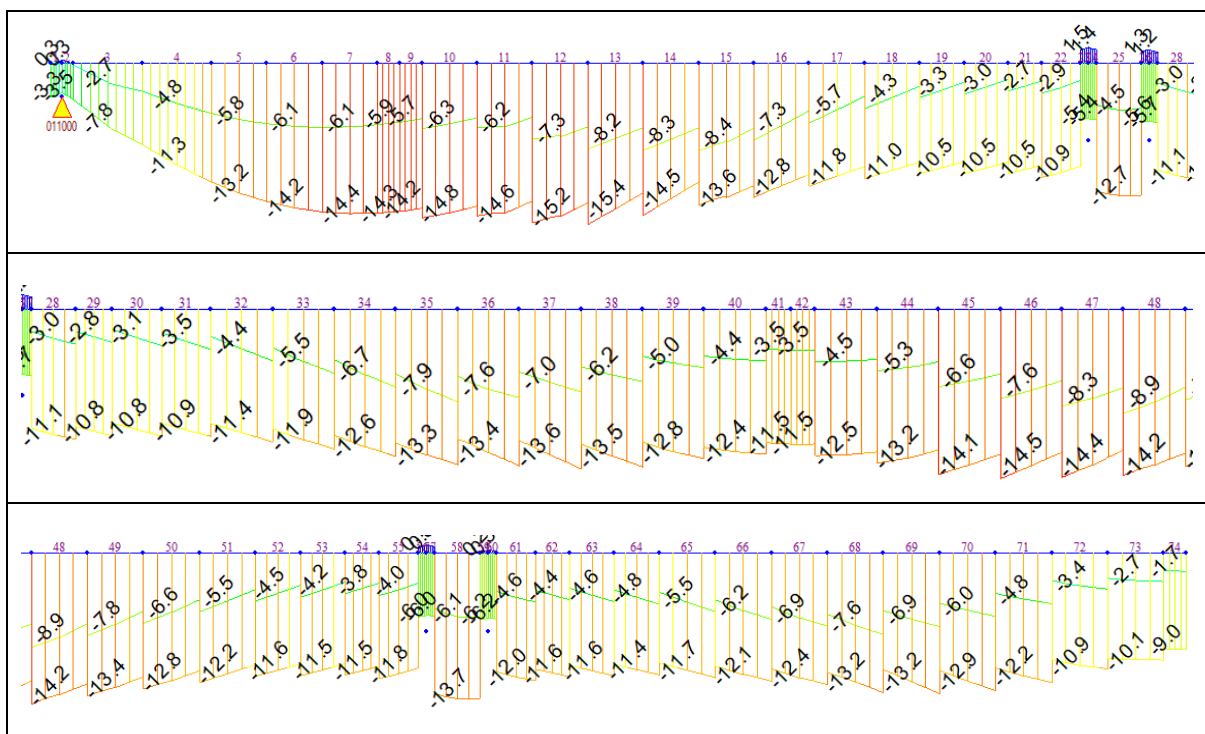
při ostatních kombinacích zatížení je beton pod hranicí pevnosti betonu v tahu. Tah vzniká pouze v oblasti diafragmat.

6.1.3 Posouzení napětí na konci životnosti

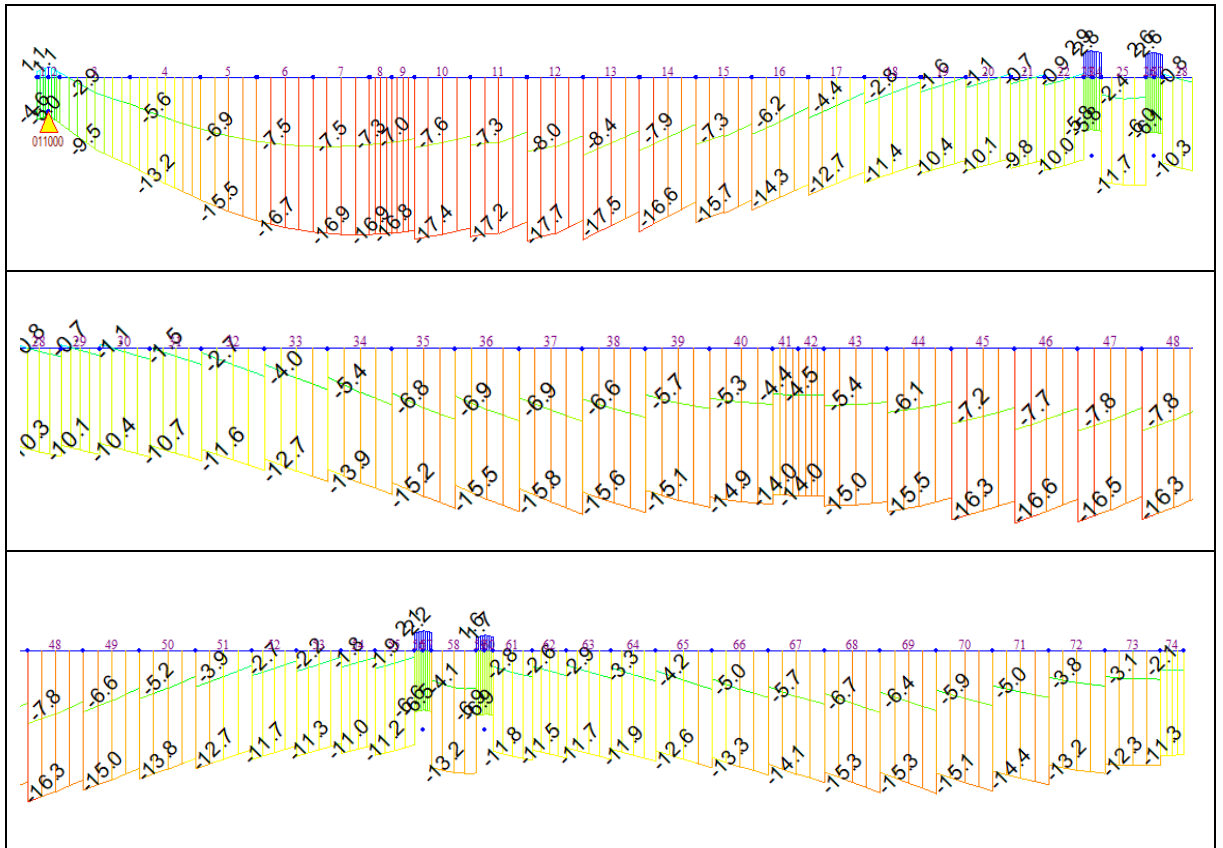
6.1.3.1 Horní vlákna



Obr. 178 Kvazi-stálá kombinace

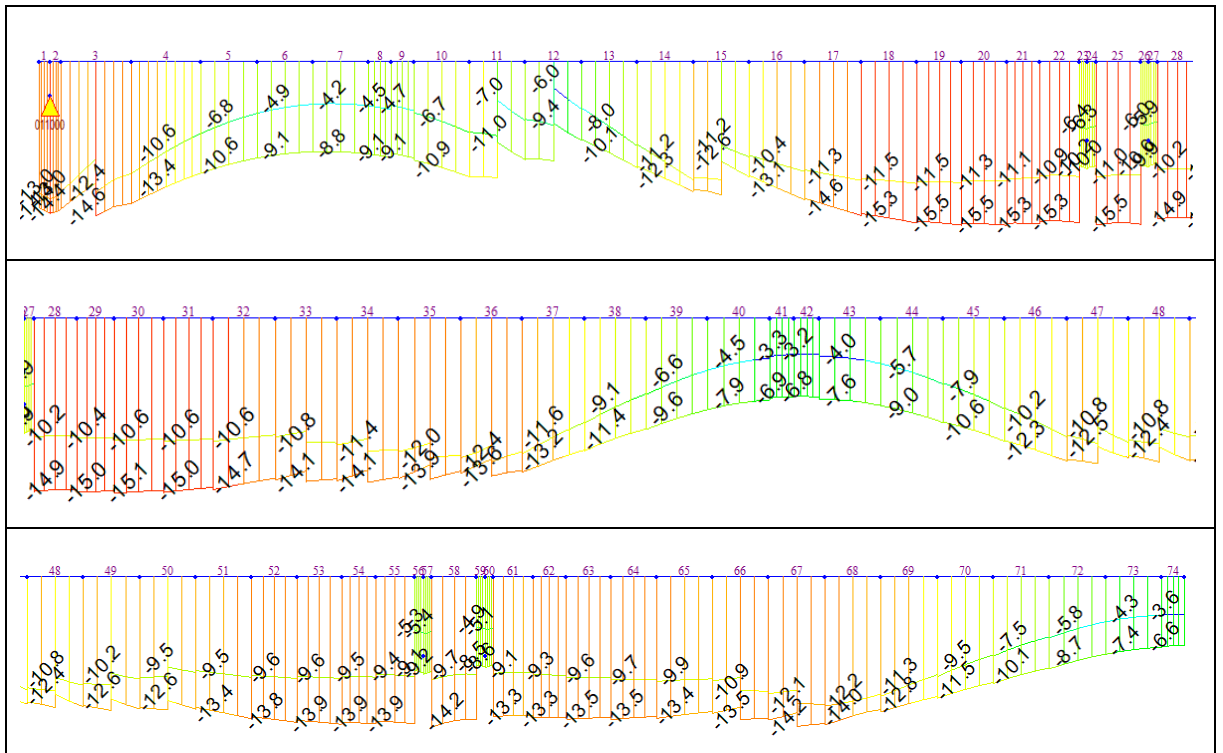


Obr. 179 Částečná kombinace

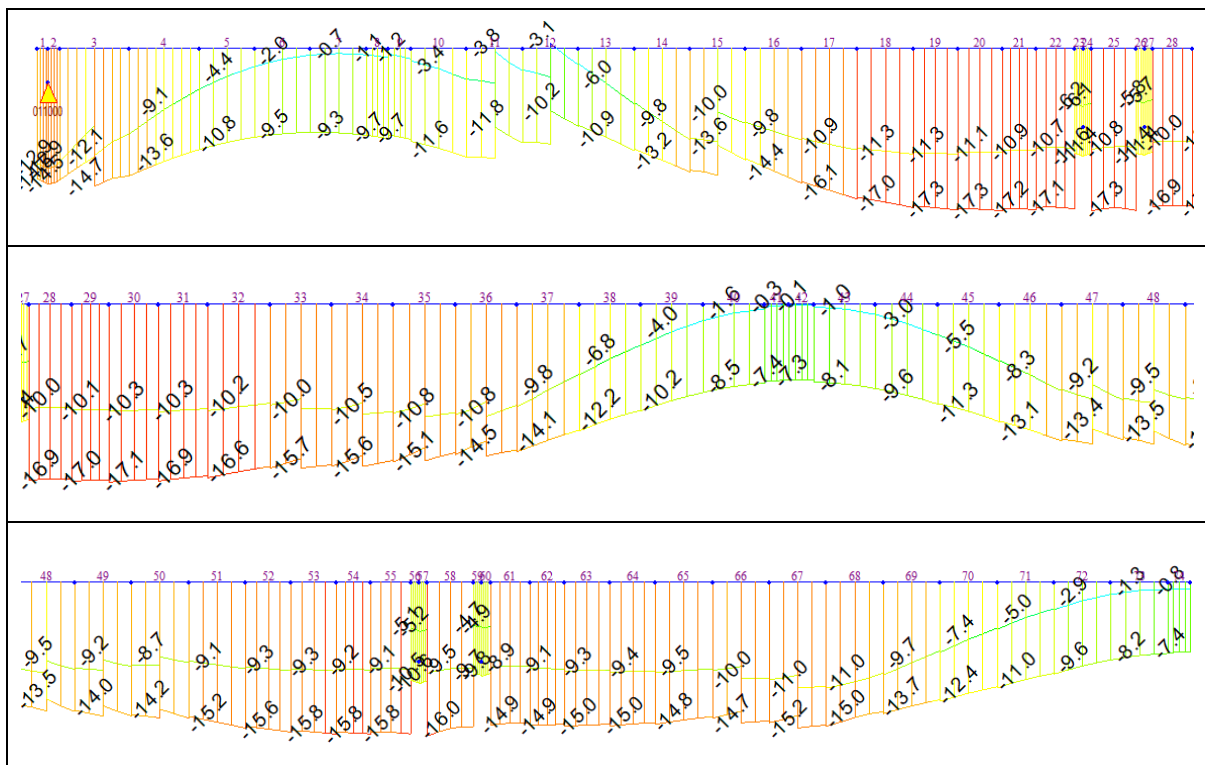


Obr. 180 Charakteristická kombinace

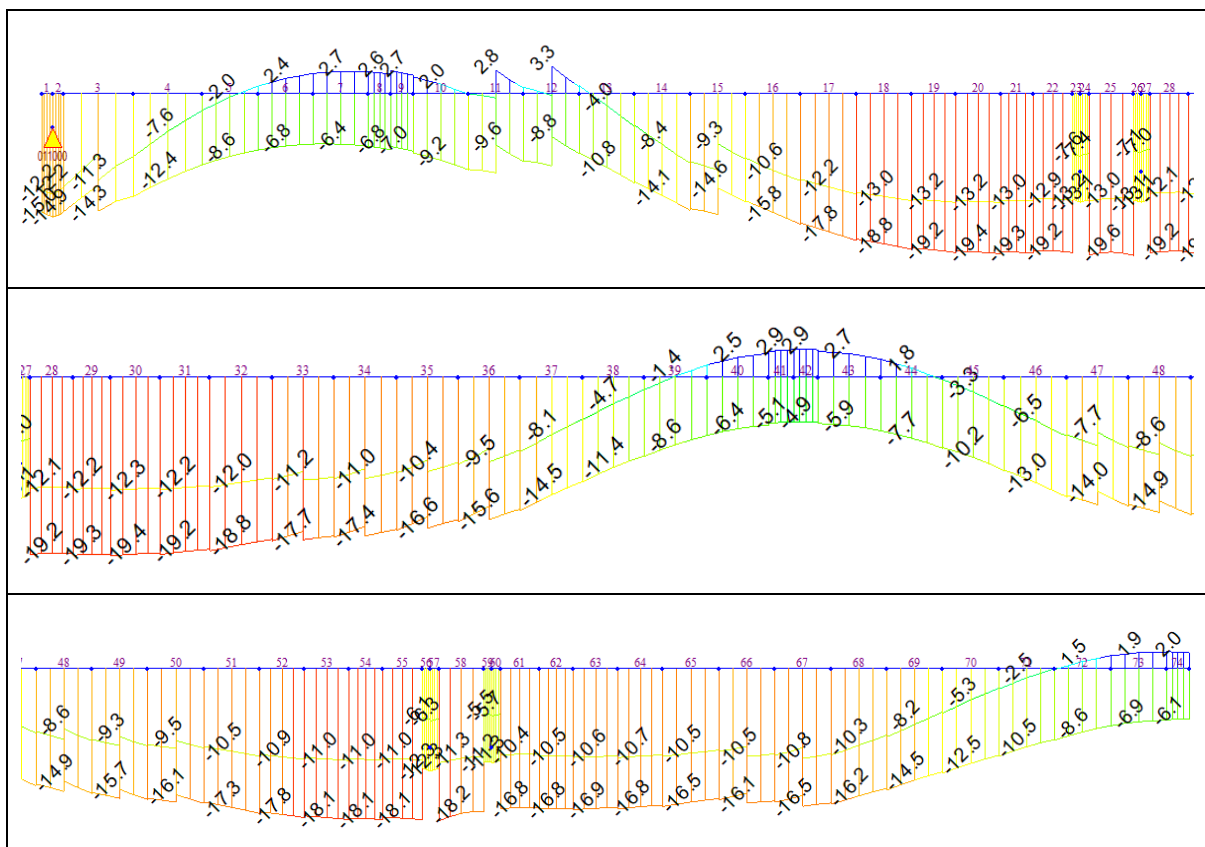
6.1.3.2 Dolní vlákna



Obr. 181 Kvazi-stálá kombinace



Obr. 182 Častá kombinace



Obr. 183 Charakteristická kombinace

6.1.3.3 Závěr

Na konci životnosti je tlakové napětí betonu menší než limitní hodnoty uvedené v kapitole 5.4.2.1. Je také splněn požadavek normy na dekompresi při kvazi-stálé kombinaci zatížení.

Tah vzniká u dolních vláken při charakteristické kombinaci zatížení. Tahové napětí je až na jeden lokální účinek menší než tahová pevnost betonu, kde je napětí větší o 0,1 MPa.

6.1.4 Posouzení napětí v předpínací výztuži

V následujících tabulkách jsou uvedena maximální napětí v předpínací výztuži. Jednotlivé kabely jsou přehledně zakreslené v příloze – Přehledný výkres předpětí.

KABEL	Maximální napětí v předpínací výztuži [MPa]					KABEL	Maximální napětí v předpínací výztuži [MPa]				
	Napínání	Krátkodobé ztráty	Dlouhodobé ztráty	Krátkodobé ztráty	Dlouhodobé ztráty		Napínání	Krátkodobé ztráty	Dlouhodobé ztráty	Krátkodobé ztráty	Dlouhodobé ztráty
D,S:1	1476	1322.47	89.6%	1138.33	77.1%	S1:L1	1418/1476	1390.80	94.2%	1239.23	84.0%
D,S:2	1476	1322.47	89.6%	1138.54	77.1%	S1:L2	1418/1476	1390.76	94.2%	1239.20	84.0%
D,S:3	1476	1281.58	86.8%	1106.65	75.0%	S1:L3	1418/1476	1393.27	94.4%	1245.52	84.4%
D,S:4	1476	1281.58	86.8%	1106.66	75.0%	S1:L4	1418/1476	1393.01	94.4%	1245.32	84.4%
D,S:5	1476	1244.56	84.3%	1079.30	73.1%	S1:P1	1418/1476	1390.80	94.2%	1239.24	84.0%
D,S:6	1476	1244.56	84.3%	1079.31	73.1%	S1:P2	1418/1476	1390.76	94.2%	1239.22	84.0%
D,S:7	1476	1212.16	82.1%	1064.74	72.1%	S1:P3	1418/1476	1393.27	94.4%	1245.54	84.4%
D,S:8	1476	1212.16	82.1%	1064.79	72.1%	S1:P4	1418/1476	1393.01	94.4%	1245.33	84.4%
D,L:1	1476	1381.36	93.6%	1172.18	79.4%	S2:L1	1476	1348.76	91.4%	1230.33	83.4%
D,L:2	1476	1381.36	93.6%	1172.18	79.4%	S2:L2	1476	1328.08	90.0%	1214.36	82.3%
D,L:3	1476	1381.36	93.6%	1172.18	79.4%	S2:L3	1476	1308.18	88.6%	1192.29	80.8%
D,L:4	1476	1381.36	93.6%	1172.18	79.4%	S2:L4	1476	1318.08	89.3%	1204.07	81.6%
D,L:5	1476	1393.34	94.4%	1185.77	80.3%	S2:P1	1476	1348.76	91.4%	1230.33	83.4%
D,L:6	1476	1393.34	94.4%	1185.77	80.3%	S2:P2	1476	1328.08	90.0%	1214.35	82.3%
D,L:7	1476	1393.34	94.4%	1185.77	80.3%	S2:P3	1476	1308.18	88.6%	1192.29	80.8%
D,L:8	1476	1393.34	94.4%	1185.77	80.3%	S2:P4	1476	1318.08	89.3%	1204.08	81.6%
D,L:9	1476	1372.80	93.0%	1187.10	80.4%	S3:L1	1476	1379.07	93.4%	1248.61	84.6%
D,L:10	1476	1372.80	93.0%	1187.09	80.4%	S3:L2	1476	1377.93	93.4%	1250.18	84.7%
D,L:11	1476	1372.80	93.0%	1187.10	80.4%	S3:L3	1476	1331.93	90.2%	1208.17	81.9%
D,L:12	1476	1372.80	93.0%	1187.09	80.4%	S3:L4	1476	1327.58	89.9%	1206.06	81.7%
D,P:1	1476	1357.70	92.0%	1193.28	80.8%	S3:P1	1476	1379.07	93.4%	1248.61	84.6%
D,P:2	1476	1324.10	89.7%	1165.41	79.0%	S3:P2	1476	1377.93	93.4%	1250.18	84.7%
D,P:3	1476	1348.50	91.4%	1186.62	80.4%	S3:P3	1476	1331.93	90.2%	1208.17	81.9%
D,P:4	1476	1311.11	88.8%	1159.07	78.5%	S3:P4	1476	1327.58	89.9%	1206.06	81.7%

Tab. 16 Posouzení maximálního napětí v předpínací výztuži pro spodní kabely a kabely spojitosti

KABEL	Maximální napětí v předpínací výztuži [MPa]				KABEL	Maximální napětí v předpínací výztuži [MPa]					
	Napínání	Krátkodobé ztráty	Dlouhodobé ztráty			Napínání	Krátkodobé ztráty	Dlouhodobé ztráty			
V:01-01	1476	1382.42	93.7%	1184.30	80.2%	V:01-02	1476	1382.42	93.7%	1177.89	79.8%
V:02-01	1430	1380.75	96.6%	1182.93	82.7%	V:02-02	1430	1380.75	96.6%	1176.53	82.3%
V:03-01	1430	1371.06	95.9%	1207.40	84.4%	V:03-02	1430	1371.06	95.9%	1201.44	84.0%
V:04-01	1430	1371.06	95.9%	1207.40	84.4%	V:04-02	1430	1371.06	95.9%	1201.44	84.0%
V:05-01	1430	1387.53	97.0%	1221.95	85.5%	V:05-02	1430	1387.53	97.0%	1215.98	85.0%
V:06-01	1430	1387.53	97.0%	1221.94	85.5%	V:06-02	1430	1387.53	97.0%	1215.98	85.0%
V:07-01	1430	1372.44	96.0%	1211.40	84.7%	V:07-02	1430	1372.44	96.0%	1204.98	84.3%
V:08-01	1430	1372.44	96.0%	1211.39	84.7%	V:08-02	1430	1372.44	96.0%	1204.97	84.3%
V:09-01	1430	1377.67	96.3%	1224.72	85.6%	V:09-02	1430	1377.67	96.3%	1218.30	85.2%
V:10-01	1430	1377.67	96.3%	1224.72	85.6%	V:10-02	1430	1377.67	96.3%	1218.30	85.2%
V:11-01	1430	1389.49	97.2%	1230.68	86.1%	V:11-02	1430	1389.49	97.2%	1224.72	85.6%
V:12-01	1430	1389.49	97.2%	1230.68	86.1%	V:12-02	1430	1389.49	97.2%	1224.72	85.6%
V:13-01	1430	1374.27	96.1%	1223.43	85.6%	V:13-02	1430	1374.27	96.1%	1217.48	85.1%
V:14-01	1430	1358.70	95.0%	1212.37	84.8%	V:14-02	1430	1358.70	95.0%	1205.98	84.3%
V:15-01	1430	1359.86	95.1%	1215.76	85.0%	V:15-02	1430	1359.86	95.1%	1209.37	84.6%
V:16-01	1430	1359.86	95.1%	1215.75	85.0%	V:16-02	1430	1359.86	95.1%	1209.37	84.6%
V:17-01	1430	1365.70	95.5%	1219.09	85.3%	V:17-02	1430	1365.70	95.5%	1213.16	84.8%
V:18-01	1430	1365.70	95.5%	1219.09	85.3%	V:18-02	1430	1365.70	95.5%	1213.16	84.8%
V:19-01	1430	1365.82	95.5%	1221.78	85.4%	V:19-02	1430	1365.82	95.5%	1215.85	85.0%
V:20-01	1430	1365.82	95.5%	1221.78	85.4%	V:20-02	1430	1365.82	95.5%	1215.85	85.0%
V:21-01	1430	1350.85	94.5%	1211.02	84.7%	V:21-02	1430	1350.85	94.5%	1204.65	84.2%
V:22-01	1430	1350.85	94.5%	1211.02	84.7%	V:22-02	1430	1350.85	94.5%	1204.65	84.2%
V:23-01	1430	1350.23	94.4%	1212.68	84.8%	V:23-02	1430	1350.23	94.4%	1206.33	84.4%
V:24-01	1430	1350.23	94.4%	1212.68	84.8%	V:24-02	1430	1350.23	94.4%	1206.33	84.4%
V:25-01	1430	1338.40	93.6%	1203.09	84.1%	V:25-02	1430	1338.40	93.6%	1196.74	83.7%
V:26-01	1430	1338.40	93.6%	1203.09	84.1%	V:26-02	1430	1338.40	93.6%	1196.74	83.7%
V:27-01	1430	1380.94	96.6%	1239.03	86.6%	V:27-02	1430	1380.94	96.6%	1232.70	86.2%
V:28-01	1476	1380.94	93.6%	1239.03	83.9%	V:28-02	1476	1380.94	93.6%	1232.69	83.5%
V:29-01	1476	1368.85	92.7%	1229.43	83.3%	V:29-02	1476	1368.85	92.7%	1223.10	82.9%
V:30-01	1476	1368.85	92.7%	1229.43	83.3%	V:30-02	1476	1368.85	92.7%	1223.09	82.9%
V:31-01	1476	1366.56	92.6%	1226.34	83.1%	V:31-02	1476	1366.56	92.6%	1220.01	82.7%
V:32-01	1476	1354.06	91.7%	1215.58	82.4%	V:32-02	1476	1354.06	91.7%	1209.26	81.9%
V:33-01	1476	1351.53	91.6%	1210.08	82.0%	V:33-02	1476	1351.53	91.6%	1203.76	81.6%
V:34-01	1476	1351.53	91.6%	1210.08	82.0%	V:34-02	1476	1351.53	91.6%	1203.76	81.6%

Tab. 17 Posouzení maximálního napětí v předpínací výztuži pro vahadlové kabely

6.1.5 Posouzení průhybů

V průběhu výstavby byla snaha vyrovnat vahadla do ideální polohy (nivelety). V prvním kroku se vždy vahadlo zvedlo vlivem napnutí vahadlových kabelů a v druhém kroku spadlo vlivem zatížení betonážním vozíkem a mokrým betonem následující lamely. Na následujících obrázcích jsou vybrané fáze výstavby a jejich deformace ve svislém směru od interní kombinace „Summation“ v programu midas Civil.

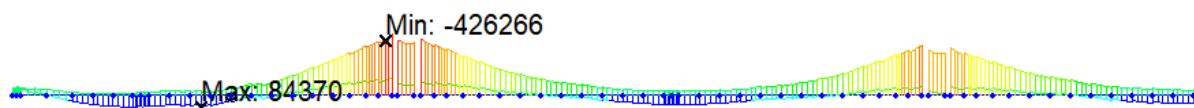
Omezení tlakových napětí je také pod limitními hodnotami, jak pro kvazi-stálou kombinaci zatížení, tak pro charakteristickou kombinaci zatížení. Je tedy uvažováno lineární dotvarování betonu. Tahové napětí vzniká u charakteristické kombinace zatížení, a to do hodnoty f_{ctm} . Průřez tedy není počítán s trhlinami. Pro mezní stav použitelnosti konstrukce vyhoví.

6.2 Mezní stav únosnosti

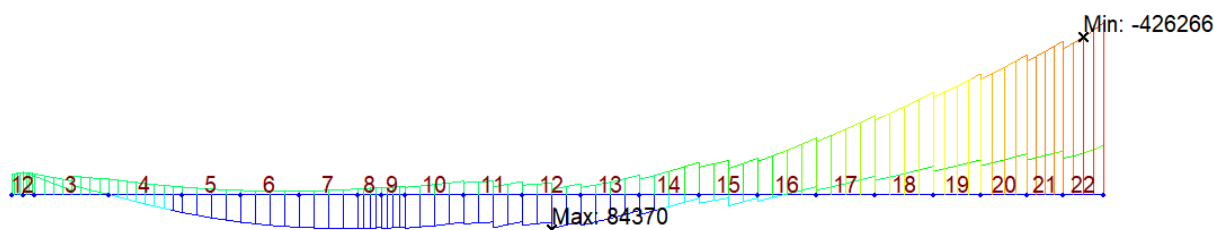
6.2.1 Ověření návrhu nosných prvků konstrukce (STR)

6.2.1.1 Nosná konstrukce

V mezním stavu únosnosti je posouzena nosná konstrukce na ohyb s normálovou silou, smyk, kroucení a interakci těchto stavů. Je posouzena pouze monolitická část konstrukce. Nejvíce namáhané je krajní pole, a proto bylo zvoleno k posouzení.

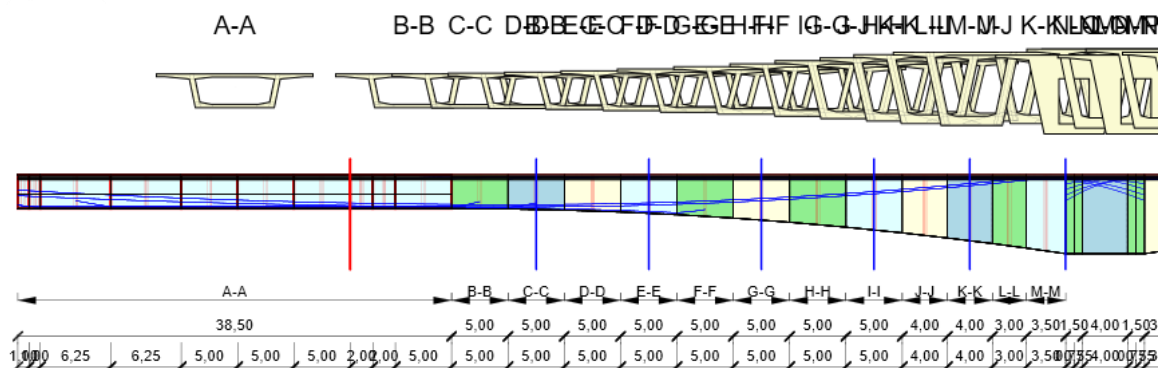


Obr. 186 Obálka ohybových momentů pro kombinace 6.10a a 6.10b

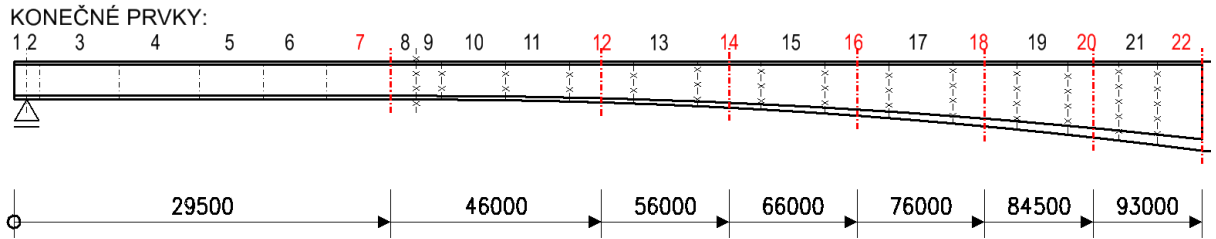


Obr. 187 Obálka ohybových momentů – detail levého pole (včetně popisů elementů)

Konstrukce je posouzena v programu IDEA StatiCa 21.0. Nejprve je z programu midas Civil exportován model mostu, a to včetně předpětí. Jsou zvoleny jednotlivé kombinace zatížení. Celkem je posouzeno sedm řezů. To kvůli tomu, že je konstrukce v jednotlivých řezech odlišná z hlediska tuhosti.

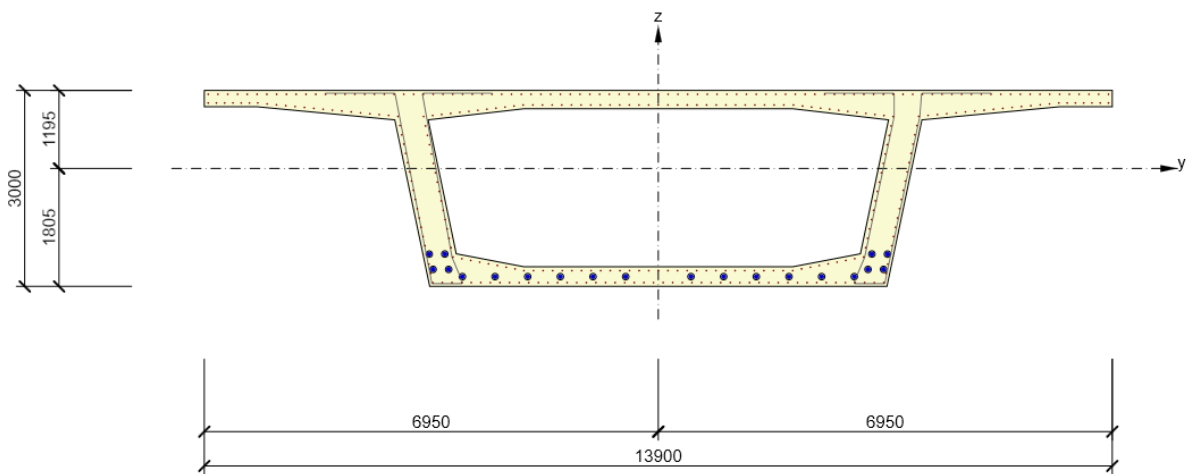


Obr. 188 Jednotlivé řezy v programu IDEA StatiCa 21.0



Obr. 189 Umístění posuzovaných řezů

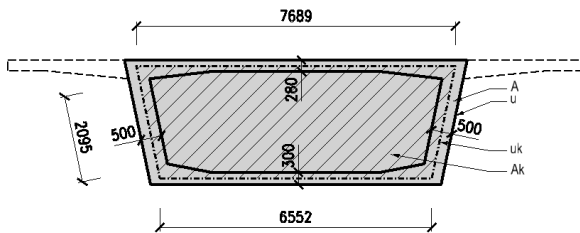
Jednotlivé řezy jsou následně posuzovány v programu IDEA StatiCa RCS 21.0. Zde jsou průřezy vyztuženy betonářskou výztuží. V editoru výztuže je průřez vyztužen podélnou výztuží o průměru 16 mm na všechny hrany konstrukce po 150 mm. Smyková výztuž je pro posouzení umístěna pouze do stěn.



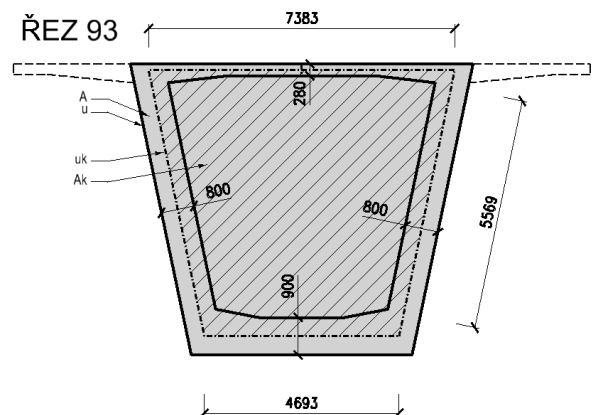
Obr. 190 Posuzovaný průřez v programu IDEA StatiCa RCS 21.0

V editoru výztuže je také nastaven ideální průřez na kroucení. Nejprve jsou v kreslicím programu MicroStation CONNECT Edition nakresleny jednotlivé řezy.

ŘEZ 29.5



ŘEZ 93



Obr. 191 Náhradní tenkostěnný průřez pro posouzení kroucení

Poté jsou dle normy [26] dopočteny potřebné charakteristiky náhradního průřezu (viz následující tabulka).

Označní řezu		29.5	46	56	66	76	85.5	93	
Výška nosné konstrukce	$h =$	3.000	3.222	3.635	4.259	5.094	5.975	7.000	m^2
Původní plocha bez konzol	$A =$	22.888	24.418	27.249	31.369	36.626	41.856	47.531	m
Původní obvod bez konzol	$u =$	21.390	21.747	22.421	23.434	24.790	26.221	27.885	m
Maximální efektivní tloušťka stěny	$t_{eff} =$	1.070	1.123	1.215	1.339	1.477	1.596	1.705	m
Krytí betonářské výztuže	$c =$	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	m
Profil třmenu (předpoklad)	$\emptyset_{tr} =$	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	m
Profil podélné výztuže (předpoklad)	$\emptyset_s =$	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	m
Vzdálenost podélné výztuže	$a =$	0.082	0.082	0.082	0.082	0.082	0.082	0.082	m
Největší skutečná tloušťka	$t_{skut} =$	0.500	0.571	0.620	0.668	0.717	0.759	0.900	m
Podmínka pro efektivní tloušťku		$2a < t_{eff} < t_{skut}$							
Výsledná efekt. tl. - stěny	$t_{eff,i} =$	0.500	0.571	0.620	0.668	0.717	0.759	0.800	m
Výsledná efekt. tl. - dolní deska	$t_{eff,i} =$	0.300	0.333	0.395	0.484	0.614	0.746	0.900	m
Výsledná efekt. tl. - horní deska	$t_{eff,i} =$	0.280	0.280	0.280	0.280	0.280	0.280	0.280	m
Délka stěny (2x)	$l_i =$	4.190	4.572	5.730	6.834	8.288	9.828	11.138	m
Délka dolní desky	$l_i =$	6.552	6.392	6.183	5.891	5.518	5.132	4.693	m
Délka horní desky	$l_i =$	7.689	7.616	7.567	7.518	7.467	7.424	7.383	m
Efektivní tloušťka	$t_{eff} =$	0.337	0.370	0.417	0.470	0.537	0.597	0.655	m
Obvod střednice efektivního průřezu	$u_k =$	19.779	19.965	20.488	21.331	22.481	23.717	25.175	m
Plocha opsaná střednicí efekt. průřezu	$A_k =$	19.297	20.417	22.670	25.992	30.171	34.288	38.702	m^2

Tab. 18 Charakteristiky jednotlivých náhradních tenkostěnných průřezů pro posouzení kroucení

Dále jsou uvedeny souhrnné posudky v jednotlivých řezech. V řezu 29,5 a 46,0 je zvětšen průměr výztuže z 16 mm na 22 mm v dolní desce. Naopak v řezu 84,5 a 93,0 je zvětšen průměr výztuže z 16 mm na 22 mm v horní desce.

The screenshot displays the IDEA StatiCa RCS 21.0 software interface. The main window shows a table of cross-sections (řezů) with the following columns: Název řezu, Typ řezu, Dimenzační dílec, Typ prvku, Vytužený průřez, Hodnota, and Status posudku. The table lists 21 cross-sections, all of which are 'Fázovaný' (phased) and 'Nesák' (non-sagging). The right side of the interface shows a detailed view of a cross-section with a diagram and a table of properties (Posudek aktuálního řezu) including: Status aktuálního řezu, Status aktuálního extrému, Posudek, Hodnota, and Status. The properties table includes: Únosnost (42.3), Svrst (26.6), Kroucivost (21.0), Interakce (66.2), and Sily aktuálního extrému (MSD, N [kN], Mz [kNm], Vz [kNm], T [kNm]).

Tab. 19 Ukázka prostředí a vyhodnocení řezů v programu IDEA StatiCa RCS 21.0

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-72537,5	85124,9	-9215,8	676,9	-5453,9	89,8	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	7250,3	209055,9	-9215,7			79,0	OK
Smyk	-72537,5			676,9	-5453,9	6,9	OK
Kroucení					-5453,9	24,2	OK
Interakce	-72537,5	85124,9	-9215,8	676,9	-5453,9	89,8	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Tab. 20 Souhrnný posudek: ŘEZ 29,5

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-52679,7	86366,5	-2331,5	4643,4	-6612,4	90,4	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	8451,1	109902,8	-12015,4			80,6	OK
Smyk	-52679,7			4643,4	-6612,4	36,7	OK
Kroucení					-6612,4	23,3	OK
Interakce	-52679,7	86366,5	-2331,5	4643,4	-6612,4	90,4	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Tab. 21 Souhrnný posudek: ŘEZ 46,0

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	-71980,9			13991,2	4091,0	93,6	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	11708,1	-34578,7	5025,9			22,4	OK
Smyk	-71980,9			13991,2	4091,0	93,6	OK
Kroucení					4091,0	13,0	OK
Interakce	-71980,9	-21884,5	14620,5	13991,2	4091,0	93,6	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Tab. 22 Souhrnný posudek: ŘEZ 56,0

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-71762,7	-105946,9	15213,9	17993,1	3638,5	90,4	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	11523,6	-198424,7	2200,4			64,9	OK
Smyk	-71762,7			17993,1	3638,5	86,1	OK
Kroucení					3638,5	7,7	OK
Interakce	-71762,7	-105946,9	15213,9	17993,1	3638,5	90,4	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Tab. 23 Souhrnný posudek: ŘEZ 66,0

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-100514,5	-250855,7	23019,6	20895,7	5232,3	93,4	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	11563,5	-428874,8	-2567,7			90,1	OK
Smyk	-100514,5			20895,7	5232,3	79,3	OK
Kroucení					5232,3	17,1	OK
Interakce	-100514,5	-250855,7	23019,6	20895,7	5232,3	93,4	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Tab. 24 Souhrnný posudek: ŘEZ 76,0

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	11800,5	-660080,2	-7322,0			93,7	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	11800,5	-660080,2	-7322,0			93,7	OK
Smyk	-114676,7			25505,4	5563,8	79,6	OK
Kroucení					5563,8	9,1	OK
Interakce	-114676,7	-358882,3	18336,8	25505,4	5563,8	93,5	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

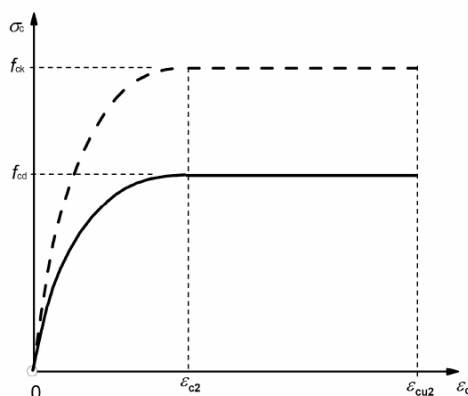
Tab. 25 Souhrnný posudek: ŘEZ 84,5

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-128720,7	-482745,3	9912,0	35880,2	6113,2	94,1	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	11784,6	-934712,6	-13126,6			93,9	OK
Smyk	-128720,7			35880,2	6113,2	76,1	OK
Kroucení					6113,2	8,0	OK
Interakce	-128720,7	-482745,3	9912,0	35880,2	6113,2	94,1	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Tab. 26 Souhrnný posudek: ŘEZ 84,5

V kapitole 5.1.1 je uvedeno, že pro výpočty je využit bilineární pracovní diagram, ale v programu IDEA StatiCa 21.0 je použit parabolicko-rektangulární pracovní diagram pro beton namáhaný tlakem.



Obr. 192 Parabolicko-rektangulární pracovní diagram pro beton namáhaný tlakem [26]

6.2.1.2 Pilíře

Ověření se provede v definitivním stavu, kdy se porovná mezní moment únosnosti průřezu s působící normálovou silou s návrhovými hodnotami zatížení. Pro zjednodušení je sestavena kombinace 6.10. Dále je sestavena kombinace charakteristická a kvazi-stálá pro mezní stav použitelnosti. Pilíř je štíhlý a návrhové hodnoty zatížení musí být stanoveny včetně vlivů účinků druhého řádu.

Průřez je posouzen v programu IDEA StatiCa RCS 21.0. Pro analýzu účinků druhého řádu je použita metoda založená na jmenovité tuhosti podle [26].

Jsou ověřeny pilíře P2 a P3. Oba pilíře jsou ověřeny, protože pilíř P2 přebírá více zatížení, ale je nižší než pilíř P3. Na pilíři P3 budou větší účinky druhého řádu. Je vždy vybrána více zatížená stojka.

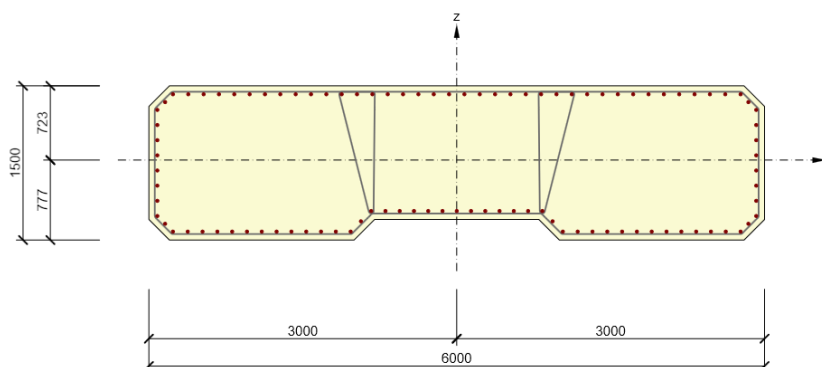
Účinná délka pilíře P2 i P3 je s přihlédnutím k [26] stanovena jako 0,6 výšky pilíře. Tím zohledňujeme nedokonalé vetknutí v patě pilíře a posun v hlavě pilíře, kde most dilatuje.

Pilíř je namáhán současně ohybem ve dvou hlavních osách, jedná se tedy o dvouosé namáhání. Podle štíhlostního kritéria nejsou účinky druhého řádu k ose z uvažovány, protože štíhlost λ je nižší než hodnota λ_{lim} .

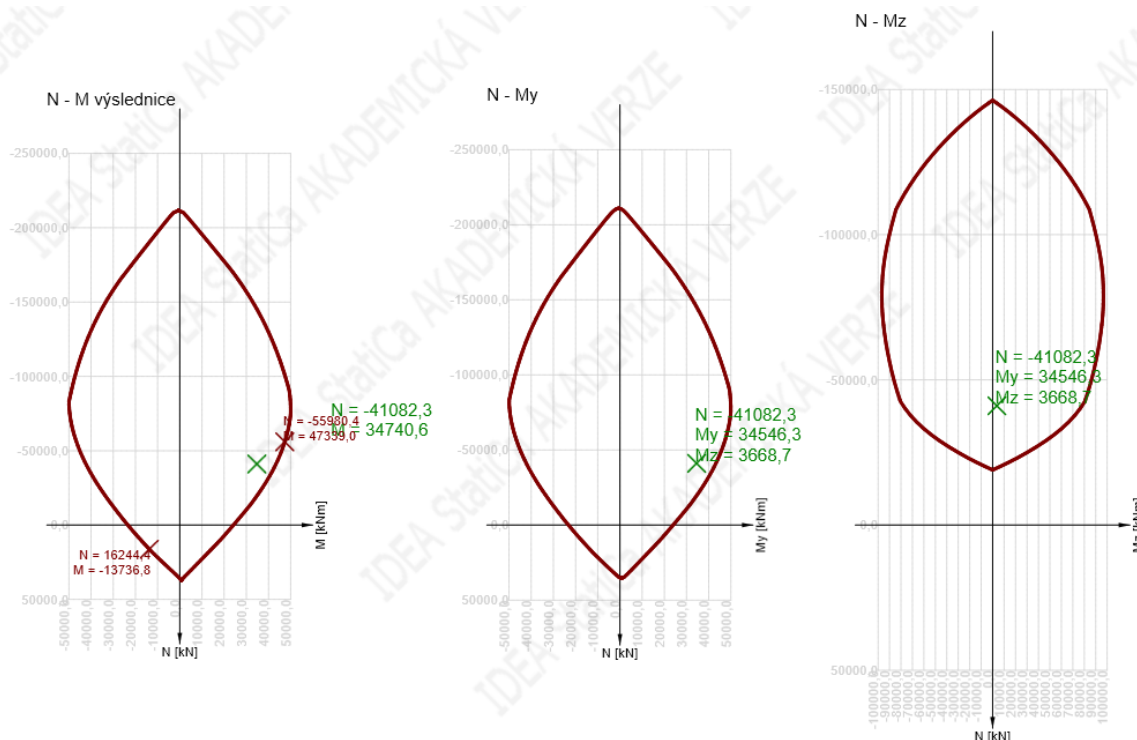
Podélná výztuž je navržena o průměru 32 mm, třmínek je navržen o průměru 16 mm.

Pilíř P2						
Extrém	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
1	-53949.6	-24.7455	186.046	-60.1895	-7809.86	-3899.95
2	-68039.9	-73.8015	778.5865	-134.087	-18168.7	-8244.42
3	-65814.4	1519.424	-368.764	-876.737	-2885.85	-67955
4	-26119.6	68.8515	-1513.36	64.0675	25543.28	3581.458
5	-54472.7	-24.7425	937.0765	-60.2015	-16112.5	-3899.87
6	-28345.1	-1545.13	-366.014	823.6675	10260.47	64169.04
7	-52247.2	1568.483	-210.274	-802.852	-829.697	-63610.4

Tab. 27 Vnitřní síly na pilíři P2 – kombinace zatížení 6.10



Obr. 193 P2: Vyztužený průřez v programu IDEA StatiCa RCS 21.0



Obr. 194 Interakční diagramy – pilíř P2

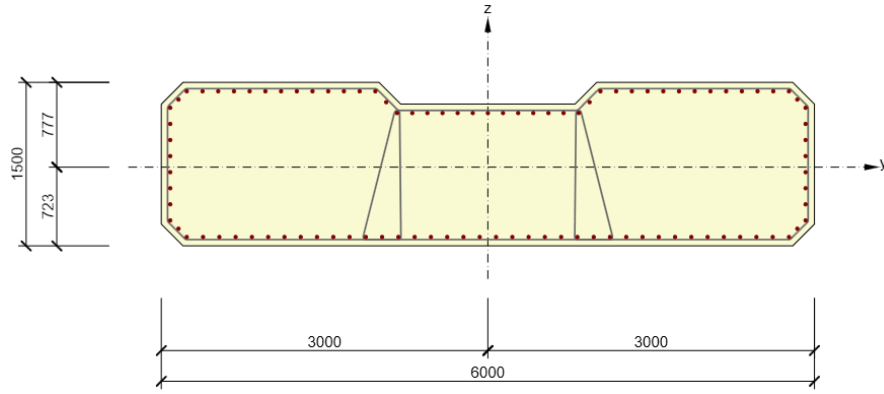
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-41082,3	34546,3	3668,7	1606,1	64,2	81,5	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-41082,3	34546,3	3668,7			73,4	OK
Smyk	-41082,3			1606,1	64,2	23,9	OK
Kroucení					64,2	0,8	OK
Interakce	-41082,3	34546,3	3668,7	1606,1	64,2	81,5	OK
Omezení napětí	-28239,5	19284,4	2540,8			78,5	OK
Šířka trhliny	-37200,8	7775,1	-739,9			0,0	OK
Osa			I_0 [m]	λ [-]	λ_{lim} [-]		
Štíhlost y-L			20,70	49,64	26,76		
Štíhlost z-L			20,70	11,83	26,76		

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

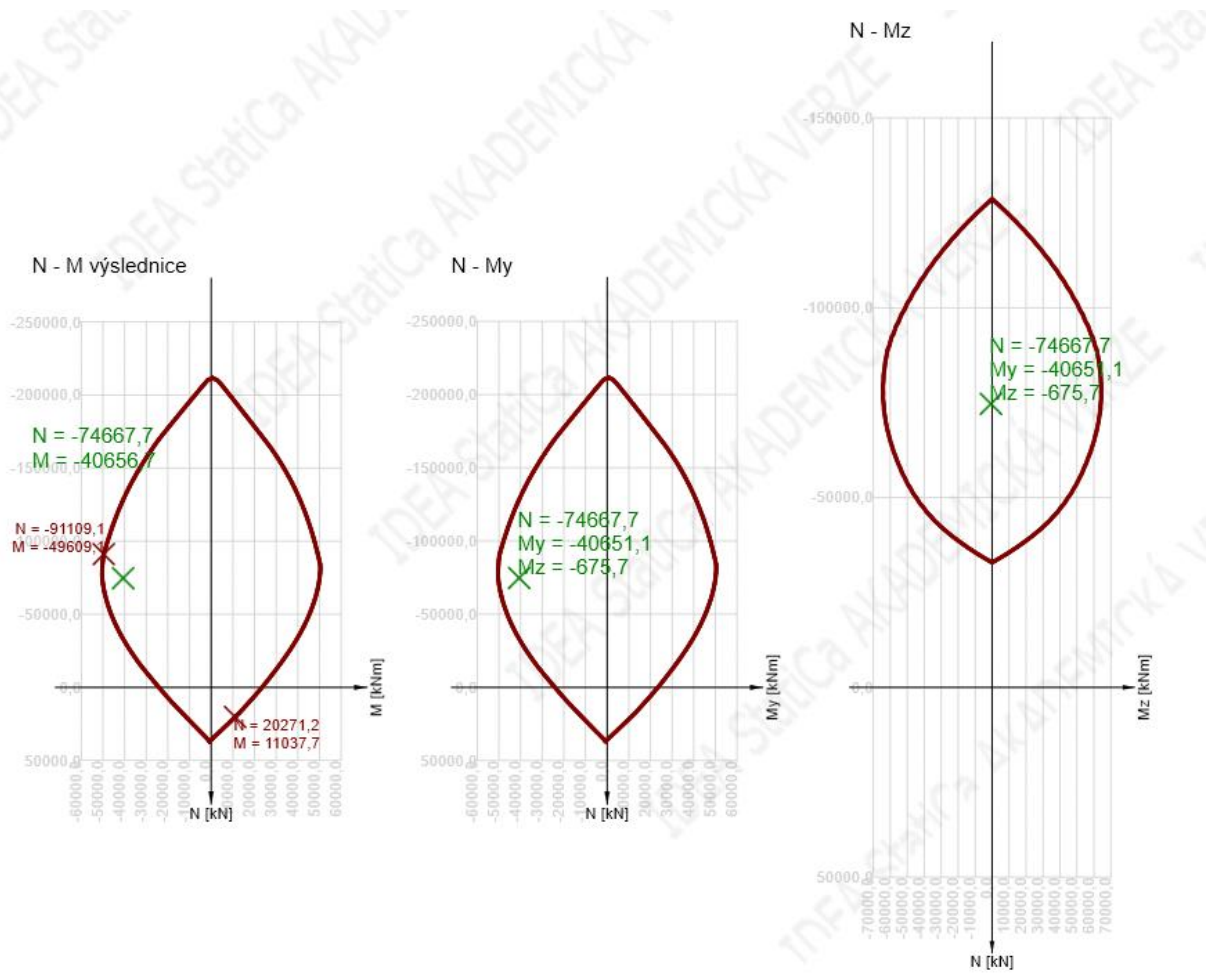
Tab. 28 Souhrnný posudek – pilíř P2

Pilíř P3						
Extrém	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	T [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
1	-75648.6	13.044	104.66	2.7895	-1936.01	-628.177
2	-52083.5	-118.055	-1196.23	-151.595	6223.544	-4583.66
3	-51854.3	953.7405	-274.663	574.63	-6311.31	-50780.9
4	-23401.6	88.9545	-741.594	55.144	13608.15	1617.711
5	-74667.7	13.0305	1239.125	2.788	-19110	-627.461
6	-20815.7	-1010.91	601.2305	-681.227	-8177.29	49065.03
7	-74897.2	1084.826	317.555	729.043	-6574.86	-46825

Tab. 29 Vnitřní síly na pilíři P3 – kombinace zatížení 6.10



Obr. 195 P3: Vyztužený průřez v programu IDEA StatiCa RCS 21.0



Obr. 196 Interakční diagramy – pilíř P3

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-74667,7	-40651,1	-675,7			82,0	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-74667,7	-40651,1	-675,7			82,0	OK
Smyk	-74667,7			1239,2	2,8	19,3	OK
Kroucení					2,8	0,0	OK
Interakce	-74667,7	-40651,1	-675,7	1239,2	2,8	72,2	OK
Omezení napětí	-62427,9	-16432,8	-668,6			67,6	OK
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	OK
Osa				I_0 [m]	λ [-]	λ_{lim} [-]	
Štíhlost $y\perp$				25,80	61,87	25,00	
Štíhlost $z\perp$				25,80	14,74	25,00	

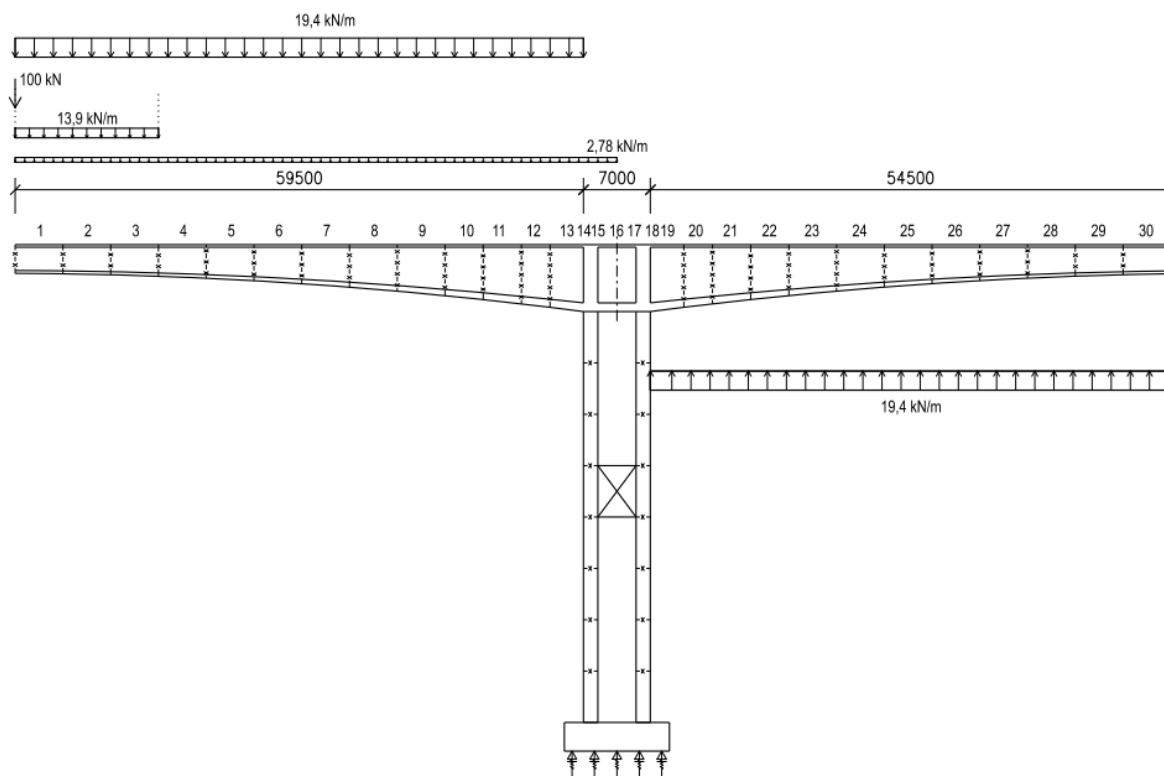
Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Tab. 30 Souhrnný posudek – pilíř P3

Obě stojky pilířů vyhověly jak na mezní stav únosnosti, tak na mezní stav použitelnosti.

6.2.2 Ověření statické rovnováhy (EQU)

Pro ověření stability vahadla ve stavební fázi byl vytvořen model pro pilíř P3. Jedná se o fázi těsně před spojením. Model byl vytvořen z globálního modelu odstraněním jeho parametrů. Jedná se o model včetně stavebních fází. Jak lze vidět na obrázku, stav vahadla je takový, že na levé straně je jedna lamela navíc. K tomuto stavu působí ještě staveništní zatížení viz kap. 5.2.3. Na konstrukci působí také vítr ve směru osy z o síle 19,4 kN/m.



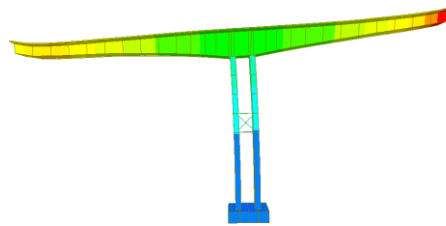
Obr. 197 Schéma modelu pro mezní stav EQU

Model je doplněn o základový blok, který je modelován jako prut. V místě pilot jsou umístěny podpory. Ve směru osy z je dána tuhost. Tuhost byla vypočtena s předpokladem, že most nesedne od vlastní tíhy o více než 5 mm.

$$\frac{R_z}{u_z} = \frac{66232}{0,005} = 13264000 \text{ kN/m} = 13246,4 \text{ MN/m}$$

Dále je model doplněn o vyztužení stojek. Vyztužení je pomocí ocelových trubek. Ke konstrukci jsou připojeny kloubově.

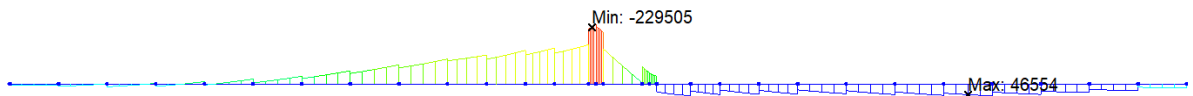
Kombinace zatížení jsou sestaveny viz kap. 5.3.2.



Obr. 198 Deformovaná konstrukce od kombinace dle tabulky A2.4(A) [31]

6.2.2.1 Základová půda nerozhoduje

Jsou porovnány vnitřní síly na nosné konstrukci i na pilíři.

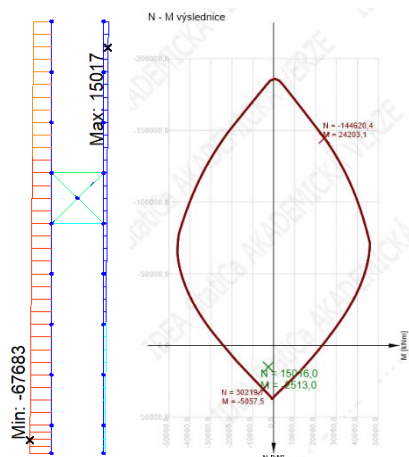


Obr. 199 Ohybový moment M_y

Vnitřní síly na nosné konstrukce jsou menší než při definitivním stavu. Vyztužení nosné konstrukce je dostačující.

Vnitřní síly na stojkách jsou také menší. Vznikla však tahová reakce v jedné ze stojek. Tento stav nebyl ověřen v kapitole 6.2.1. Dále je proveden posudek pro tento stav. Jelikož se jedná o tahovou sílu, tak není počítán vliv vzpěru.

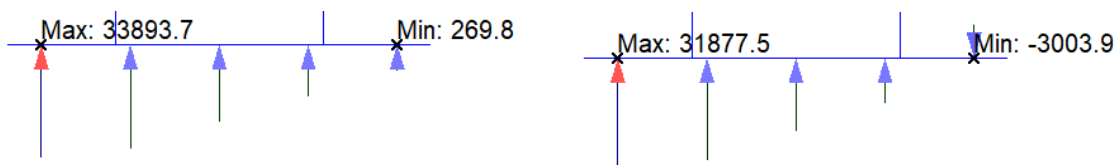
Posouzení je provedeno pomocí interakčního diagramu. Jak lze vidět na interakčním diagramu, konstrukce stojky vyhoví.



Obr. 200 Normálová síla a interakční diagram

6.2.2.2 Ověření únosnosti základové půdy

Únosnost jedné piloty je převzata z projektové dokumentace [1]. Výkres založení je v příloze č. 8 – Tvar pilíře P3.



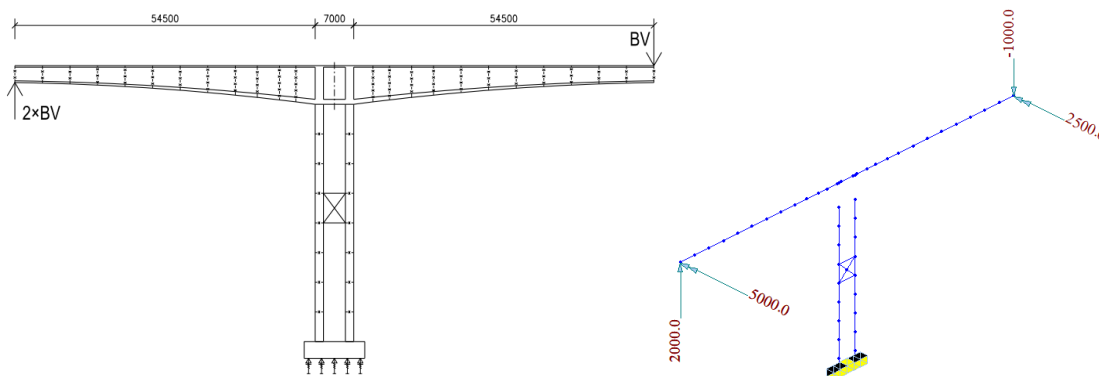
Obr. 201 Reakce od kombinací 6.10a (vlevo) a 6.10b (vpravo)

Únosnost jedné piloty: $R_{c,d} = 13057,9 \text{ kN}$

V řadě je 6 pilot. Síla na jednu pilotu $\frac{33893,7}{6} = 5648,95 \text{ kN}$. Založení konstrukce vyhoví.

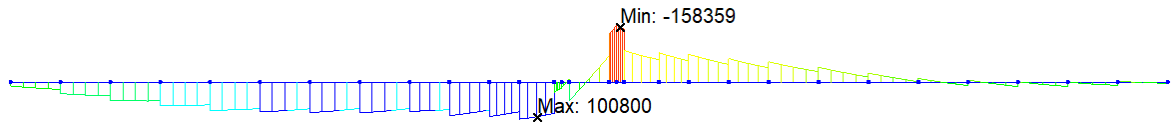
6.2.2.3 Ověření mimořádné kombinace zatížení

Ověření pro mimořádnou kombinaci zatížení je posouzeno na podobném modelu jako pro posouzení stability. Stav je znázorněn na následujícím obrázku. Je předpoklad, že utržení vozíků může nastat pouze při uchycování. Tedy když se betonuje, je uchycení vozíků zkontrolováno a vozík se nemůže utrhnout. Zatížení je stanoveno dle kap. 5.2.4. Kombinace zatížení dle kap. 5.3.1.



Obr. 202 Zatížení utržením betonážního vozíku a schéma modelu

Opět jsou porovnány vnitřní síly na nosné konstrukci a stojkách pilíře.



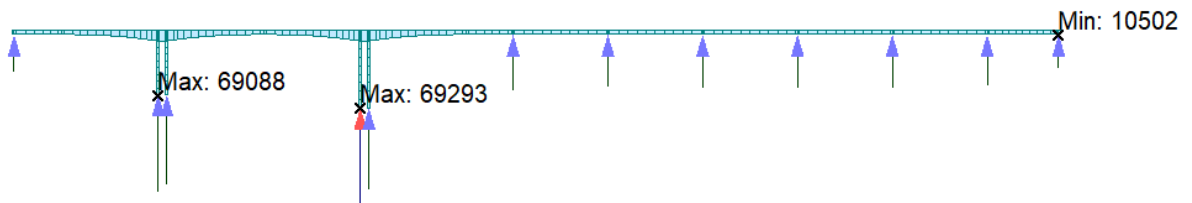
Obr. 203 Ohybový moment M_y od kombinace zatížení 6.11

Vnitřní síly na nosné konstrukci jsou menší než v definitivním stavu. Navíc pro mimořádnou kombinaci zatížení jsou jiné součinitele bezpečnosti (viz kap. 5.1).

Vnitřní síly na pilíři ($N_x = 13017$ kN) jsou menší než v definitivním stavu nebo při ověření statické rovnováhy. Reakce jsou také menší než při ověření statické rovnováhy. Konstrukce tedy na mimořádnou kombinaci zatížení vyhoví.

6.2.3 Závěr

Konstrukce z hlediska posuzovaných mezních stavů vyhoví. Jak již bylo uvedeno, v této diplomové práci se neuvažují další mezní stavy a jednotlivé dílčí posudky. Na závěr přikládám svislé reakce od obálky kombinace zatížení 6.10a a 6.10b.



Obr. 204 Svislé reakce R_z

Žádná reakce není tahová, tzn. nenadzvedává ložiska. I kvůli tomu bylo při návrhu variant vytvořeno několik zjednodušených modelů v programu SCIA Engineer 20.0.

7 Závěr

Cílem této diplomové práce bylo navrhnout a posoudit předpjatý komorový most přes údolí řeky Labe. Most bude převádět komunikaci D11 a bude součástí evropského dopravního koridoru.

Byla zvolena varianta, kdy by byl most stavěn pomocí technologií letmé betonáže, letmé montáže a levé krajní pole by se zhotovilo na pevné skruži. V této diplomové práci byla detailněji řešena pouze monolitická část prováděná metodou letmé betonáže.

Následovala rešeršní část. Rešerše se zabývá především technologií letmé betonáže, ale i vedení předpětí nebo výpočetními modely vhodnými pro analýzu a návrh konstrukce.

Další kapitolou je statická analýza, ve které byl nejprve stanoven materiál a byly vypočteny jeho charakteristiky. Dále bylo spočteno zatížení jak v definitivním, tak i ve staveništním stavu. Poté byly definovány mezní stavy, ve kterých byl most posouzen. Provedl se předběžný posudek příčného řezu pomocí desko-stěnového modelu. Po ověření příčného řezu byl vytvořen globální model konstrukce. Model byl sestaven jako prutový v programu midas Civil 2021. Model konstrukce zohledňuje postup výstavby letmé betonáže a zohledňuje reologické účinky betonu a ztráty předpínací výztuže. Segmentová část vstupuje do modelu najednou a není detailněji řešena.

Po výpočtu vnitřních sil a sestavení kombinací byla konstrukce nejprve posouzena v mezním stavu použitelnosti. Poté byla nosná konstrukce v jednotlivých řezech posouzena v mezním stavu únosnosti. Pilíře byly posouzeny v mezním stavu únosnosti i použitelnosti. Pro analýzu účinků druhého řádu byla použita zjednodušená metoda založená na jmenovité tuhosti. Poté byl posouzen mezní stav únosnosti EQU, kde se ve stavební fázi ověřila stabilita vahadla ve dvou krocích. Na závěr byla posouzena mimořádná kombinace zatížení, kdy nastal zatěžovací stav vlivem utržení betonážního vozíku.

Konstrukce byla posouzena na jmenované mezní stavy a ukázalo se, že monolitická část je realizovatelná. Předpokládá se, že segmentová část je také realizovatelná, a to kvůli tomu, že pro takové rozpětí polí jsou mostní konstrukce již realizované. Založení mostu bylo, s ohledem na rozsah práce a po dohodě s vedoucím práce, pouze převzato z projektové dokumentace. Jistě by bylo nutné posoudit konstrukci na další mezní stavy. Také by bylo nutné posoudit pilíře mostu s vlivem výstavby a detailněji se věnovat účinkům druhého řádu. Výkresová dokumentace slouží k přehlednosti diplomové práce.

Seznam použité literatury

- [1] *Projektová dokumentace pro stavební povolení (DSP). 1. Hradec Králové: SDRUŽENÍ SUDOP GROUP A, 2020*
- [2] *Dálnice D11, Jaroměř – Trutnov, stavba 1108: INFORMAČNÍ LETÁK* [online]. In:s. 4 [cit.2021-07-21].Dostupné z:https://mapapp.rsd.cz/Upload/Stavby/33/infoletak_d11-jaromer-trutnov.pdf
- [3] *ČSN 73 6201: Projektování mostních objektů*. Praha: Český normalizační institut, 2008.
- [4] *Projektování polních cest. 2*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2013.
- [5] *VL1 - VOZOVKY A KRAJNICE. 3*. Brno: Ministerstvo dopravy ČR, 2006.
- [6] *Guidance for good bridge design. 1*. Switzerland: International Federation for Concrete (fib), 2000. ISBN 2-88394-049-5.
- [7] VRÁBLÍK, Lukáš. *Betonové konstrukce 4*. Praha ČVUT v Praze, 2021. Přednáška. ČVUT v Praze.
- [8] STRÁSKÝ, Jiří a Radim NEČAS. *BETONOVÉ MOSTY II: VYBRANÉ PROBLÉMY NAVRHOVÁNÍ MOSTŮ* [online]. Brno, 2007 [cit. 2020-04-10]. Dostupné z: [http://lences.cz/domains/lences.cz/skola/subory/Skripta/CL02-Betonov%C3%A9%20mosty%20II%20\(KON\)/M03-Vybran%C3%A9%20probl%C3%A9my%20navrhov%C3%A1n%C3%AD%20most%C5%AF.pdf](http://lences.cz/domains/lences.cz/skola/subory/Skripta/CL02-Betonov%C3%A9%20mosty%20II%20(KON)/M03-Vybran%C3%A9%20probl%C3%A9my%20navrhov%C3%A1n%C3%AD%20most%C5%AF.pdf). Skripta. VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ.
- [9] VÍTEK, Jan. *Betonové mosty 2*. Praha ČVUT v Praze, 2020. Přednáška. ČVUT v Praze.
- [10] *Mosty 2010: mezinárodní symposium konané v rámci doprovodného programu ... mezinárodního stavebního veletrhu IBF, Brno ... : sborník příspěvků*. Brno: CERM, 2010. ISBN 978-80-86604-48-0.
- [11] *BETON: Technologie · Konstrukce · Sanace*. Praha, 2017.
- [12] *BETON: Technologie · Konstrukce · Sanace*. 2016.
- [13] STRÁSKÝ, Jiří. *Betonové mosty*. Praha: ŠEL, 2001. Technická knihnice autorizovaného inženýra a technika. ISBN 80-864-2605-X.

- [14] *Mosty 2019: mezinárodní symposium konané v rámci doprovodného programu ... mezinárodního stavebního veletrhu IBF, Brno ... : sborník příspěvků*. Brno: CERM, 1996. ISBN 978-80-86604-79-4.
- [15] *BETON: Technologie · Konstrukce · Sanace*. Praha, 2018.
- [16] RYJÁČEK, Pavel. *Ocelové mosty 2*. Praha, 2021. Přednáška. ČVUT.
- [17] *TECHNICKÉ PODMÍNKY TP 79: NAVRHOVÁNÍ SPŘAŽENÝCH OCELOBETONOVÝCH MOSTŮ POZEMNÍCH KOMUNIKACÍ*. Praha: Ministerstvo dopravy – Odbor pozemních komunikací, 2014.
- [18] *Mosty 2011: mezinárodní symposium konané v rámci doprovodného programu ... mezinárodního stavebního veletrhu IBF, Brno ... : sborník příspěvků*. Brno: CERM, 2011. ISBN 978-80-86604-52-7.
- [19] Ganter Bridge. In: *Wikipedia: the free encyclopedia* [online]. San Francisco (CA): Wikimedia Foundation, 2001-2020 [cit. 2021-09-23]. Dostupné z: https://en.wikipedia.org/wiki/Ganter_Bridge
- [20] ŠAFÁŘ, Roman. *Betonové mosty 2: přednášky*. 1. vyd. V Praze: České vysoké učení technické, 2014. ISBN 978-80-01-05543-4.
- [21] *VSL Reference – Letmá betonáž* [online]. Dostupné také z: <http://www.vsl.cz/letma-betonaz/>
- [22] VRÁBLÍK, Lukáš. *Betonové konstrukce 3*. Praha, 2020. Přednáška. ČVUT.
- [23] NAVRÁTIL, Jaroslav. *Předpjaté betonové konstrukce*. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2004. ISBN 80-214-2649-7.
- [24] VRÁBLÍK, Lukáš. *Aplikace teorie konstrukcí*. Praha, 2021. Přednáška. ČVUT.
- [25] *ČSN EN 206+A2 (73 2403) Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda*. 2021.
- [26] *ČSN EN 1992-1-1 (73 1201) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Ed.2. 2011.
- [27] *ČSN EN 1992-2 (73 6208): Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady*. 2007.
- [28] ČAMBULA, Jaroslav. *Navrhování mostních konstrukcí podle Eurokódů*. Praha: Pro Ministerstvo dopravy a Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě (ČKAIT) vydalo Informační centrum ČKAIT, 2010. Technická knihovna (ČKAIT). ISBN 978-80-87093-90-0.

- [29] *Předpínací systém VSL: POST-TENSIONING SOLUTIONS, 2009.*
- [30] *ČSN EN 1991-1-1 (73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb.*
- [31] *ČSN EN 1990 (73 0002) Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. 2. 2021.*
- [32] *ČSN EN 1991-1-4 ed. 2 (730035): Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem. 2020.*
- [33] *ČSN EN 1991-1-5 (73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou. 2005.*
- [34] *ČSN EN 1991-2 (73 6203) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou. 2015.*
- [35] *ČSN EN 1991-1-6 (73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-6: Obecná zatížení - Zatížení během provádění, vč. Změny NA ed. A (2007).*
- [36] *ČSN EN 1992-1-1 ed.2: 2011 (73 1201) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.*

Seznam příloh

1. Púdorys 1:500
2. Podélný řez 1:500
3. Vzorový příčný řez v poli 1:50
4. Vzorový příčný řez nad pilířem P3 1:50
5. Přehledný výkres předpětí 1:500
6. Typické řezy předpětí 1:100
7. Tvar nosné konstrukce 1:250/100
8. Tvar pilíře P3 1:250
9. Schéma vyztužení nosné konstrukce 1:50
10. Schéma vyztužení pilíře 1:50

Seznam obrázků

Obr. 1 Poloha mostu [2]	16
Obr. 2 Šířkové uspořádání polní cesty [4].....	17
Obr. 3 Volný mostní průřez v příme [3]	17
Obr. 4 Schéma průjezdního prostoru [3].....	18
Obr. 5 Šířkové uspořádání D 25,5/120 mimo most [5]	19
Obr. 6 Estetický vliv rozpětí polí [6]	22
Obr. 7 Schéma mostů s konstantním nebo proměnným parabolickým a kubickým průřezem [6]	23
Obr. 8 Pevná skruž [8].....	24
Obr. 9 Podélné uspořádání výsuvné skruže a), b) Betonáž celého pole, c) Symetrická betonáž segmentů [8]	25
Obr. 10 Podélný řez [10]	26
Obr. 11 Příčný řez [10]	26
Obr. 12 Most Valy: Podélný řez a Půdorys [11]	27
Obr. 13 Výstavba mostů Valy [11]	27
Obr. 14 Příčný řez: V poli (vlevo), Nad podporou (vpravo) [11].....	28
Obr. 15 Schéma podélného předpětí [11].....	28
Obr. 16 Vysouvání mostovky: Možnosti redukce konzolového momentu [8].....	29
Obr. 17 Příčný řez [12]	29
Obr. 18 Podélný řez [12]	30
Obr. 19 Výroba segmentů: Dlouhá dráha (vlevo), krátká dráha (vpravo) [13]	30
Obr. 20 Způsoby montáže segmentů [6].....	30
Obr. 21 Zavážecí most [7]	31
Obr. 22 Příčný řez u podpory [14].....	32
Obr. 23 Podélný řez [14]	32
Obr. 24 Most přes Kadaňský potok na R1: Nasazení dvou jeřábu MS1 [15].....	32
Obr. 25 Podélný řez [18]	34
Obr. 26 Příčný řez s bednicím vozíkem [18]	34
Obr. 27 Rozdíl mezi zavěšeným mostem a mostem typu extradosed [7].....	35
Obr. 28 Porovnání konstrukce trámové, extradosed a zavěšené [7].....	35
Obr. 29 Typy předpětí [7].....	35
Obr. 30 Podélný řez [19]	35
Obr. 31 Podélný řez [12]	36
Obr. 32 Podélný řez [15]	37
Obr. 33 Příčné řezy [15]	37

Obr. 34 Výstavba pomocí různých technologií [15].....	37
Obr. 35 Pohled na most.....	38
Obr. 36 Stabilizace vahadla [20].....	38
Obr. 37 Podélný řez [20].....	38
Obr. 38 Podélný řez.....	39
Obr. 39 Podélný řez.....	40
Obr. 40 Podélný řez.....	41
Obr. 41 Podélný řez.....	41
Obr. 42 Podélný řez.....	42
Obr. 43 Podélný řez.....	42
Obr. 44 Podélný řez.....	43
Obr. 45 Podélný řez.....	44
Obr. 46 Podélný řez.....	45
Obr. 47 Podélný řez.....	45
Obr. 48 Podélný řez.....	45
Obr. 49 Podélný řez.....	46
Obr. 50 Podélný řez.....	47
Obr. 51 Příčný řez dvojtěnným segmentem typu Freyssinet [15]	48
Obr. 52 Příčný řez v poli	48
Obr. 53 Příčný řez nad podporou.....	48
Obr. 54 Silniční přeprava segmentů [15].....	49
Obr. 55 Zárodek před vybetonováním [7]	50
Obr. 56 Betonážní vozíky – vrchní, spodní a stěnový (zleva) [9].....	50
Obr. 57 Typický konstrukční cyklus [21].....	51
Obr. 58 Prvky při výstavbě technologií letmé betonáže [21].....	51
Obr. 59 Konstrukce ve fázích výstavby [6].....	52
Obr. 60 Účinky zatížení v různých časech výstavby	52
Obr. 61 Reologická nehomogenita příčného řezu: Průřez v poli (nahore), Průřez nad podporou (dole) [7].....	53
Obr. 62 Falešné nadvýšení vlivem rozdílného smrštění horní a dolní desky komorového průřezu [7].....	54
Obr. 63 Průběh falešného nadvýšení v čase [7]	54
Obr. 64 Šplhavé bednění [22].....	55
Obr. 65 Interakční diagram	56
Obr. 66 Spojité kabely nad podporou [7].....	58
Obr. 67 Spodní kabely v poli [7].....	58
Obr. 68 Možnosti uspořádání kabelů [7]	59

Obr. 69 Rozdíl zarovnání referenční osy: Účinky zatížení [7]	60
Obr. 70 Rozdíl zarovnání referenční osy: Projev normálové síly od vlastní tíhy [7]	60
Obr. 71 Detail styku desky a stěny komorového nosníku u desko-stěnového modelu [7]	61
Obr. 72 Výpočetní modely v příčném směru [7]	62
Obr. 73 Detail spojení rámových stojek a nosné konstrukce u modelu letmo betonované konstrukce [7]	62
Obr. 74 Rozdíl v působení vahadlového kabelu v realitě a v modelu MKP [7]	63
Obr. 75 Průběh deformací: Betonáž do tečny (vlevo), Betonáž do správné nivelety (vpravo) [7]	64
Obr. 76 Aplikace zatížení ve fázích výstavby [7]	64
Obr. 77 Bilineární pracovní diagram a rozdělení přetvoření a napětí [26]	69
Obr. 78 Pracovní diagram betonářské výztuže (B500B) v tahu (vlevo) a předpínací výztuže v tahu (vpravo)	70
Obr. 79 Zatížení mostu větrem ve směru x – most zatížený dopravou [kN/m]	74
Obr. 80 Ukázka zatížení větrem v programu midas Civil	74
Obr. 81 Zatížení pilířů větrem: Kolmo na osu mostu (vlevo), Rovnoběžně s osou mostu (vpravo)	75
Obr. 82 Určení odpovídající max. a min. teploty [33]	76
Obr. 83 Rozdíly teplot pro nosné konstrukce [33]	77
Obr. 84 Umístění zatížení od dopravy na konstrukci – model zatížení 1 (LM1) [34]	78
Obr. 85 Roznášení soustředěného zatížení (LM1) vozovkou a betonovou deskou mostovky	79
Obr. 86 Ukázka zatížení betonážním vozíkem v programu midas Civil	79
Obr. 87 Ukázka zatížení mokrým betonem (CS3 – vlevo, CS6 – vpravo)	80
Obr. 88 Příčný pohled na model – průřez v poli	85
Obr. 89 Porovnávané modely s různým podepřením	85
Obr. 90 Deformované průřezy od vlastní tíhy	86
Obr. 91 Ostatní stálé zatížení působící nepříznivě pro vyvolání maximálního momentu u dolního povrchu desky	87
Obr. 92 Ostatní stálé zatížení působící příznivě pro vyvolání maximálního momentu u dolního povrchu desky	87
Obr. 93 První poloha umístění modelu zatížení LM1 v příčném směru pro příčný ohybový moment	87
Obr. 94 První poloha umístění modelu zatížení LM1 v příčném směru pro příčný ohybový moment	87
Obr. 95 Vygenerované zatížení od dopravy v programu SCIA Engineer – UDL	88

Obr. 96 Vygenerované zatížení od dopravy v programu SCIA Engineer – UDL; včetně zobrazení integračního pásu	88
Obr. 97 Ohybový moment na horní desce komorového nosníku (obálka kombinací MSÚ)..	89
Obr. 98 Posouvající síla na horní desce komorového nosníku (obálka kombinací MSÚ).....	89
Obr. 99 Ohybový moment na horní desce komorového nosníku (MSP – kvazi-stálá kombinace)	89
Obr. 100 Ohybový moment na horní desce komorového nosníku (MSP – charakteristická kombinace).....	89
Obr. 101 Souhrnný posudek pro desku výšky $h = 250$ mm.....	90
Obr. 102 Dimenzační průřez: výztuž $\varnothing 25$ mm po 150 mm (vlevo), výztuž $\varnothing 22$ mm po 150 mm (vpravo)	90
Obr. 103 Souhrnný posudek pro desku výšky $h = 280$ mm.....	90
Obr. 104 Rozdíl v přetvoření a napětí při char. komb.: výška desky 250 mm (vlevo); výška desky 280 mm (vpravo)	91
Obr. 105 Dimenzační průřez: výztuž $\varnothing 22$ mm po 150 mm.....	91
Obr. 106 Souhrnný posudek.....	91
Obr. 107 Souhrnný posudek.....	92
Obr. 108 Souhrnný výsledek	92
Obr. 109 Upravená nosná konstrukce pro monolitickou část	92
Obr. 110 Schéma příčné výztuže horní desky	93
Obr. 111 Renderovaný model včetně bodů rozdělující model na jednotlivé konečné prvky .	94
Obr. 112 Reologické účinky pro beton C35/45 a křivka dotvarování v závislosti na čase.....	96
Obr. 113 Modul pružnosti v čase	97
Obr. 114 Vlastnosti předpětí pro vahadlové kabely.....	97
Obr. 115 Fáze 14 – segmentová část.....	98
Obr. 116 Jiné spojení spár	98
Obr. 117 Fáze CS16 a její ovlivnění zbylé konstrukce	98
Obr. 118 Fáze výstavby.....	99
Obr. 119 Ukázka předpínacích kabelů v programu midas Civil.....	100
Obr. 120 Vlastní tíha konstrukce (bez dotvarování a smršťování) – ohybový moment M_y [kNm]	102
Obr. 121 Ostatní stálé zatížení – ohybový moment M_y [kNm]	102
Obr. 122 Pokles podpor – obálka ohybových momentů [kNm].....	102
Obr. 123 Teplota rovnoměrná: oteplení NK – ohybový moment [kNm]	102
Obr. 124 Teplota rovnoměrná: ochlazení NK – ohybový moment [kNm].....	103
Obr. 125 Teplota nerovnoměrná: oteplení NK – ohybový moment [kNm]	103
Obr. 126 Teplota nerovnoměrná: ochlazení NK – ohybový moment [kNm].....	103

Obr. 127 Doprava: model zatížení LM1 – obálka ohybových momentů [kNm].....	103
Obr. 128 Zatížení větrem – ohybový moment [kNm] (ve směru osy mostu →).....	104
Obr. 129 Obálka ohybových momentů [kNm] – kombinace 6.10a a 6.10b.....	104
Obr. 130 Obálka posouvajících sil [kN] – kombinace 6.10a a 6.10b	104
Obr. 131 Obálka kroutících momentů [kNm] – kombinace 6.10a a 6.10b	104
Obr. 132 Příčinková čára pro vyvolání maximálního ohybového momentu v 1. poli.....	105
Obr. 133 Umístění pohyblivého zatížení pro vyvolání maximálního ohybového momentu v 1. poli	105
Obr. 134 Ostatní stálé zatížení – deformace ve směru osy z [mm].....	105
Obr. 135 Spojité kabely 2. pole – deformace ve směru osy z [mm]	105
Obr. 136 Rovnoměrné oteplení konstrukce – deformace ve směru osy x [mm]	105
Obr. 137 Zatížení větrem – deformace ve směru osy y [mm]	105
Obr. 138 CS1: První krok (nahore), druhý krok (dole).....	106
Obr. 139 CS2: První krok (nahore), druhý krok (dole).....	107
Obr. 140 CS3: První krok (nahore), druhý krok (dole).....	107
Obr. 141 CS4: První krok (nahore), druhý krok (dole).....	107
Obr. 142 CS5: První krok (nahore), druhý krok (dole).....	107
Obr. 143 CS6: První krok (nahore), druhý krok (dole).....	107
Obr. 144 CS7: První krok (nahore), druhý krok (dole).....	107
Obr. 145 CS8: První krok (nahore), druhý krok (dole).....	108
Obr. 146 CS9: První krok (nahore), druhý krok (dole).....	108
Obr. 147 CS10: První krok (nahore), druhý krok (dole).....	108
Obr. 148 CS11: První krok (nahore), druhý krok (dole).....	108
Obr. 149 CS12: První krok (nahore), druhý krok (dole).....	108
Obr. 150 CS13: První krok (nahore), druhý krok (dole).....	108
Obr. 151 CS14: Vznik segmentové části	109
Obr. 152 CS15: První krok (nahore), druhý krok (dole).....	109
Obr. 153 CS16: První krok (nahore), druhý krok (dole).....	109
Obr. 154 CS17: Dopnutí kabelů spojitosti.....	109
Obr. 155 CS1: První krok (nahore), druhý krok (dole).....	109
Obr. 156 CS2: První krok (nahore), druhý krok (dole).....	109
Obr. 157 CS3: První krok (nahore), druhý krok (dole).....	110
Obr. 158 CS4: První krok (nahore), druhý krok (dole).....	110
Obr. 159 CS5: První krok (nahore), druhý krok (dole).....	110
Obr. 160 CS6: První krok (nahore), druhý krok (dole).....	110
Obr. 161 CS7: První krok (nahore), druhý krok (dole).....	110
Obr. 162 CS8: První krok (nahore), druhý krok (dole).....	111

Obr. 163 CS9: První krok (nahore), druhý krok (dole).....	111
Obr. 164 CS10: První krok (nahore), druhý krok (dole).....	111
Obr. 165 CS11: První krok (nahore), druhý krok (dole).....	111
Obr. 166 CS12: První krok (nahore), druhý krok (dole).....	111
Obr. 167 CS13: První krok (nahore), druhý krok (dole).....	112
Obr. 168 CS14: Vznik segmentové časti	112
Obr. 169 CS15: První krok (nahore), druhý krok (dole).....	112
Obr. 170 CS16: První krok (nahore), druhý krok (dole).....	112
Obr. 171 CS17: Dopnutí kabelů spojitosti	112
Obr. 172 Kvazi-stálá kombinace	113
Obr. 173 Častá kombinace	113
Obr. 174 Charakteristická kombinace	114
Obr. 175 Kvazi-stálá kombinace	114
Obr. 176 Častá kombinace	115
Obr. 177 Charakteristická kombinace	115
Obr. 178 Kvazi-stálá kombinace	116
Obr. 179 Častá kombinace	116
Obr. 180 Charakteristická kombinace	117
Obr. 181 Kvazi-stálá kombinace	117
Obr. 182 Častá kombinace	118
Obr. 183 Charakteristická kombinace	118
Obr. 184 CS12: Deformace vahadla ve směru osy z [cm]	121
Obr. 185 Deformace ve směru osy z [cm]: Uvedení do provozu (nahore), konec životnosti (dole).....	121
Obr. 186 Obálka ohybových momentů pro kombinace 6.10a a 6.10b.....	122
Obr. 187 Obálka ohybových momentů – detail levého pole (včetně popisů elementů).....	122
Obr. 188 Jednotlivé řezy v programu IDEA StatiCa 21.0	122
Obr. 189 Umístění posuzovaných řezů.....	123
Obr. 190 Posuzovaný průřez v programu IDEA StatiCa RCS 21.0	123
Obr. 191 Náhradní tenkostěnný průřez pro posouzení kroucení.....	123
Obr. 192 Parabolicko-rektangulární pracovní diagram pro beton namáhaný tlakem [26] ...	126
Obr. 193 P2: Vyztužený průřez v programu IDEA StatiCa RCS 21.0.....	127
Obr. 194 Interakční diagramy – pilíř P2	128
Obr. 195 P3: Vyztužený průřez v programu IDEA StatiCa RCS 21.0.....	129
Obr. 196 Interakční diagramy – pilíř P3	129
Obr. 197 Schéma modelu pro mezní stav EQU	130
Obr. 198 Deformovaná konstrukce od kombinace dle tabulky A2.4(A) [31]	131

Obr. 199 Ohybový moment M_y	131
Obr. 200 Normálová síla a interakční diagram.....	132
Obr. 201 Reakce od kombinací 6.10a (vlevo) a 6.10b (vpravo)	132
Obr. 202 Zatížení utržením betonážního vozíku a schéma modelu	132
Obr. 203 Ohybový moment M_y od kombinace zatížení 6.11	133
Obr. 204 Svislé reakce R_z	133

Seznam tabulek

Tab. 1 Hladiny a průtoky při různých průtocích [1]	18
Tab. 2 Typy zemin [1]	20
Tab. 3 Doporučení na založení mostu [1]	21
Tab. 4 Doporučené typy spřažených ocelobetonových konstrukcí [17]	33
Tab. 5 Porovnání příčného řezu	48
Tab. 6 Krycí vrstva betonu pro desky komorového nosníku	71
Tab. 7 Objemová tíha betonu [30]	71
Tab. 8 Zatížení vozovkou	72
Tab. 9 Ostatní stálé zatížení	72
Tab. 10 Rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů	77
Tab. 11 Zatížení dopravou – model zatížení 1 (LM1)	78
Tab. 12 Doporučené hodnoty w_{max} a odpovídající kombinační pravidla [27]	84
Tab. 13 Spolupůsobící šířky	95
Tab. 14 Průřezové charakteristiky	96
Tab. 15 Materiály	96
Tab. 16 Posouzení maximálního napětí v předpínací výztuži pro spodní kabely a kabely spojitosti	119
Tab. 17 Posouzení maximálního napětí v předpínací výztuži pro vahadlové kabely	120
Tab. 18 Charakteristiky jednotlivých náhradních tenkostěnných průřezů pro posouzení kroucení	124
Tab. 19 Ukázka prostředí a vyhodnocení řezů v programu IDEA StatiCa RCS 21.0	124
Tab. 20 Souhrnný posudek: ŘEZ 29,5	125
Tab. 21 Souhrnný posudek: ŘEZ 46,0	125
Tab. 22 Souhrnný posudek: ŘEZ 56,0	125
Tab. 23 Souhrnný posudek: ŘEZ 66,0	125
Tab. 24 Souhrnný posudek: ŘEZ 76,0	126
Tab. 25 Souhrnný posudek: ŘEZ 84,5	126
Tab. 26 Souhrnný posudek: ŘEZ 84,5	126
Tab. 27 Vnitřní síly na pilíři P2 – kombinace zatížení 6.10	127
Tab. 29 Souhrnný posudek – pilíř P2	128
Tab. 30 Vnitřní síly na pilíři P3 – kombinace zatížení 6.10	128
Tab. 31 Souhrnný posudek – pilíř P3	130

Seznam grafů

Graf 1 Vliv reologické nehomogenity u komorového průřezu letmé betonáže [7].....	53
Graf 2 Rozdíl smrštění desek komorového příčného řezu [7]	54
Graf 3 Vliv smykové deformace na celkový průhyb uprostřed rozpětí v závislosti na rozpětí [7]	61
Graf 4 Vahadlový kabel: Ztráty po zakotvení – midas Civil	100
Graf 5 Vahadlový kabel: Ztráty po zakotvení pro různé kotevní napětí – Microsoft Excel ...	101
Graf 6 Kabel spojitosti: Ztráty po zakotvení – midas Civil	101
Graf 7 Kabel spojitosti: Ztráty po zakotvení pro různé kotevní napětí – Microsoft Excel	101
Graf 8 Časová pevnost betonu C35/45.....	106