



# VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

## FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

## ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

## JEDNOPOLOVÝ RÁMOVÝ MOST

FRAME BRIDGE

### BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

BACHELOR'S THESIS

### AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Štěpán Kapsa

### VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

Ing. JAN KOLÁČEK, Ph.D.

BRNO 2022



# VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	B3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Bakalářský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3647R013 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště	Ústav betonových a zděných konstrukcí

## ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

Student	Štěpán Kapsa
Název	Jednopolový rámový most
Vedoucí práce	Ing. Jan Koláček, Ph.D.
Datum zadání	30. 11. 2021
Datum odevzdání	27. 5. 2022

V Brně dne 30. 11. 2021

---

prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc.  
Vedoucí ústavu

---

prof. Ing. Miroslav Bajer, CSc.  
Děkan Fakulty stavební VUT

## **PODKLADY A LITERATURA**

Podklady:

Situace, příčný a podélný řez, geotechnické poměry

Základní normy:

ČSN 736201: Projektování mostních objektů

ČSN 73 6214: Navrhování betonových mostních konstrukcí

ČSN EN 1990 včetně změny A1: Zásady navrhování konstrukcí

ČSN EN 1991-2: Zatížení mostů dopravou

ČSN EN 1992-1-1: Navrhování betonových konstrukcí. Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

ČSN EN 1992-2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady

Literatura: na základě doporučení vedoucím práce

## **ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ**

Na zadaný problém zpracujte dvě až tři studie mostu o jednom poli včetně jejich zhodnocení. Dále se zaměřte na návrh vybrané rámové konstrukce o jednom poli. Pro kolmý most můžete provést úpravy v niveletě, popř. v profilu řeky včetně délky přemostění.

Dimenzování proveďte podle mezních stavů v rozsahu stanoveném vedoucím práce. Ostatní úpravy provádějte podle pokynů vedoucího práce.

Požadované výstupy:

Textová část (obsahuje průvodní zprávu a ostatní náležitosti podle níže uvedených směrnic)

Přílohy textové části:

P1. Podklady, studie a vizualizace

P2. Přehledné a podrobné výkresy zvoleného návrhu mostu

P3. Statický výpočet (v rozsahu určeném vedoucím práce)

Bakalářská práce bude odevzdána v listinné a elektronické formě a pro ÚBZK 1x na CD.

## **STRUKTURA BAKALÁŘSKÉ PRÁCE**

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část závěrečné práce zpracovaná podle platné Směrnice VUT "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací" a platné Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací na FAST VUT" (povinná součást závěrečné práce).

2. Přílohy textové části závěrečné práce zpracované podle platné Směrnice VUT "Úprava, odevzdávání, a zveřejňování závěrečných prací" a platné Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací na FAST VUT" (nepovinná součást závěrečné práce v případě, že přílohy nejsou součástí textové části závěrečné práce, ale textovou část doplňují).

---

Ing. Jan Koláček, Ph.D.  
Vedoucí bakalářské práce

## **ABSTRAKT**

Práce se zabývá návrhem jednopolové rámové konstrukce silničního mostu, která je založena hlubinně na pilotách. Vzhledem k velikosti rozpětí 26 m jsou v nosné konstrukci navrženy dodatečně předpjaté kabely. Konstrukce je analyzována prostorovým prutovým modelem a posouzena na mezní stavy použitelnosti a únosnosti ve směru podélném a příčném. Součástí návrhu je studie vlivu podepření výpočetního modelu a srovnání působení aktivního a klidového zemního tlaku na konstrukci.

## **KLÍČOVÁ SLOVA**

Rámová konstrukce, most, předpětí, beton, kabely, výpočetní model, napětí, únosnost

## **ABSTRACT**

The work deals with the design of a single-pole frame structure of a road bridge, which is based deeply on piles. Due to the size of the span of 26 m, additionally prestressed cables are designed in the supporting structure. The structure is analyzed by a three-dimensional bar model and assessed for serviceability and load-bearing limit states in the longitudinal and transverse directions. Part of the design is a study of the influence of supporting the computational model and a comparison of the effect of active and resting earth pressure on the structure.

## **KEYWORDS**

Frame construction, bridge, prestress, concrete, cables, computational model, stress, load capacity

## BIBLIOGRAFICKÁ CITACE

Štěpán Kapsa *Jednopolový rámový most*. Brno, 2022. 45 s., 195 s. příl. Bakalářská práce.  
Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí.  
Vedoucí práce Ing. Jan Kolářek, Ph.D.

## PROHLÁŠENÍ O SHODĚ LISTINNÉ A ELEKTRONICKÉ FORMY ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že elektronická forma odevzdané bakalářské práce s názvem *Jednopolový rámový most* je shodná s odevzdanou listinnou formou.

V Brně dne 31. 3. 2022

---

Štěpán Kapsa  
autor práce

## PROHLÁŠENÍ O PŮVODNOSTI ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci s názvem *Jednopolový rámový most* zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 31. 3. 2022

---

Štěpán Kapsa  
autor práce

## PODĚKOVÁNÍ

Tímto bych chtěl poděkovat svému vedoucímu Ing. Janu Koláčkovi Ph.D. za velkou ochotu a čas strávený konzultacemi. Patří mu také díky za pomoc při práci i cenné rady, které mi předal. Dále bych chtěl poděkovat své rodině, blízkým kamarádům a všem, kteří mě podporovali při práci i během studia.

## Obsah

1 Úvod.....	10
2 Varianty návrhu.....	11
2.1 Varianta A.....	11
2.2 Varianta B.....	12
2.3 Varianta C.....	13
2.4 Výběr varianty.....	15
2.5 Popis vybrané varianty .....	15
3 Výpočetní modely .....	16
3.1 Prostorový prutový model.....	16
3.2 Hlubinné založení.....	17
3.3 Spolupůsobení konstrukce se zeminou .....	18
3.4 Studie vlivu podepření modelu .....	19
3.5 Zemní tlak .....	22
4 Návrh předpětí.....	23
4.1 Tvar předpínacích kabelů .....	23
4.2 Stanovení předpínací síly.....	24
5 Zatížení.....	25
5.1 Stálé zatížení .....	26
5.1.1 Vlastní tíha.....	26
5.1.2 Ostatní stálé zatížení .....	26
5.1.3 Předpětí.....	26
5.1.4 Zemní tlak .....	27
5.2 Proměnné zatížení .....	28
5.2.1 Sestava gr1 a.....	28
5.2.2 Sestava gr5.....	30
5.2.3 Teplota.....	30
6 Kombinace.....	31
6.1 Kombinace MSP .....	31
6.2 Kombinace MSÚ .....	31
6.3 Kombinace teploty .....	32
7 Změny předpětí.....	32



8 Mezní stav použitelnosti.....	33
8.1 Čas $t_0$ .....	34
8.2 Čas $t_\infty$ .....	34
9 Mezní stav únosnosti.....	36
9.1 Ohyb.....	36
9.2 Smyk.....	37
9.3 Příčný směr .....	37
9.3.3 Podélný smyk.....	38
9.4 Rámová stojka .....	38
10 Kotevní oblast.....	39
11 Fáze výstavby .....	39
11.1 Časový harmonogram .....	39
11.2 Postup výstavby .....	39
12 Závěr .....	41
13 Seznam použitých zdrojů .....	42
14 Seznam příloh .....	43
15 Seznam obrázků .....	44
16 Seznam tabulek.....	45

## 1 Úvod

Tato práce se zabývá návrhem a studií jednopolové rámové konstrukce silničního mostu přes říční tok. Byly navrženy tři varianty přemostění, ze kterých byla vybrána varianta deskotrámové mostovky se spodním parabolickým náběhem, a ta byla dále detailně zpracována. Pro návrh mostu byly použity geologické podklady v místě předpokládané stavby, ale okolní terén byl uvažován fiktivně. Most převádí silniční komunikaci S7,5 mezi sousedními vesnicemi přes řeku Skalička. Z důvodu špatných základových poměrů bylo navrženo hlubinné založení na pilotách.

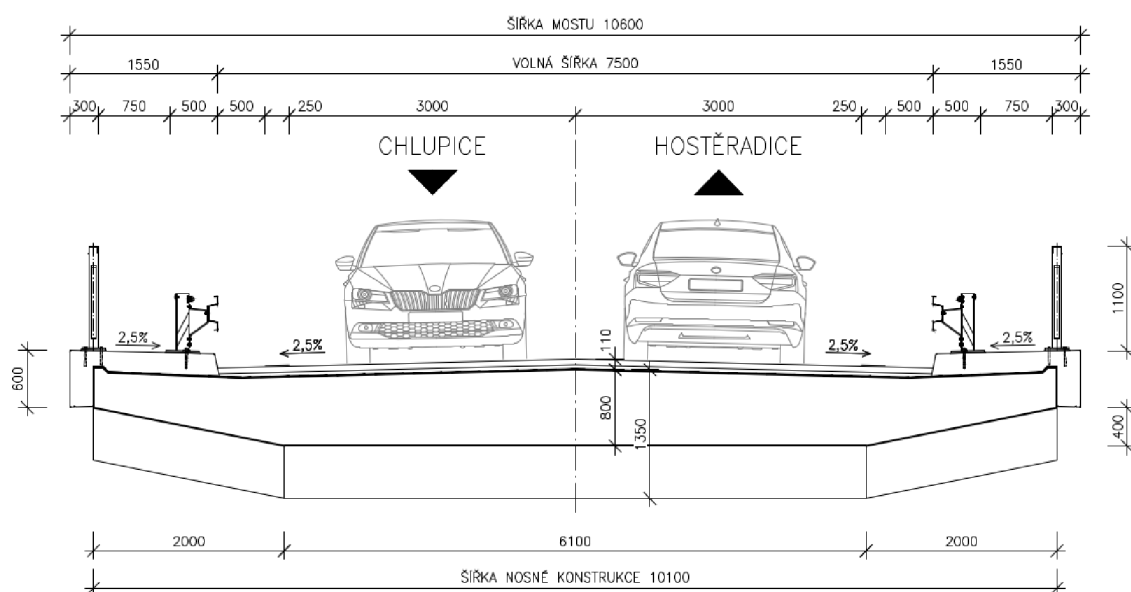
Z hlediska statického posouzení bylo vytvořeno několik výpočetních modelů, na kterých byl sledován vliv podepření modelu. V práci je také zvážen vliv aktivního a klidového zemního tlaku na konstrukci. Celá konstrukce byla analyzována v programu SCIA Engineer 21.1, pomocí něhož byly stanoveny účinky zatížení na prostorovém prutovém modelu. Dále je konstrukce posouzena na mezní stavy únosnosti a použitelnosti v podélném i příčném směru. Součástí statického výpočtu je výkresová dokumentace a vizualizace navržené varianty.

## 2 Varianty návrhu

Byly zpracovány 3 studie přemostění o jednom poli, které ukazují, jak efektivně překlenout vodní tok. Vzhledem k tomu, že byl terén uvažován fiktivně, tak tyto varianty nezohledňují estetické působení mostu s okolním prostředím, ale spíše hledají řešení, jakou variantu nejlépe zvolit pro most o jednom poli vzhledem k základovým poměrům a šířce uvažovaného vodního toku. Všechny varianty jsou navrženy s hlubinným založením.

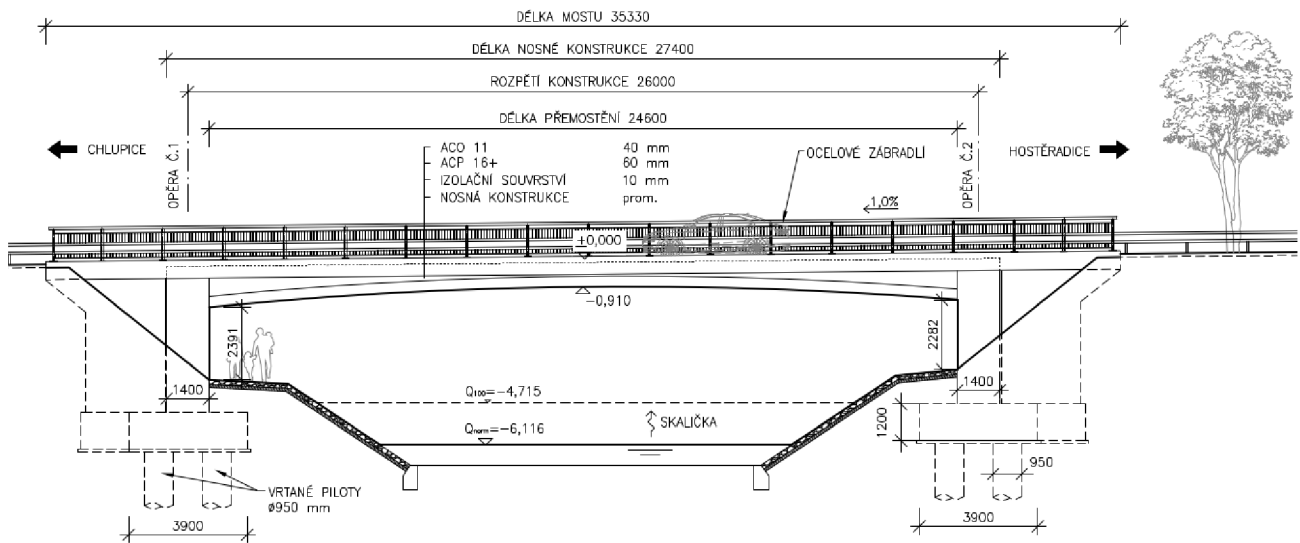
### 2.1 Varianta A

Prvním návrhem, jak daný prostor překlenout, byl rámový most s deskovým průřezem lichoběžníkového tvaru. Jedná se o řešení, které zajistí velkou volnou výšku pod mostem, protože je možné desku navrhnout poměrně subtilní oproti např. trémovým průřezům. Spodní líc mostovky byl navržen s parabolickým náběhem, což příznivě ovlivňuje estetiku mostu a zároveň statické působení. Výška hlavní nosné konstrukce v lici opěry a uprostřed rozpětí byla stanovena orientačně podle tabulek.



Obrázek 1 - Příčné uspořádání – varianta A

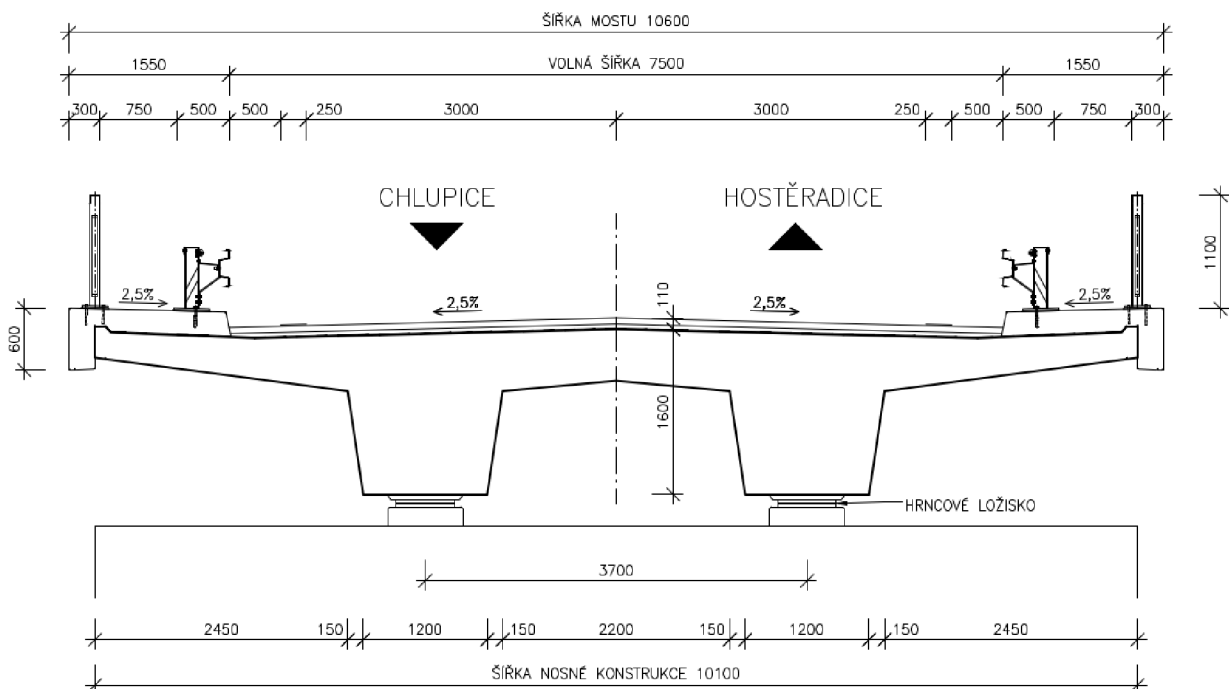
Rámový most má rozpětí 26 m, a proto je mostovka navržena jako dodatečně předpjatá s výškou nosné konstrukce 0,8 m v polovině rozpětí a v lici opěry 1,35 m. Deska je vylehčena náběhy na každé straně příčného řezu se šířkou 2 m a výškou 0,4 m. Tyto rozměry náběhu jsou dodrženy po celé délce mostovky z důvodu, aby na konstrukci nevznikala zborcená plocha. Šířka nosné konstrukce je 10,1 m. Celý most je navržen v podélném sklonu 1% vycházející ze sklonu nivelety přilehlé pozemní komunikace.



Obrázek 2 - Podélné uspořádání - varianta A

## 2.2 Varianta B

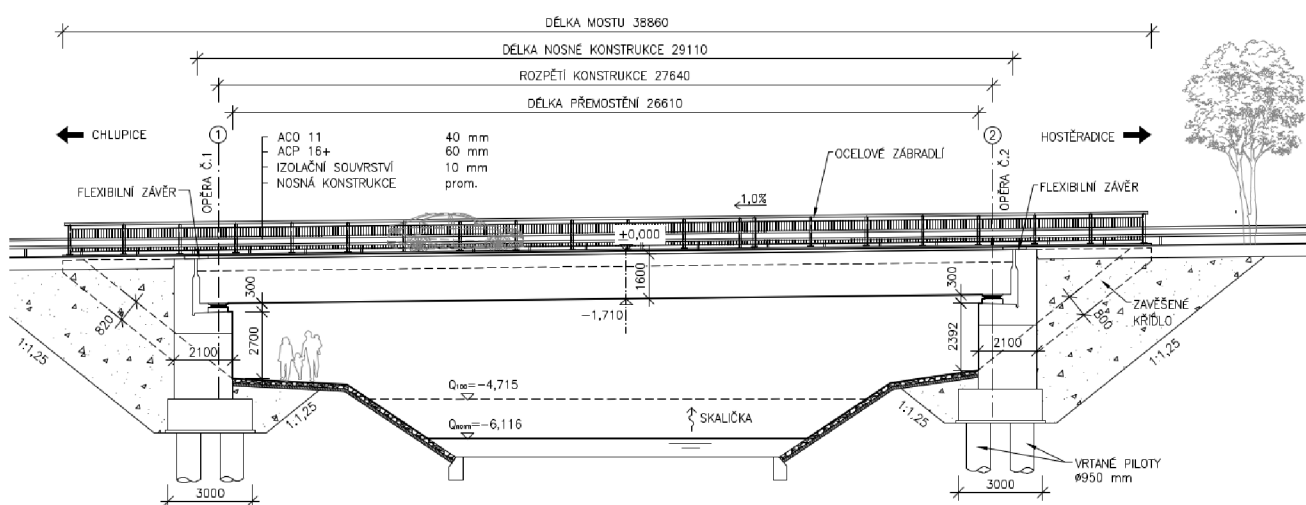
Další variantou přemostění byl prostě podepřený dvoutrámový most uložený na ložiscích. Šířka trámu byla navržena 1,2 m s náběhem 0,15 m po obou stranách trámu.



Obrázek 3 - Příčné uspořádání - varianta B

Jednotlivé trámy jsou od sebe vzdáleny 3,7 m. Opět se jedná o variantu monolitické mostovky z dodatečně předpjatého betonu. Výška nosné konstrukce je po celé délce mostu konstantní a byla navržena s ohledem na rozpětí na 1,6 m. Šířka nosné konstrukce je 10,1 m. Na rozdíl od varianty s deskovou mostovkou jsou v tomto případě předpínací kabely vedeny jako přímé a zakřivené, zvedané v krajních čtvrtinách trámu.

Rozpětí této varianty je 27,64 m. Spodní stavba byla navržena podle konstrukčních zásad se šířkou dříku opěry 2,1 m. Mostní křídla byla navržena jako zavěšená.

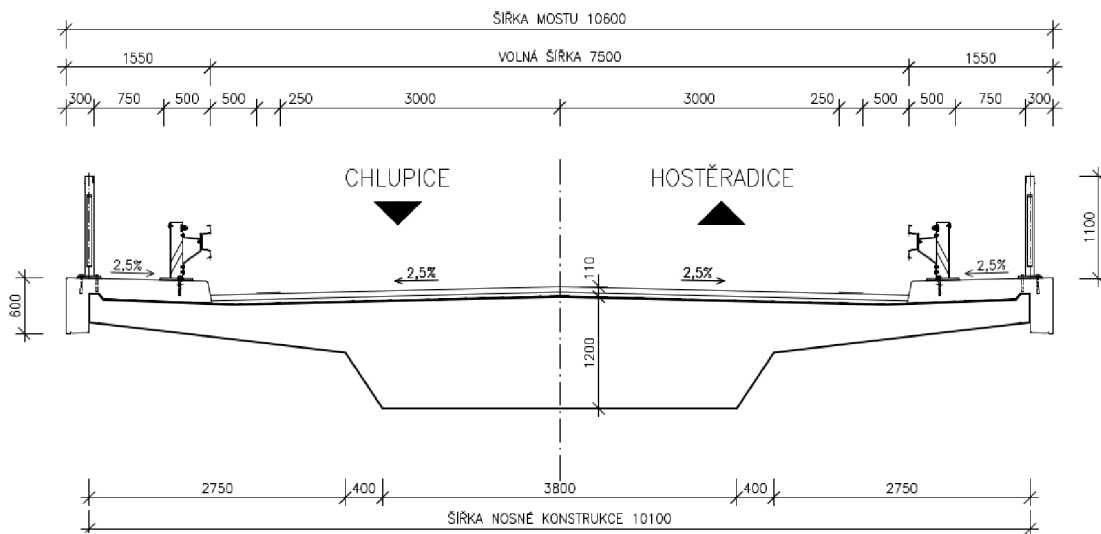


Obrázek 4 - Podélné uspořádání - varianta B

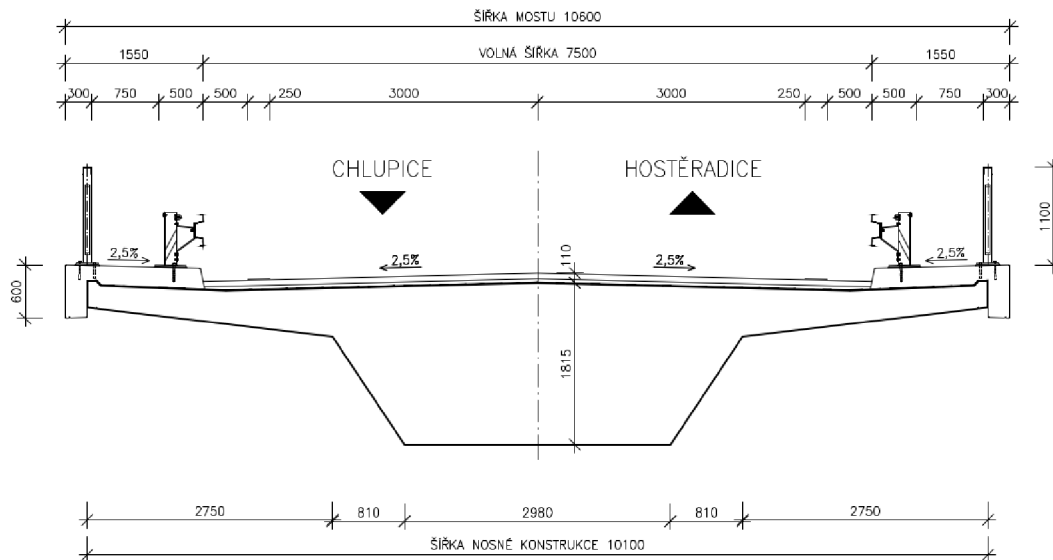
## 2.3 Varianta C

Tato varianta byla navržena opět jako rámová konstrukce s rozdílem v příčném uspořádání. V podélném směru byl na spodním líci navržen parabolický náběh. Příčný řez tvoří jednotrámový průřez se spolupůsobící deskou a vyloženými konzolami. Aby na konstrukci trámu nevznikala zborcená plocha, musí mít trám proměnnou šířku. V tomto případě je šířka trámu největší v polovině rozpětí 3,80 m a směrem k opěrám se postupně zužuje na 2,98 m. U rámových variant byly navrženy oproti variantě s prostým uložením dilatovaná křídla, aby nebyly přitěžovány rámové stojky, které spolupůsobí s mostovkou.

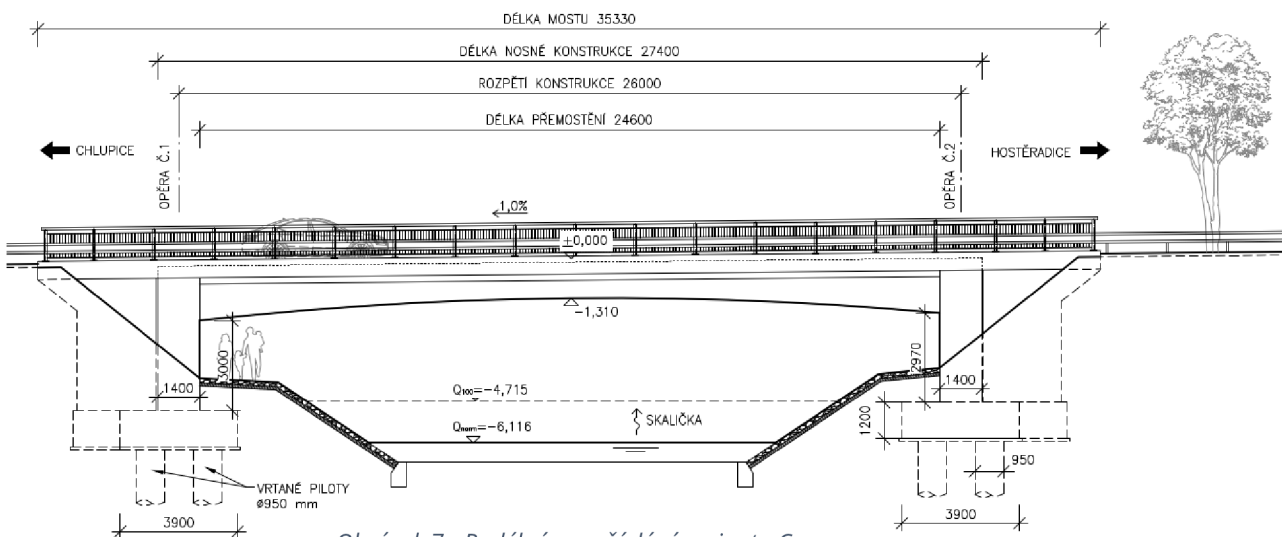
V líci opěry byl navržen průřez masivnější z důvodu zvětšení tuhosti rámových rohů, což mělo za následek snížení ohybových momentů uprostřed rozpětí. Rozpětí konstrukce je 26 m a šířka nosné konstrukce je 10,1 m.



Obrázek 5 - Příčný řez v polovině rozpětí - varianta C



Obrázek 6 - Příčný řez v líci opěry - varianta C



Obrázek 7 - Podélné uspořádání varianta C

## 2.4 Výběr varianty

Při výběru výsledné varianty pro detailní zpracování byly zvažovány různé výhody a nevýhody jednotlivých variant.

Z hlediska provádění by bylo zřejmě vhodné vybrat variantu B z důvodu poměrně snadného bednění oproti mostům s parabolickým náběhem. V této variantě je však nutné navrhnout ložiska, mostní závěry a masivnější spodní stavbu, což bylo vyhodnoceno jako méně ekonomické i z důvodu údržby.

Následně bylo zvažováno, jestli má být rámový most navržen s deskovou mostovkou nebo jednotrámovou. Tyto varianty, jak již bylo zmíněno, jsou náročnější na provádění, ale bylo přihlédnuto k ušetření za mostní závěry a ložiska a k celkovému lepšímu estetickému dojmu z konstrukce. Po dohodě s investorem byla vybrána i s ohledem na rozpětí varianta C s jednotrámovým průřezem. Tato konstrukce umožňuje zároveň návrh subtilnější spodní stavby oproti mostům s prostým uložením, jejichž opěry můžou v přírodě vytvářet cizí prvek.

## 2.5 Popis vybrané varianty

Most je navržen ve stejném podélném sklonu jako niveleta převáděné komunikace 1,0 %.

Rozpětí mostu	26,00 m
Délka přemostění	24,60 m
Délka nosné konstrukce	27,40 m
Délka mostu	35,330 m
Úhel křížení	90°
Výška stojky (levá opěra)	3,00 m
Výška stojky (pravá opěra)	2,97 m
Výška mostu	6,776 m

Hlavní nosná konstrukce i rámové stojky byly navrženy z betonu třídy C35/45. Základové konstrukce byly voleny z betonu C30/37. Betonářská výztuž byla zvolena B500B a předpínací výztuž Y1860 S7-15,7.

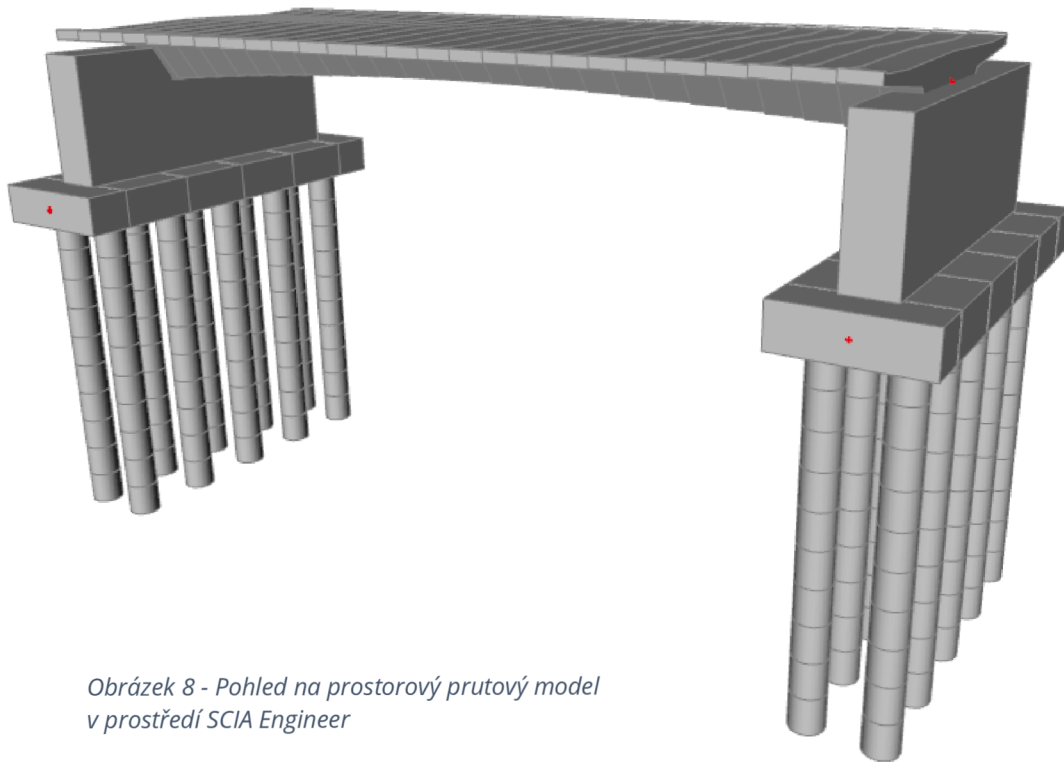
## 3 Výpočetní modely

Hlavním nosným prvkem vybrané varianty je trám a bylo tedy rozhodnuto o analýze konstrukce zjednodušeně pouze pomocí prutového modelu.

### 3.1 Prostorový prutový model

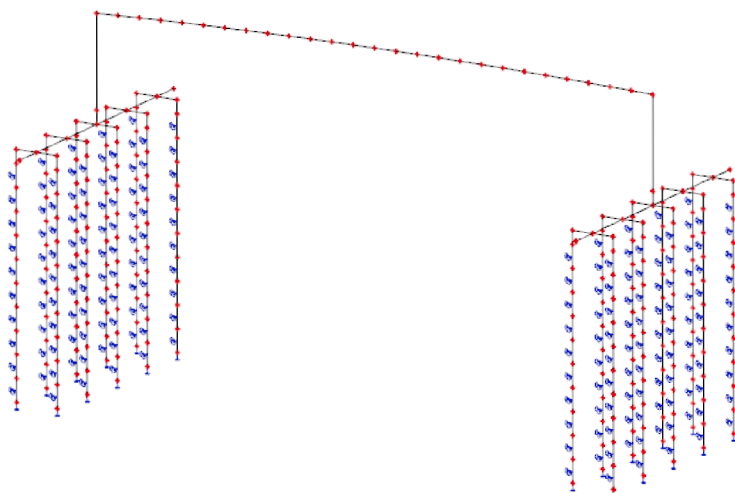
K finálnímu posouzení konstrukce byl vytvořen rám v prostoru XYZ. Parabolická střednice mostovky byla modelována jako polygon jednotlivými pruty o délce 1 m. Každému prutu byl přiřazen průřez průměrné výšky, aby byl vytvořen parabolický náběh na konstrukci.

Pomocí prutů byly dále modelovány rámové stojky, základové pásy a piloty.



*Obrázek 8 - Pohled na prostorový prutový model  
v prostředí SCIA Engineer*



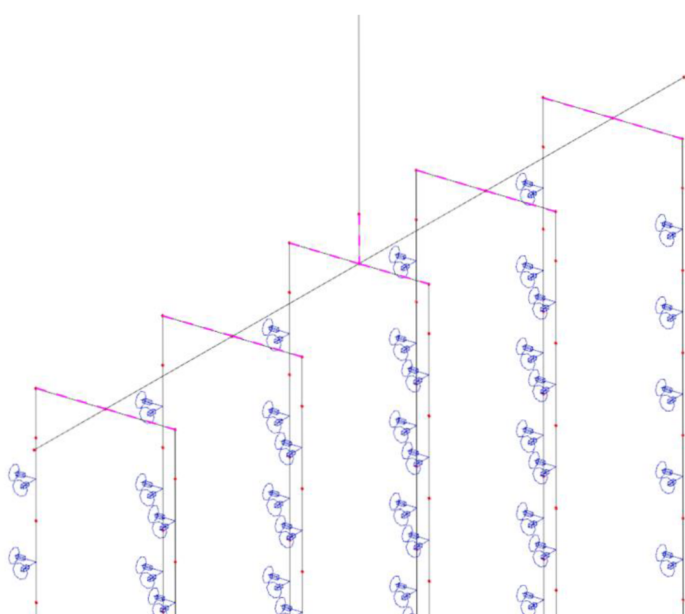


Obrázek 9 - Axonometrický pohled na prutový model

### 3.2 Hlubinné založení

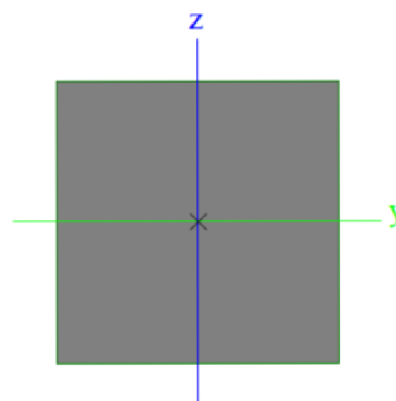
Z důvodu špatných základových poměrů i na doporučení odborníka byla celá konstrukce založena na pilotách a ty musely být k modelu připojeny pomocí tuhých ramen.

Tuhá ramena (tuhé vazby) byly vytvořeny jako uživatelsky zadaný průřez 1x1 m s modulem pružnosti  $E=210$  GPa a objemovou tíhou  $0$  kg/m<sup>3</sup>



Obrázek 11 - Připojení pilot k modelu

Vlastnost	
A [m <sup>2</sup> ]	1,0000e+00
Ay [m <sup>2</sup> ]	8,3366e-01
Az [m <sup>2</sup> ]	8,3366e-01
AL [m <sup>2</sup> /m]	4,0000e+00
AD [m <sup>2</sup> /m]	4,0000e+00
cYUCS [mm]	500



Obrázek 10 - Tuhé rameno

### 3.3 Spolupůsobení konstrukce se zeminou

Jedná se o rámový neboli integrovaný most a díky spojení vrchní a spodní stavby se přenášejí veškerá posunutí a pootočení z mostovky do rámových stojek. Za rubem opěr je konstrukce zasypaná a zemina svou tíhou vytváří na konstrukci zemní tlak, který působí na stojku a zároveň tedy i na mostovku. Zemina a konstrukce spolu spolupůsobí a je potřeba v modelu vyjádřit chování zeminy pomocí tzv. zemních pružin. Tyto pružiny potom v modelu vytvářejí pružné podepření vyjádřené tuhostí pružiny.

Tuhost zemních pružin je dána vztahem:

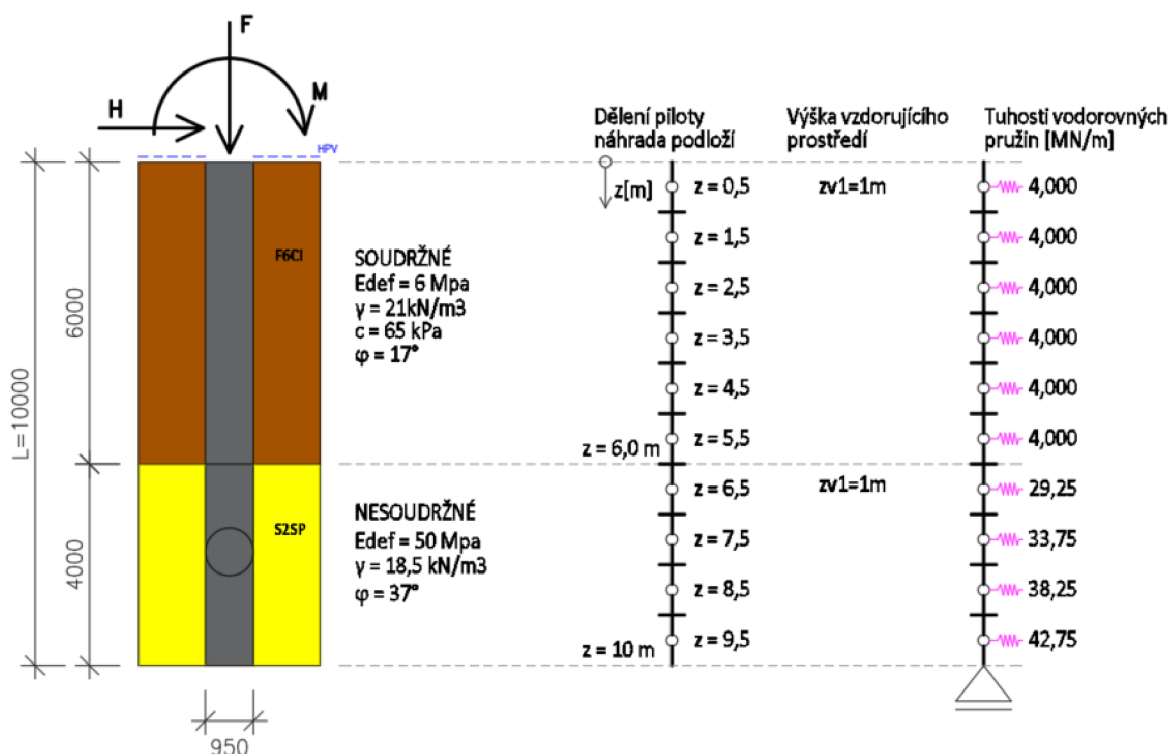
$$F_i = \gamma_i \cdot k_{hi} \cdot z_{vi} \cdot b_i = \gamma_i \cdot k_i$$

$k_{hi}$  Modul vodorovné reakce podloží

$z_{vi}$  Výška vzdorujícího prostředí

$b_i$  Šířka piloty (průměr)

$$k_{hi} = \frac{2 \cdot E_{def}}{3 \cdot D} \quad \text{soudržné zeminy} \quad k_{hi} = \frac{z}{D} \cdot n_h \quad \text{nesoudržné zeminy}$$



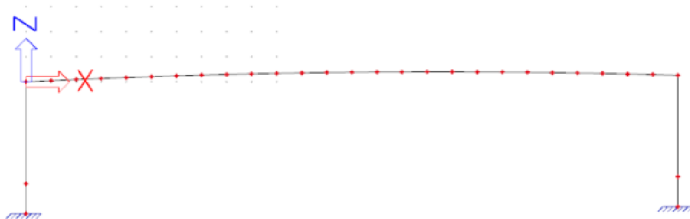
Obrázek 12 - Idealizace hlubinného založení

Takto spočítané tuhosti byly do modelu vneseny ve směru X a Y. V patě piloty vzhledem k vlastnostem zeminy byla i na doporučení odborníka uvažována tuhá podpora.

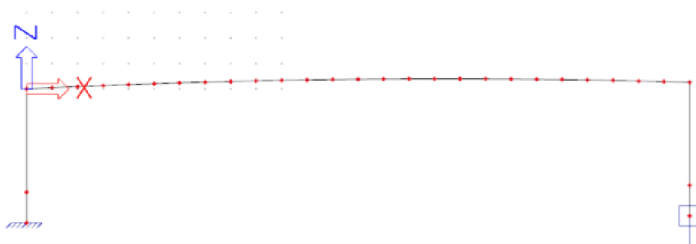
Protože je celá pilota v zemině nasycené podzemní vodou, tak byl v modelu zohledněn vliv vztlaku, a to snížením objemové tíhy materiálu pilot z  $2500 \text{ kg/m}^3$  na  $1500 \text{ kg/m}^3$ .

### 3.4 Studie vlivu podepření modelu

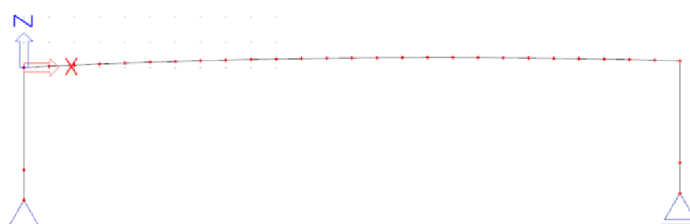
V první fázi tvorby výpočetního modelu byly vytvořeny rovinné prutové modely s odlišnými způsoby podepření. Cílem bylo vytvořit si přibližnou představu o chování konstrukce a zjistit, kterému rovinnému modelu nejvíce odpovídá model s pružným podepřením. Pro každý model byla sestavena častá kombinace zatížení od všech zatěžovacích stavů a spočítány napětí v polovině rozpětí a nad podporami. Zároveň byla stanovena vždy předpínací síla, která je potřeba, aby následně v tažených vláknech průřezu bylo napětí rovno charakteristické pevnosti betonu v tahu  $f_{ctm}$ .



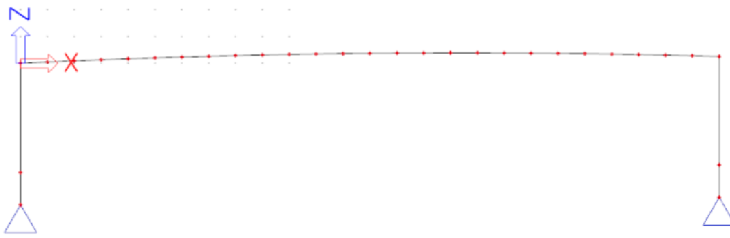
Obrázek 13 - Model na obou stranách vetknutý



Obrázek 14 - Model s posuvným vetknutím

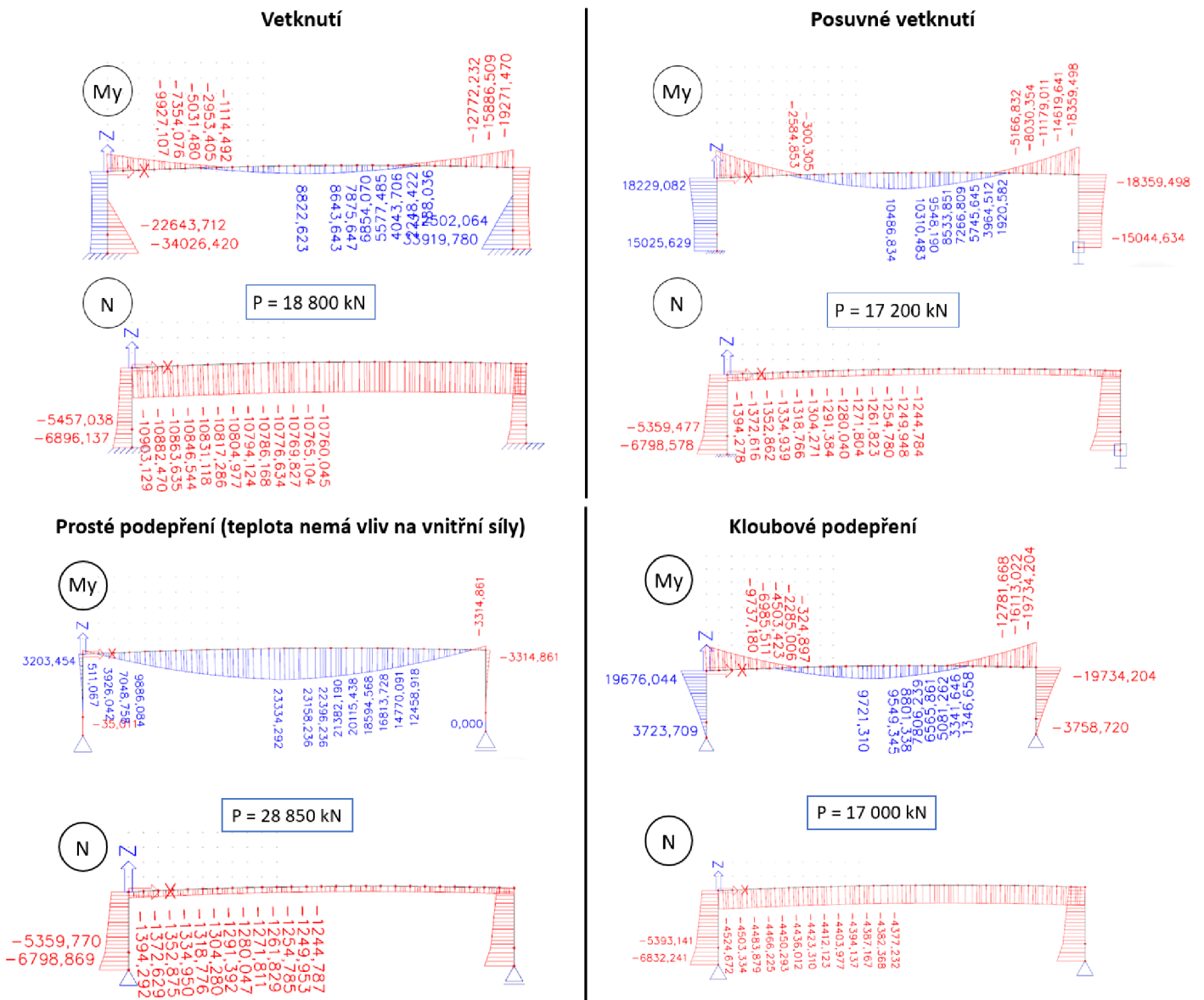


Obrázek 15 - Model prostě podepřený

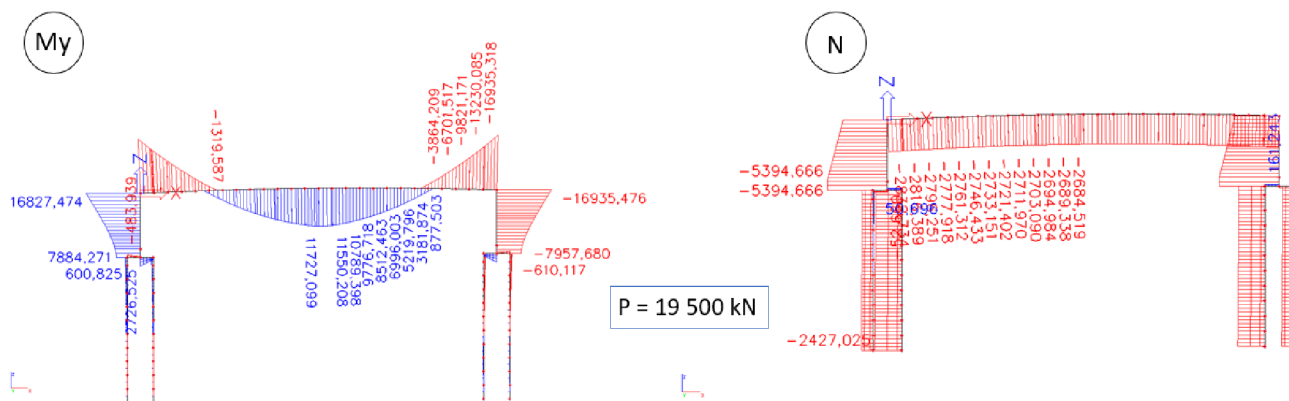


Obrázek 16 - Model na obou stranách podepřen kloubově

Na následujících obrázcích je vždy zobrazen ohybový moment a normálová síla bez vlivu předpětí pro jednotlivé modely. Potřebná předpínací síla je označena P.



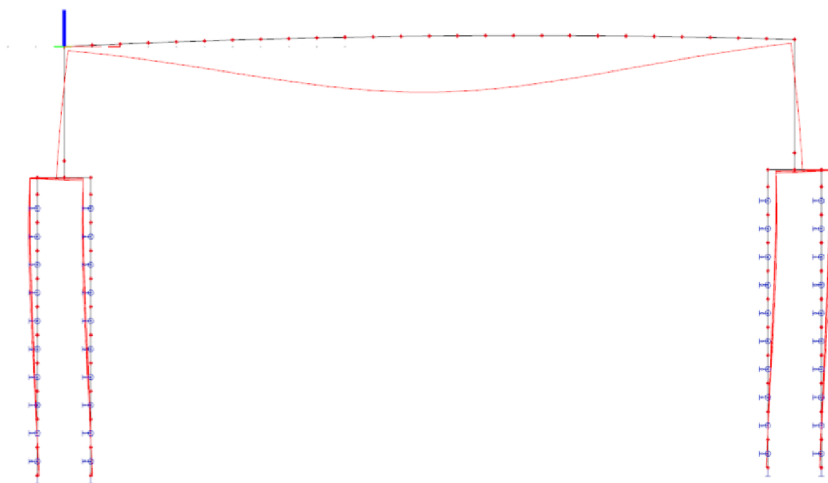
Obrázek 17 - Srovnání rovinných modelů



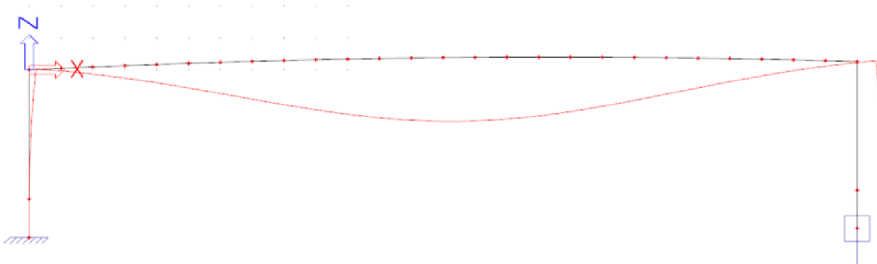
Obrázek 18 – Model s pružným podepřením

Z uvedených obrázků si můžeme všimnout, že model s pružným podepřením se spíše pohybuje mezi modely s kloubovým podepřením. Je to dáno pootočením v patě stojek, které je u kloubových modelů stejně jako u modelu s pružným podepřením na obou stranách modelu.

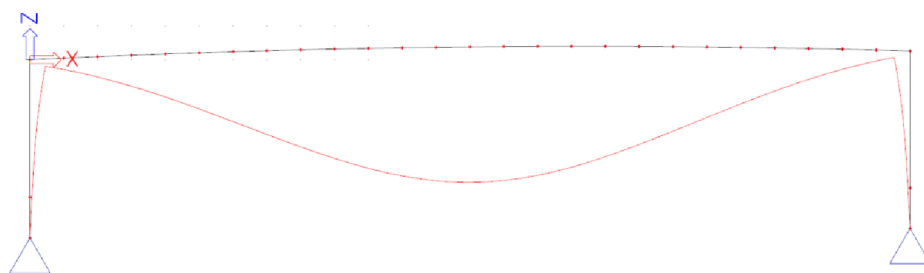
Z hlediska velikosti předpínací síly však model odpovídá nejvíce modelu s vetknutím na obou stranách.



Obrázek 19 - Deformovaná konstrukce – model s pružným podepřením



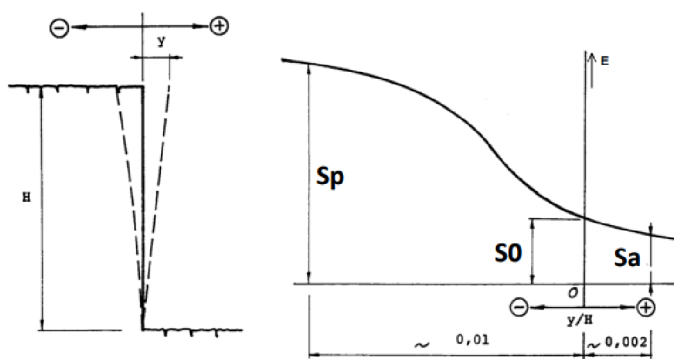
Obrázek 20 - Deformovaná konstrukce – posuvné vetknutí



Obrázek 21 - Deformovaná konstrukce - kloubové podepření

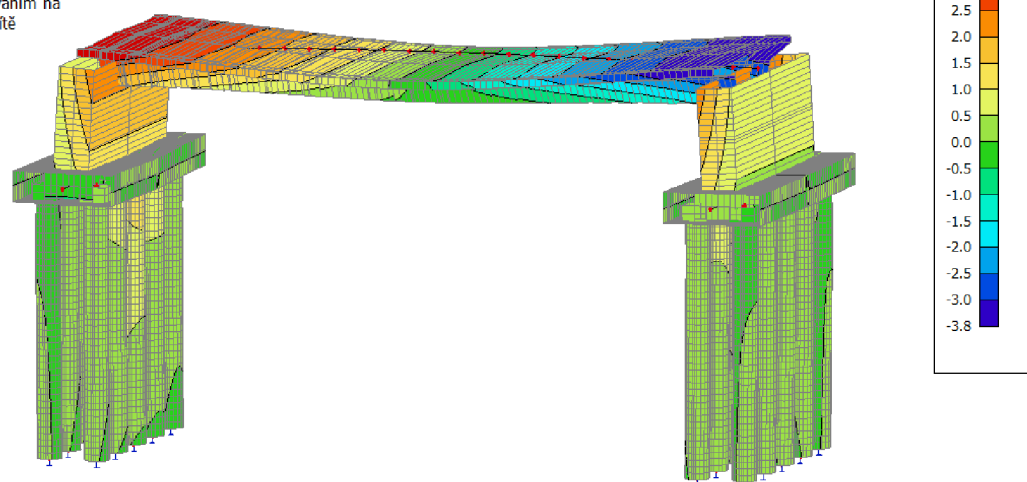
### 3.5 Zemní tlak

Při návrhu vznikla otázka, jestli na konstrukci uvažovat aktivní nebo klidový zemní tlak. To, jaký nastává zemní tlak působící na konstrukci závisí na poměru vodorovného posunu a výšce uvažované konstrukce.



Obrázek 22 - Graf zemních tlaků v závislosti na poměru  $y/H$

3D přemístění  
Hodnoty:  $u_x$   
Lineární výpočet  
Kombinace: MSP\_char\_L/2  
Výběr: Vše  
Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku síť



Obrázek 23 - Maximální vodorovný posun  $u_x$

Byl stanoven poměr maximálního vodorovného posunu a výšky stojky ( $y/H$ ).

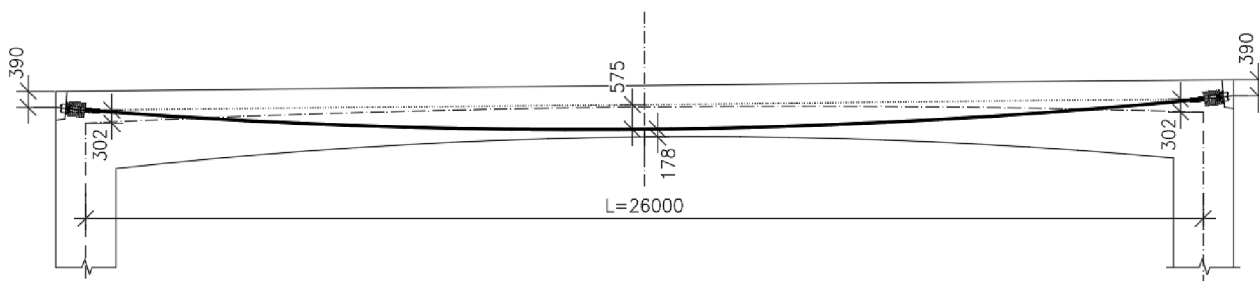
$$\frac{y}{H} = \frac{0,0037}{4,059} = 9,11 \cdot 10^{-4} = 0,91 \text{ ‰}$$

Zjištěný poměr se blíží nule, a to znamená že na konstrukci působí pravděpodobně klidový zemní tlak. Po dohodě s odborníkem byl klidový zemní tlak uvažován ve statickém výpočtu.

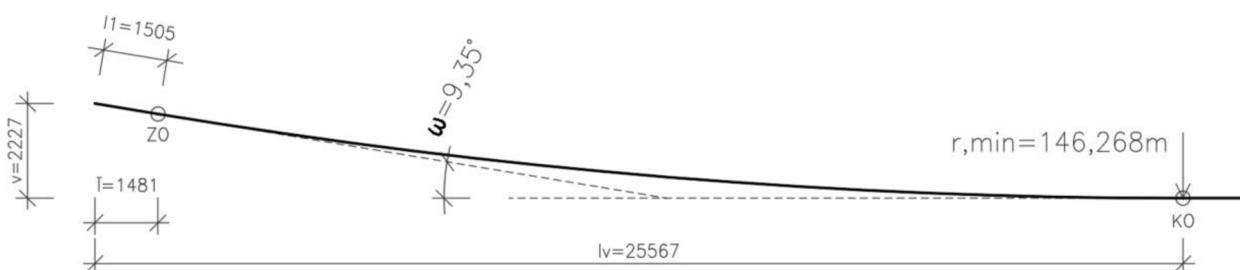
## 4 Návrh předpětí

### 4.1 Tvar předpínacích kabelů

Jako neefektivnější se ukázalo navrhnout kabely po celé délce mostovky parabolicky zakřivené. Stanovila se excentricita kabelů v místě rámových rohů nad střednicí a uprostřed rozpětí pod střednicí tak, aby bylo dodrženo krytí předpínací výztuže. Následně byly stanoveny parametry parabolického kabelu, se kterými je uvažováno ve statickém výpočtu.



Obrázek 24 - Excentricity a vzepětí předpínacích kabelů



Obrázek 25 - Parametry parabolického oblouku

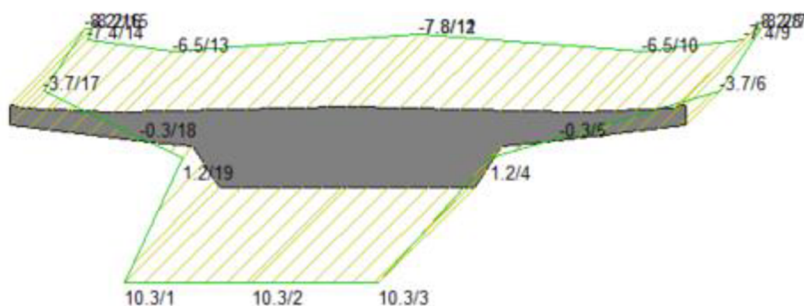
## 4.2 Stanovení předpínací síly

Předpětí, kterým je potřeba most předepnout a vnést tak do konstrukce tlakovou rezervu bylo stanoveno pomocí jednotkového ekvivalentního zatížení s předpínací silou  $P=1000$  kN viz kapitola 5.3.

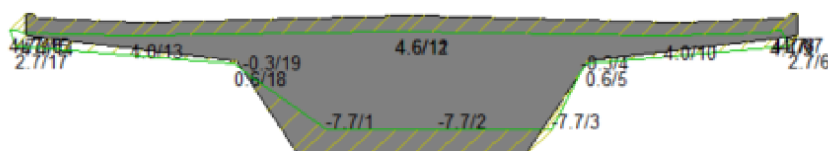
Toto ekvivalentní zatížení bylo vneseno do modelu a následně byl hledán násobek tohoto zatížení, aby napětí v tažených vláknech betonu nepřekračovalo pevnost betonu v tahu  $\sigma_{ct} \leq f_{ctm} = 3,2$  MPa.

Předpětí je navrženo pro častou kombinaci zatížení. Při návrhu bylo uvažováno s odhadem provozních ztrát 15 % a okamžitých ztrát 10%.

Napětí v rozhodujících průřezech bez vlivu předpětí:



Obrázek 27 - Napětí v polovině rozpětí pro častou kombinaci



Obrázek 26 - Napětí v rámovém rohu (nad podporou)

Iteračně stanovena předpínací síla na  $P = 19500$  kN.

$$\text{Potom síla v čase } t_0 \rightarrow P_{m,0} = \frac{P}{0,85} = \frac{19500}{0,85} = 22941,18 \text{ kN}$$

$$\text{Napětí v čase } t_0 \rightarrow \sigma_{pm,0} = 1476 \cdot 0,9 = 1328,4 \text{ MPa}$$

$$\text{Plocha jednoho lana} \rightarrow A_{p(1)} = 150 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$$

$$\text{Potřebná plocha lan} \rightarrow A_p = \frac{P_{m,0}}{\sigma_{pm,0}} = \frac{22941,18}{1328,4 \cdot 10^3} = 0,0173 \text{ m}^2$$



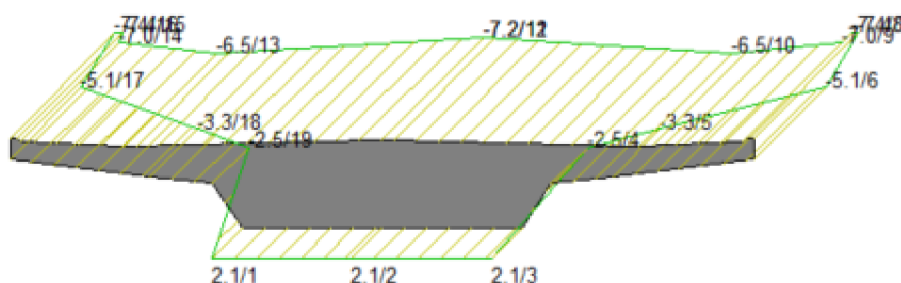
$$\text{Potřebný počet lan} \rightarrow n = \frac{A_p}{A_{p(1)}} = \frac{0,0173}{150 \cdot 10^{-6}} = 115,3 \text{ lan}$$

$$\rightarrow \text{Navržena rezerva} \rightarrow 133 \text{ lan} \rightarrow 7 \text{ kabelů po 19 lanech} \rightarrow A_p = 0,01995 \text{ m}^2$$

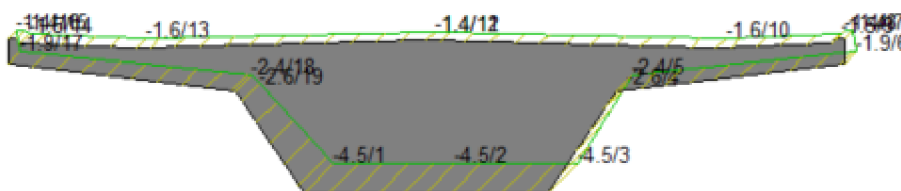
$$\rightarrow \text{Síla } P_{m,0} = A_p \cdot \sigma_{pm,0} = 0,01995 \cdot 1328,4 \cdot 10^3 = 26501,58 \text{ kN}$$

$$\rightarrow \text{Síla } P \text{ po 15\% provozních ztrátách} \rightarrow P = 0,85 \cdot 26501,58 = 22526 \text{ kN}$$

Napětí po vnesení síly P:



Obrázek 28 - Napětí v polovině rozpětí s vlivem předpětí



Obrázek 29 - Napětí v rámovém rohu (nad podporou) s vlivem předpětí

## 5 Zatížení

Konstrukce byla analyzována pouze prutovým modelem, a proto byla všechna zatížení převedena na bodová nebo liniová. Jedná se o staticky neurčitou konstrukci a je potřeba v zatížení uvážit vliv teploty. Na rozdíl od staticky určité konstrukce teplota v tomto případě značně ovlivňuje vnitřní síly v konstrukci. Uvedené hodnoty zatížení vycházejí ze statického výpočtu viz příloha P3.

## 5.1 Stálé zatížení

### 5.1.1 Vlastní tíha

Vlastní tíha je programem generována automaticky a program pro ni vytváří zatěžovací stav. Objemová tíha pro předpjatý beton a železobeton byla uvažována  $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$

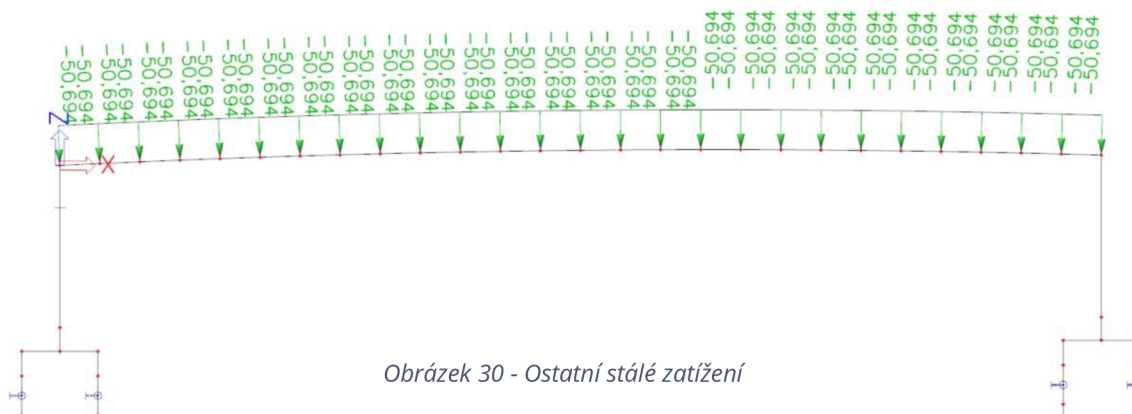
Zjednodušeně bylo počítáno s gravitačním zrychlením  $a = 10 \text{ m/s}^2$

Ručním výpočtem byla ověřena výslednice reakcí s hodnotami v programu.

### 5.1.2 Ostatní stálé zatížení

V ostatním stálém zatížení byla zahrnuta tíha svodidel, zábradlí, izolace, říms a vozovky. U vozovky bylo uvažováno s hodnotou supremum.

$$g_{k,sup} = 50,694 \text{ kN/m}$$



Obrázek 30 - Ostatní stálé zatížení

### 5.1.3 Předpětí

Geometrie parabolického kabelu viz kapitola 4.1

vzepětí paraboly  $f = 0,575 \text{ m}$

parabola na délce  $L = 26 \text{ m}$

obecná funkce paraboly  $y(x) = \frac{-4f}{L^2} \cdot x^2 + \frac{(4f+\Delta e)}{L} \cdot x + e_{p,a}$

směrnice funkce  $y'(x) = \frac{-8f}{L^2} \cdot x + \frac{(4f+\Delta e)}{L}$

$$tg\alpha = y'(x)'$$

rozdíl koncových bodů kabelu  $e_{p,a} = 0 \text{ m}$   $e_{p,b} = 0,260 \text{ m}$   $\rightarrow \Delta e = -0,260 \text{ m}$

$$x = 0 \text{ m} \rightarrow \operatorname{tg}(\alpha) = \frac{-8 \cdot 0,575}{26^2} \cdot 0 + \frac{4 \cdot 0,575 - 0,260}{26} = 0,07842$$

$$x = 26 \text{ m} \rightarrow \operatorname{tg}(\beta) = \frac{-8 \cdot 0,575}{26^2} \cdot 26 + \frac{4 \cdot 0,575 - 0,260}{26} = 0,09842$$

Aby platilo  $P_H = P$ , pak musí platit  $\frac{f}{L} \leq \frac{1}{15} \rightarrow \frac{0,575}{26} = 0,022 \leq 0,066667 \rightarrow \text{vyhovuje}$

$$P_H = 1000 \text{ kN}$$

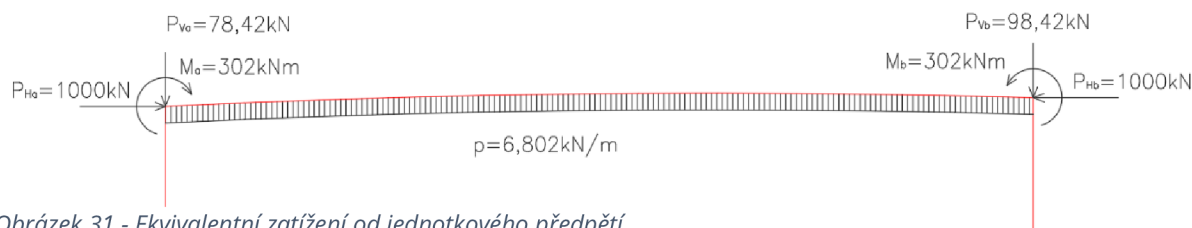
$$P_{Va} = P_H \cdot \operatorname{tg}(\alpha) = 1000 \cdot 0,07842 = 78,42 \text{ kN}$$

$$P_{Vb} = P_H \cdot \operatorname{tg}(\beta) = 1000 \cdot 0,09842 = 98,42 \text{ kN}$$

$$M_a = 1000 \cdot 0,302 = 302 \text{ kNm}$$

$$M_b = 1000 \cdot 0,302 = 302 \text{ kNm}$$

$$\text{Spojité zatížení} \quad p = P_H \cdot \frac{8f}{L^2} = 1000 \cdot \frac{8 \cdot 0,575}{26^2} = 6,802 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



Obrázek 31 - Ekvivalentní zatížení od jednotkového předpětí

## 5.1.4 Zemní tlak

Jak bylo zmíněno v předcházející kapitole, byl stanoven klidový zemní tlak na stojku č.1 a stojku č.2. Z důvodu usnadnění předpínání v čase  $t_0$  budou stojky zasypány do smluvené výšky a tím bude vytvořena plocha pro postavení předpínací pistole. Klidový zemní tlak působí na konstrukci z obou stran tlakem, který je ve srovnání s aktivním zhruba dvakrát větší. Díky tomu je do konstrukce vnášena tlaková rezerva pomocí zemního tlaku.

$$K_0 = 1 - \sin\varphi' = 1 - \sin(17) = 0,71$$

$$\sigma_{x1} = 60,520 \text{ kPa}$$

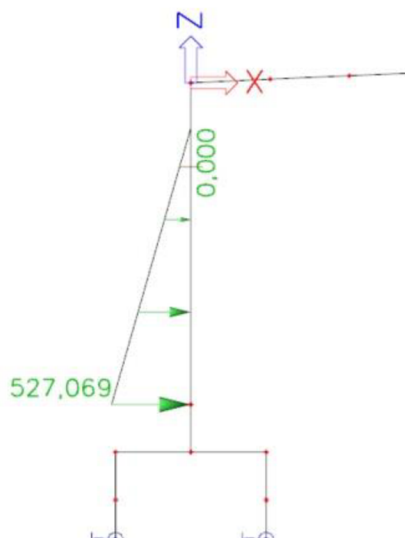
$$\sigma_{x2} = 60,266 \text{ kPa}$$

$$\text{Liniová zatížení} \rightarrow 60,520 \cdot b(\text{šířka stojky č. 1}) = 611,252 \text{ kN/m}$$

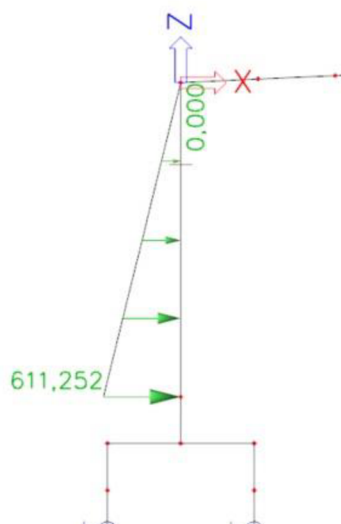
$$\rightarrow 60,266 \cdot b(\text{šířka stojky č. 2}) = 608,687 \text{ kN/m}$$

V čase  $t_0$  budou stojky zasypány do výšky  $h = 3,5 \text{ m}$

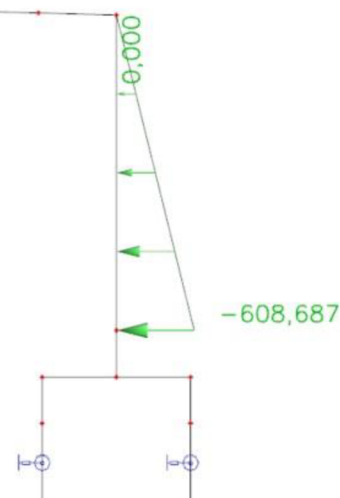
$$\sigma_{x,t_0} = 52,185 \text{ kPa} \rightarrow 52,185 \cdot b(\text{šířka stojky}) = 527,069 \text{ kN/m} \rightarrow \text{ZS4.1}$$



Obrázek 34 - Zemní tlak v čase  $t_0$



Obrázek 33 - Zemní tlak v čase  $t_\infty$   
(stojka č.1)



Obrázek 32 - Zemní tlak v čase  $t_\infty$  (stojka  
č.2)

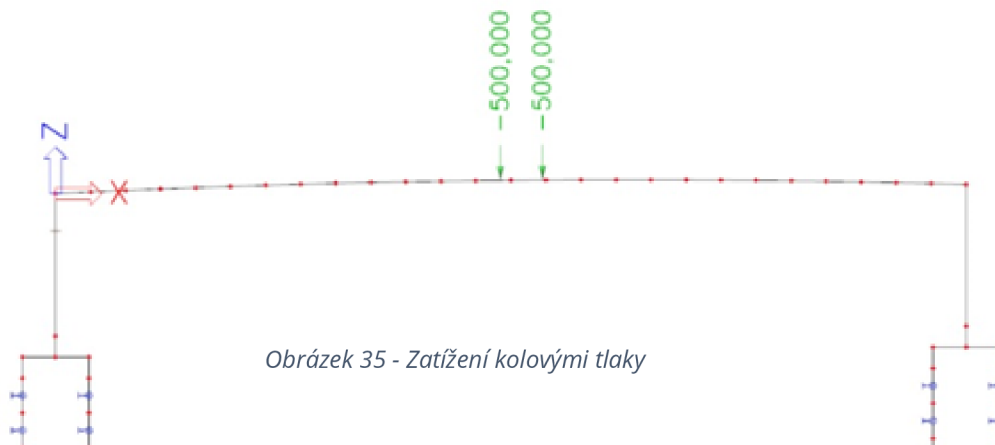
## 5.2 Proměnné zatížení

Most spadá do kategorie pozemní komunikace S7,5 silnice II. třídy. Bylo stanoveno zatížení od běžné dopravy pomocí load-modelu LM1, pro zvláštní vozidlo s devíti nápravami ozn. 1800/200 a také zatížení chodci. Od teploty vznikly 4 zatěžovací stavy pro rovnoměrné a nerovnoměrné složky.

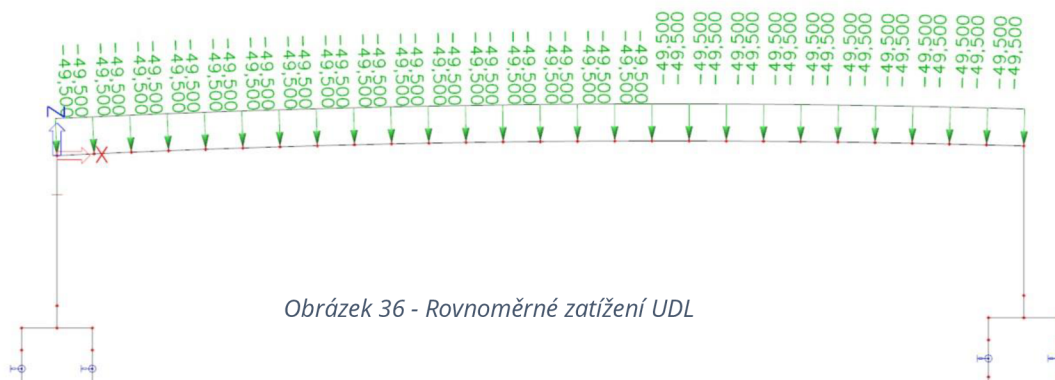
### 5.2.1 Sestava gr1a

V této sestavě je uvažováno se zatížením od kolových tlaků, UDL (LM1) a chodců. Vozovka byla rozdělena do zatěžovacích pruhů a kolové tlaky se převedly na dvě bodové síly o intenzitě  $Q_k = 500 \text{ kN}$ . Spojité zatížení UDL bylo stanoveno s hodnotou zatížení  $q_k = 49,5 \text{ kN/m}$ . Chodci byli uvažováni hodnotou zatížení  $q = 3 \text{ kN/m}^2$ , což bylo převedeno opět na liniové zatížení  $q = 4,5 \text{ kN/m}$ .

Pomocí břemenového kritéria byla stanovena poloha kolových tlaků pro vyvození maximálního momentu v konstrukci.



Obrázek 35 - Zatížení kolovými tlaky



Obrázek 36 - Rovnoměrné zatížení UDL

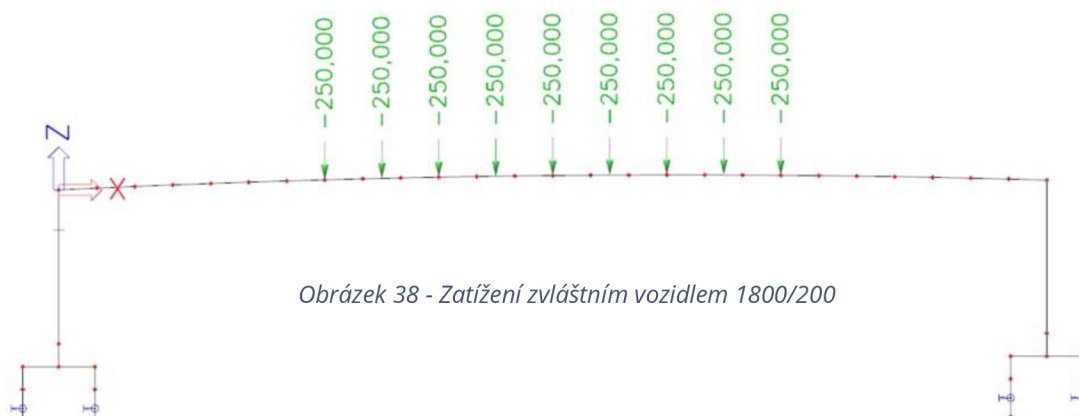


Obrázek 37 - Rovnoměrné zatížení chodci

### 5.2.2 Sestava gr5

Zatížení zvláštním vozidlem bylo zase převedeno na bodové síly, které byly zvětšeny o dynamický součinitel. Při rychlosti  $\leq 70 \frac{km}{h}$  je uvažován dynamický součinitel  $\varphi = 1,25$

Nápravová síla  $Q = 1,25 \cdot 200 = 250 \text{ kN}$



### 5.2.3 Teplota

Podle grafů maximálních a minimálních teplot ve stínu byly stanoveny následující hodnoty pro zatížení teplotou.

Hodnoty pro rovnoměrné oteplení a ochlazení mostu:

$$T_{e,max} = T_{max} + 1,5 \text{ } ^\circ\text{C} = 39 + 1,5 = 40,5 \text{ } ^\circ\text{C} \rightarrow \Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 40,5 - 10 = 30,5 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$T_{e,min} = T_{min} + 8 \text{ } ^\circ\text{C} = -29 + 8 = -21 \text{ } ^\circ\text{C} \rightarrow \Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 10 - (-21) = 31 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Hodnoty pro rovnoměrné oteplení a ochlazení horního povrchu (převzato z normy):

$$\Delta T_{M,heat} = 15 \text{ } ^\circ\text{C} \cdot k_{sur} = 15 \cdot 0,7 = 10,5 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{M,cool} = 8 \text{ } ^\circ\text{C} \cdot k_{sur} = 8 \cdot 1,0 = 8 \text{ } ^\circ\text{C}$$

## 6 Kombinace

Vytvořily se kombinace vnitřních sil pro mezní stavy použitelnosti (MSP) a mezní stavy únosnosti (MSÚ) podle kombinačních rovnic 6.10a a 6.10b. Hledaly se takové vnitřní síly, které v konstrukci způsobí extrém pro rozhodující řezy, a to uprostřed rozpětí, v rámovém rohu (nad podporami) a v rozhodujících řezech stojky. Pro posouzení smyku byla konstrukce rozděla po osminách rozpětí a byly stanoveny kombinace i pro tyto řezy.

Kombinace vnitřních sil byly spočítány v programu MS Excel a poté vytvořeny i v programu SCIA Engineer, kde bylo ověřeno, jestli se shodují. Pro teplotu se musely podle normy vytvořit vlastní kombinace, ve kterých se kombinuje rovnoměrná a nerovnoměrná složka.

Kombinace jsou detailně zpracovány ve statickém výpočtu.

### 6.1 Kombinace MSP

- Charakteristická kombinace

$$\Sigma G_{kj} + P + Q_{k,1} + \Sigma \psi_0 \cdot Q_{k,i}$$

- Častá kombinace

$$\Sigma G_{kj} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Kvazistálá kombinace

$$\Sigma G_{kj} + P + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

### 6.2 Kombinace MSÚ

- 6.10a

$$\Sigma \gamma_{gj} \cdot G_{kj} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- 6.10b

$$\Sigma \xi \cdot \gamma_{gj} \cdot G_{kj} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

### 6.3 Kombinace teploty

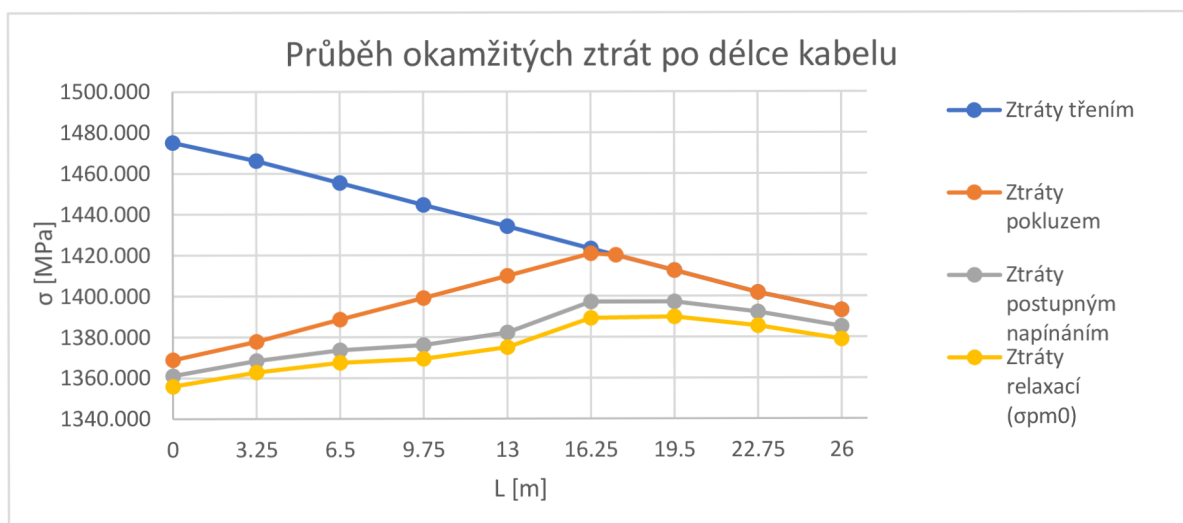
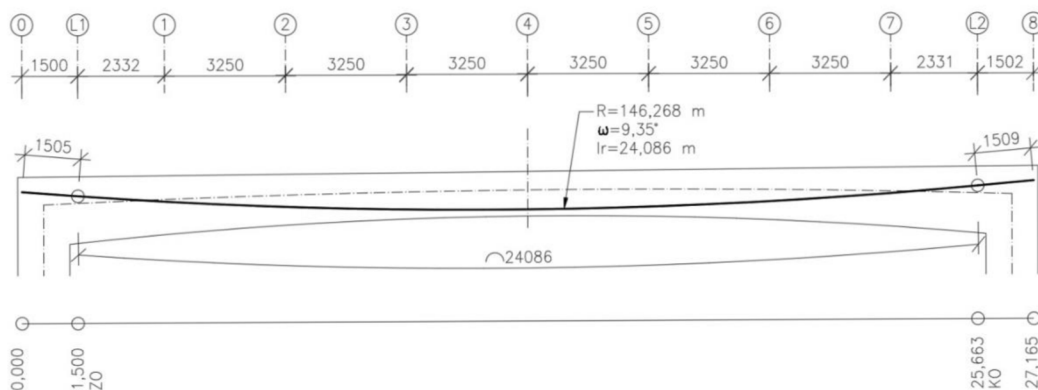
$$\Delta T_{M,heat}(\text{nebo } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \cdot \Delta T_{N,exp}(\text{nebo } \Delta T_{N,con}) \quad (6.3)$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat}(\text{nebo } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp}(\text{nebo } \Delta T_{N,con}) \quad (6.4)$$

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

### 7 Změny předpětí

Ručním výpočtem byly spočítány okamžité ztráty v jednotlivých řezech kabelu dle obrázku. Provozní ztráty byly uvažovány odhadem 10 %.





řez	OZ [%]	$\sigma_{p,m0}$	$\sigma_{p,\infty}$
OP1	8,135	1355,933	1220,339
L1	8,058	1357,058	1221,352
1	7,669	1362,801	1226,521
2	7,357	1367,413	1230,671
3	7,222	1369,398	1232,459
4	6,850	1374,900	1237,410
5	5,875	1389,279	1250,351
6	5,838	1389,828	1250,845
7	6,134	1385,459	1246,913
L2	6,501	1380,048	1242,043
OP2	6,581	1378,866	1240,979

Tabulka 1 - Napětí v předpínací výztuži po okamžitých a dlouhodobých ztrátách

## 8 Mezní stav použitelnosti

Do mezních stavů použitelnosti bylo zahrnuto posouzení napětí v betonu mostovky, omezení trhlin, omezení napětí ve výztuži a omezení průhybu. Po stanovení ztrát předpětí byly posuzovány napětí pro kombinaci charakteristickou, častou a kvazistálou v rozhodujících řezech mostovky.

Pro posouzení napětí v předpínací výztuži byla stanovena změna pružným přetvořením betonu od proměnného zatížení a byl tedy k napětím po odhadnutých provozních ztrátách přičten příspěvek tahového napětí v čase  $t_{\infty}$ .

Posouzení napětí bylo provedeno v čase  $t_0$  a  $t_{\infty}$ . V čase  $t_0$  bylo uvažováno s příspěvkem napětí od klidového zemního tlaku.

Vnesení předpětí do konstrukce bylo uvažováno po 7 dnech a musel být stanoven modul pružnosti a pevnost betonu pro tento čas (viz statický výpočet).

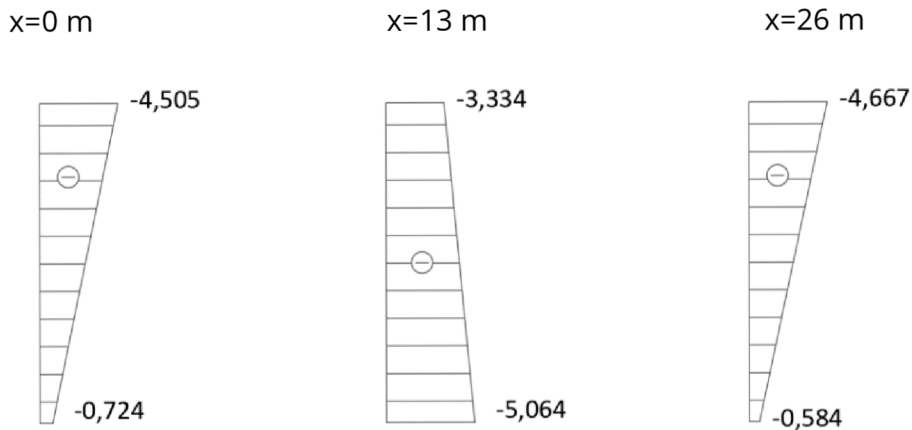
Pevnosti betonu C35/45 po 7 dnech:

$$f_{ck}(t) = 25,54 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm}(t) = 1,716 \text{ MPa}$$

$$E_{cm}(t) = 31,56 \text{ GPa}$$

## 8.1 Čas $t_0$



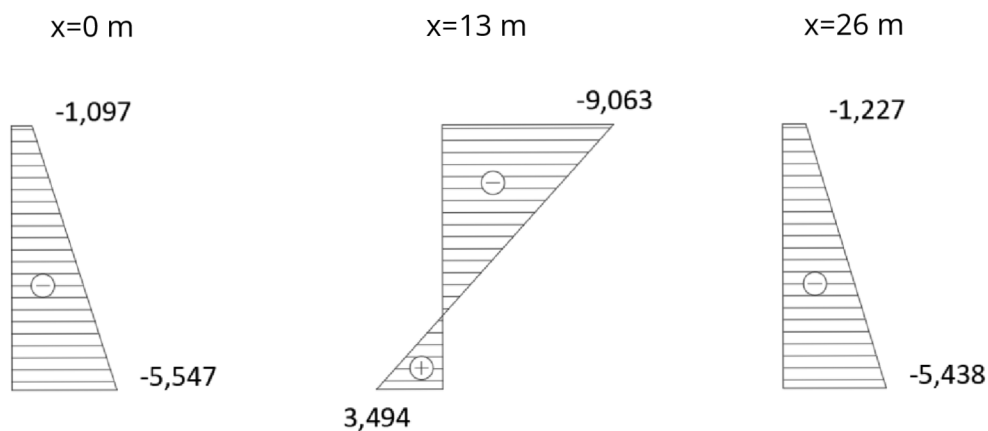
Obrázek 39 - Napětí v betonu v čase  $t_0$  pro rozhodující řezy

$$\sigma_c \leq 0,45 \cdot f_{ck}(t) = 11,493 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck}(t) = 15,324 \text{ MPa}$$

## 8.2 Čas $t_\infty$

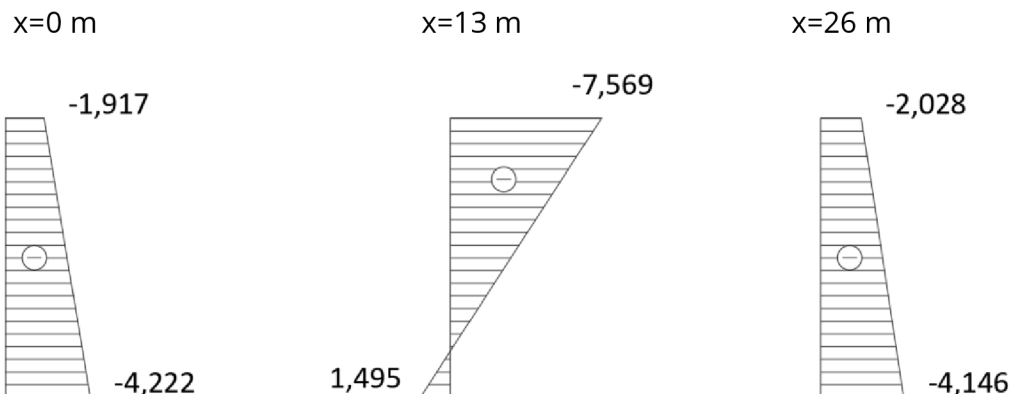
- Charakteristická kombinace



Obrázek 40 - Napětí v čase  $t_\infty$  - charakteristická kombinace

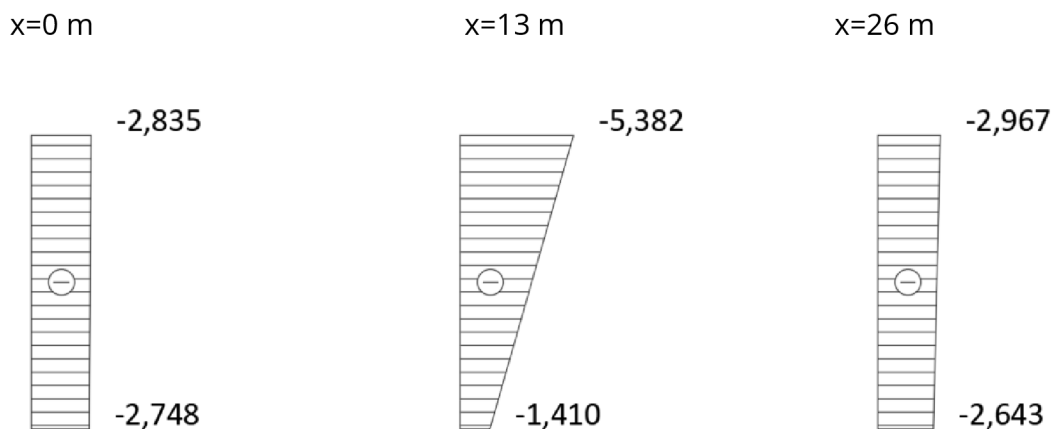
Pro tuto kombinaci vzniká v dolních vláknech tahové napětí překažující pevnost betonu v tahu. V rámci práce však není provedeno posouzení pro oslabený průřez trhlinou.

- Častá kombinace



Obrázek 41 - Napětí v čase  $t^\infty$  - častá kombinace

- Kvazistálá kombinace



Obrázek 42 - Napětí v čase  $t^\infty$  - kvazistálá kombinace

Napětí v každém řezu a pro každou kombinaci splňuje omezující podmínky pro napětí v betonu v tlaku i tahu.

$$|\sigma_c| \leq 0,45 \cdot f_{ck} = 15,75 \text{ MPa}$$

$$|\sigma_c| \leq 0,6 \cdot f_{ck} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c \leq f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$$

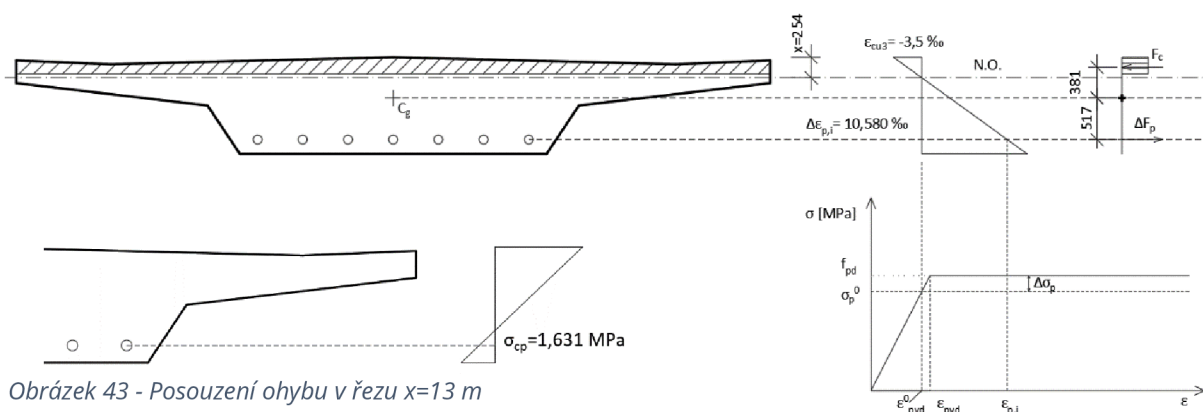
## 9 Mezní stav únosnosti

V mezních stavech únosnosti i použitelnosti byl průřez redukován vlivem smykového ochabnutí z důvodu charakteru průřezu (viz statický výpočet).

Byla stanovena únosnost v ohybu a ve smyku v podélném směru a posouzena s extrémními účinky od zatížení. Průřez je tvořen i vyloženými konzolami, a tak byl posouzen příčný směr, kde byl vytvořen prutový model konzoly a navržena výztuž na ohybový moment. Rámová stojka byla posouzena na interakci momentu a normálové síly. Pro ohyb a smyk byla navržena výztuž konstrukčně.

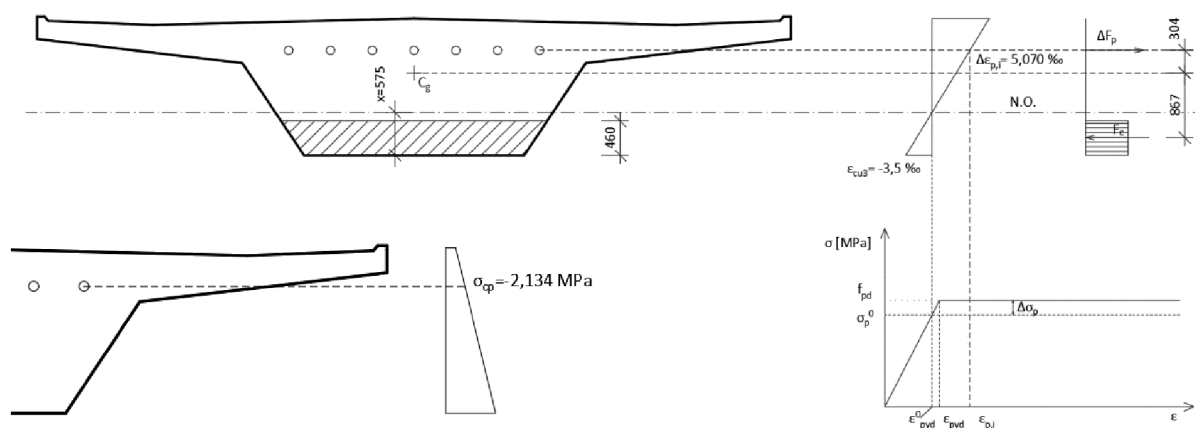
### 9.1 Ohyb

Posouzení ohybové únosnosti bylo provedeno pro řezy v polovině rozpětí ( $x=13$  m) a v rámovém rohu ( $x=0$  m)



Obrázek 43 - Posouzení ohybu v řezu  $x=13$  m

$$M_{Rd} = 13604,100 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 11297,689 \text{ kNm} \text{ (83\%)} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$



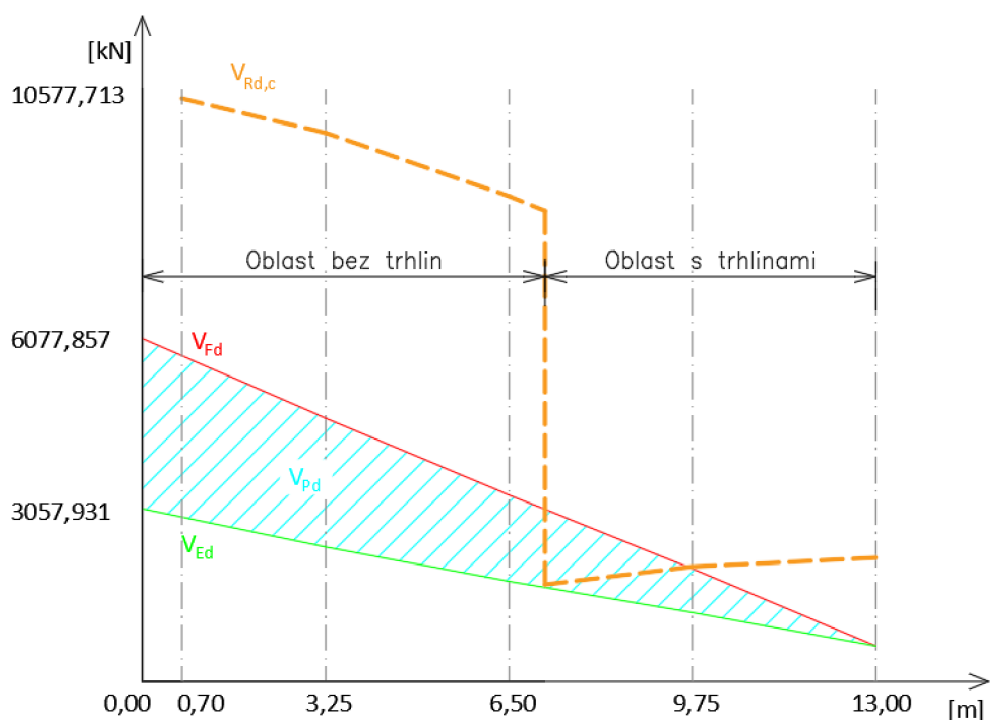
Obrázek 44 - Posouzení ohybové únosnosti v řezu  $x=0$  m

$$M_{Rd} = 28447,752 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 10720,4758 \text{ kNm} \text{ (38\%)} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

## 9.2 Smyk

Pro posouzení smyku byla mostovka rozdělena na oblasti s trhlinami a bez trhlin. Bylo nalezeno místo vzniku trhlin a posouzeny zvlášť jednotlivé oblasti pro řezy v osminách rozpětí a v líci opěry.

Rozhodujícím zatížením pro max posouvající sílu bylo zvláštní vozidlo, pro které byla stanovena poloha pomocí příčinkových čar v daných řezech.



Obrázek 45 - Graf smykové únosnosti konstrukce

V místě přechodu oblastí byla smyková únosnost bez smykové výztuže  $V_{Rd,c}$  blízko hranici návrhové posouvající síle. Konstrukční smyková výztuž však byla navržena jako 10-ti střížné třmínky  $\phi 12$ , a tak byla únosnost považována za dostatečnou.

## 9.3 Příčný směr

V příčném směru byla posouzena konzola na ohybový moment a na smyk na 1bm. Pro zjednodušené posouzení byla konzola modelována jako prut, ale bylo zde zohledněno deskové působení metodou spolupůsobící šířky. Spolupůsobící šířka však v tomto případě je v podélném směru mostu.

### 9.3.3 Podélný smyk

Po návrhu výztuže konzoly na ohybový moment musel být ještě zvažován vliv podélného smyku. Podélné smykové napětí totiž vzniká u T průřezů mezi přírubou a stojinou.

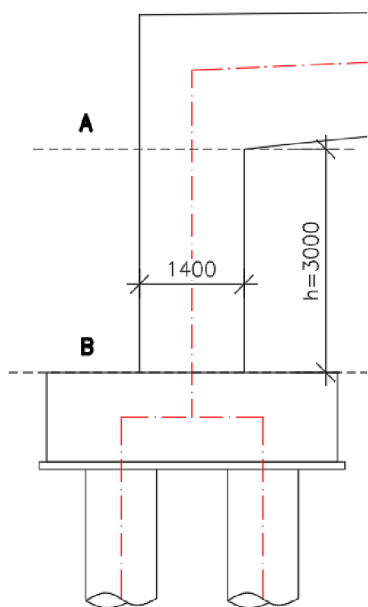
Podélné smykové napětí  $v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \cdot \Delta x} = 0,692 \text{ MPa}$

$v_{Ed} = 0,692 \text{ MPa} > 0,4 \cdot f_{ctd} = 0,587 \text{ MPa}$

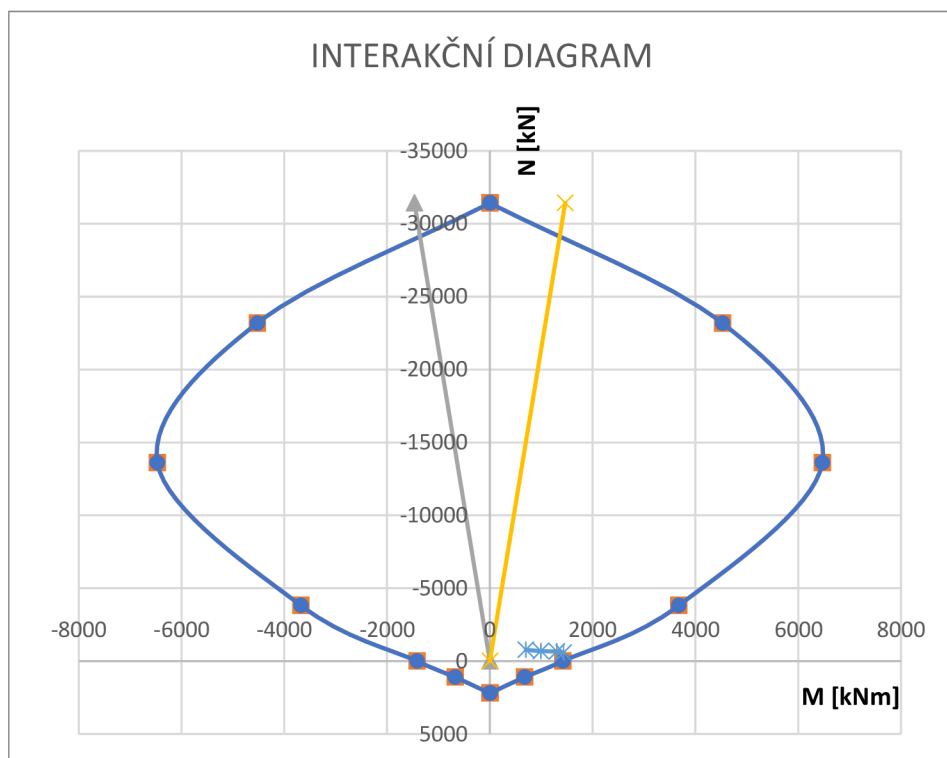
Podélné smykové napětí nevyhovuje podmínce  $v_{Ed} < 0,4 \cdot f_{ctd}$ , a tak se musela plocha ohybové výztuže zvětšit na plochu výztuže, která pokryje tento vliv.

### 9.4 Rámová stojka

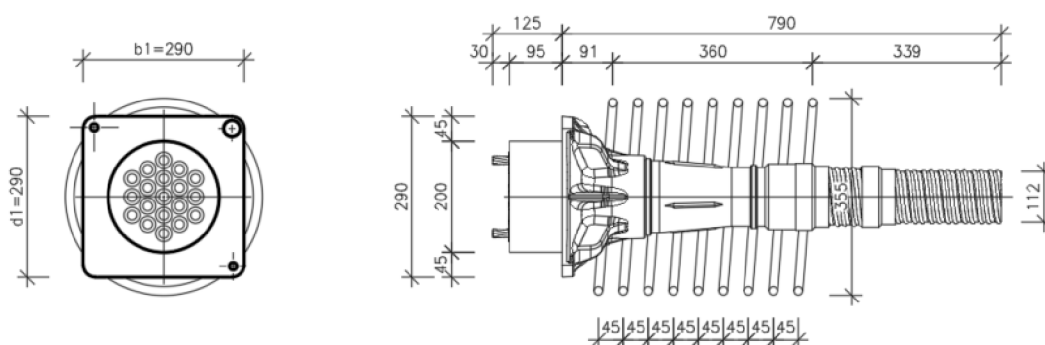
Pro rámovou stojku se vytvořily kombinace pro maximální moment a normálovou sílu a k nim vždy odpovídající normálová síla/moment. Takto stanovené návrhové veličiny byly porovnány s únosností stojky určené pomocí interakčního diagramu.



Obrázek 46 - Posuzované řezy a únosnost rámové stojky



## 10 Kotevní oblast



Obrázek 47 - Rozměry kotvy VSL GC 6-19

V kotevní oblasti byla posuzována únosnost betonu v soustředném tlaku, lokální oblast pod kotvou, oblast u povrchu čela a celková oblast pro všechny kotvy. Podle vznikajících štěpných sil byla navržena výztuž ve svislém a vodorovném směru.

Protažení lan při kotvení bylo stanoveno na  $\Delta l = 0,199 \text{ m}$

## 11 Fáze výstavby

### 11.1 Časový harmonogram

t=0 dní	Betonáž mostovky
t=7 dní	Vnesení předpětí
t=155 dní	Zatížení mostu ostatním stálým zatížením
t=248 dní	Uvedení mostu do provozu
(t=36500 dní	Životnost mostu)

### 11.2 Postup výstavby

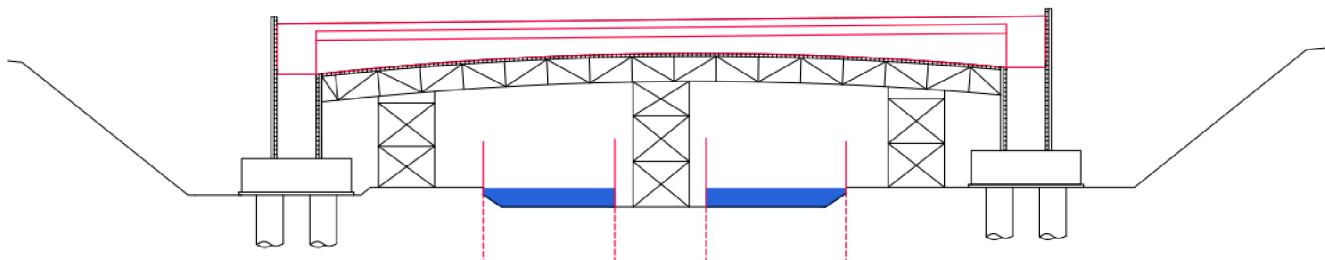
Fáze výstavby jsou zjednodušeně popsány v 5 krocích. Ukončení ošetřování betonu bude po 5 dnech. Po 5 měsících (155 dnech) budou vybetonovány římsy, položena vozovka a následně ukotveno zábradlí a svodidla do mostních říms.



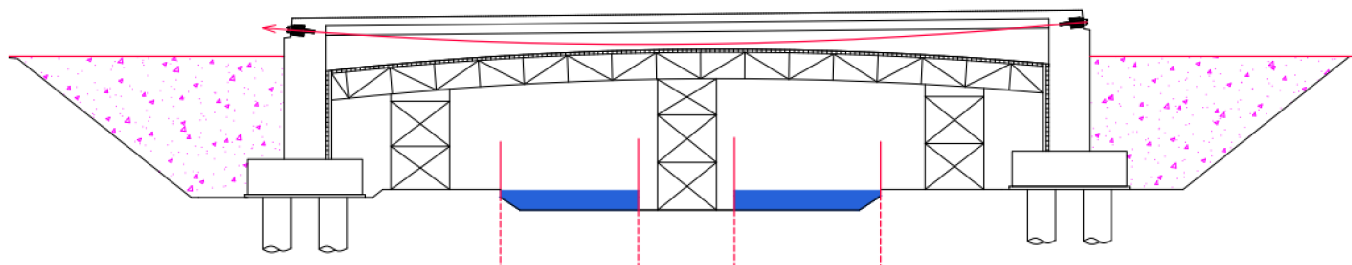
Obrázek 48 - Fáze 1 - Skrývka ornice, výkopové práce, vrtání pilot, betonáž pilot a základových pásů, vytvoření 1. pracovní spáry



Obrázek 49 - Fáze 2 - Vytvoření bednění pro stojky, armování a betonáž stojek, vytvoření 2. pracovní spáry

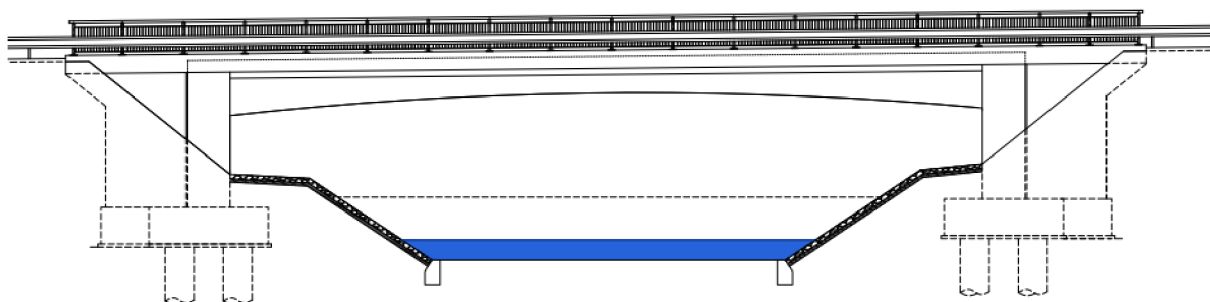


Obrázek 50 - Fáze 3 - Zapažení vodního toku, výstavba sruže a následná betonáž mostovky



Obrázek 51 - Fáze 4 - Zasypání rubu opěr, napínání kabelů čas  $t_0$





Obrázek 52 – Fáze 5 - Uvedení mostu  
do provozu po 248 dnech

## 12 Závěr

V této práci byly navrženy tři varianty přemostění silničního mostu přes říční tok. Po zhodnocení všech variant se vybrala varianta rámové jednopolové konstrukce a byla provedena její detailní analýza. Po vytvoření prutových rovinných modelů bylo srovnáno chování těchto modelů s pružně podepřeným modelem. Most byl následně posouzen na dané zatížení a shledán jako vyhovující podle platných norem.

Další možnosti, které se daly provést v rámci výpočtu, jsou např. vytvoření deskostěnového modelu nebo provést výpočet jako fázovanou výstavbu. V práci je zjednodušeně uvažováno při výpočtu okamžité ztráty pružným přetvořením betonu s volným zkrácením konstrukce. To však není úplně přesné, protože mostovka je spojena s rámovými stojkami.

Práce ukazuje jednu z dalších možností jak lze přemostit danou překážku pomocí mostu o jednom poli. Rámové mosty sice ušetří náklady za mostní závěry a ložiska, ale za to jsou náchylné na deformace, poklesy základové půdy a působení teploty, které je ve výpočtu třeba brát v potaz. V různých literaturách se také můžeme setkat s rozdílnými přístupy k idealizaci hlubinného založení u těchto typů konstrukcí. I přes tyto aspekty, jsou rámové mosty často voleny jako varianty mostů o jednom poli a spolehlivě plní svou funkci.

## 13 Seznam použitých zdrojů

[1] NEČAS, Radim, Jan KOLÁČEK a Josef PANÁČEK. BL12 – Betonové mosty I: zásady navrhování. Brno: Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, 2014. Studijní opory pro studijní programy s prezenční formou studia. ISBN 978-80-214-4979-4.

[2] ČSN EN 1992-1-1. Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí: Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. 210 stran. Praha: Český normalizační institut, 2006.

[3] ČSN EN 1992-2. Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí: Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady. 90 stran. Praha: Český normalizační institut, 2007.

[4] VSL International, 2020 [online]. Dostupné z: <http://www.vsl.cz/dodatecne-predpinani/>

[5] FOGLAR, Marek a Jan PĚNČÍK. Idealizace hlubinného založení na vrtaných pilotách. Konference ANSYS 2009. 2015, 9.

[6] KOLÁČEK, Jan, ed. Informace pro studenty. BL012 - Betonové mosty [online]. Dostupné z: <https://www.fce.vutbr.cz/BZK/kolacek.j/>

## 14 Seznam příloh

### P1 – Podklady, studie a vizualizace

P1.01 Studie – varianta A

P1.02 Studie – varianta B

P1.03 Studie – varianta C

P1.04 Vizualizace

### P2 – Přehledné a podrobné výkresy

P2.01 Situace

P2.02 Podélný řez

P2.03 Příčný řez

P2.04 Výkres betonářské výztuže

P2.05 Výkres předpínací výztuže

### P3 – Statický výpočet

## 15 Seznam obrázků

Obrázek 1 - Příčné uspořádání – varianta A .....	11
Obrázek 2 - Podélné uspořádání – varianta A .....	12
Obrázek 3 - Příčné uspořádání – varianta B .....	12
Obrázek 4 - Podélné uspořádání – varianta B .....	13
Obrázek 5 - Příčný řez v polovině rozpětí – varianta C .....	14
Obrázek 6 - Příčný řez v líci opěry – varianta C .....	14
Obrázek 7 - Podélné uspořádání varianta C .....	14
Obrázek 8 - Pohled na prostorový prutový model v prostředí SCIA Engineer .....	16
Obrázek 9 - Axonometrický pohled na prutový model .....	17
Obrázek 10 – Tuhé rameno .....	17
Obrázek 11 – Připojení pilot k modelu .....	17
Obrázek 12 - Idealizace hlubinného založení .....	18
Obrázek 13 - Model na obou stranách vetknutý .....	19
Obrázek 14 - Model s posuvným vetknutím .....	19
Obrázek 15 - Model prostě podepřený .....	19
Obrázek 16 - Model na obou stranách podepřen kloubově .....	20
Obrázek 17 - Srovnání rovinných modelů .....	20
Obrázek 18 – Model s pružným podepřením .....	21
Obrázek 19 - Deformovaná konstrukce – model s pružným podepřením .....	21
Obrázek 20 - Deformovaná konstrukce – posuvné vetknutí .....	21
Obrázek 21 - Deformovaná konstrukce – kloubové podepření .....	22
Obrázek 22 - Graf zemních tlaků v závislosti na poměru $y/H$ .....	22
Obrázek 23 - Maximální vodorovný posun $u_x$ .....	22
Obrázek 24 - Excentricity a vzepětí předpínacích kabelů .....	23
Obrázek 25 - Parametry parabolického oblouku .....	23
Obrázek 26 - Napětí v rámovém rohu (nad podporou) .....	24
Obrázek 27 - Napětí v polovině rozpětí pro častou kombinaci .....	24
Obrázek 28 - Napětí v polovině rozpětí s vlivem předpětí .....	25
Obrázek 29 - Napětí v rámovém rohu (nad podporou) s vlivem předpětí .....	25
Obrázek 30 - Ostatní stálé zatížení .....	26
Obrázek 31 - Ekvivalentní zatížení od jednotkového předpětí .....	27
Obrázek 32 - Zemní tlak v čase $t^\infty$ (stojka č.2) .....	28
Obrázek 33 - Zemní tlak v čase $t^\infty$ (stojka č.1) .....	28
Obrázek 34 - Zemní tlak v čase $t_0$ .....	28
Obrázek 35 - Zatížení kolovými tlaky .....	29
Obrázek 36 - Rovnoměrné zatížení UDL .....	29
Obrázek 37 - Rovnoměrné zatížení chodci .....	29
Obrázek 38 - Zatížení zvláštním vozidlem 1800/200 .....	30
Obrázek 39 - Napětí v betonu v čase $t_0$ pro rozhodující řezy .....	34
Obrázek 40 - Napětí v čase $t^\infty$ - charakteristická kombinace .....	34

Obrázek 41 - Napětí v čase $t_{\infty}$ - častá kombinace .....	35
Obrázek 42 - Napětí v čase $t_{\infty}$ - kvazistálá kombinace .....	35
Obrázek 43 - Posouzení ohybu v řezu $x=13$ m .....	36
Obrázek 44 - Posouzení ohybové únosnosti v řezu $x=0$ m.....	36
Obrázek 45 - Graf smykové únosnosti konstrukce .....	37
Obrázek 46 - Posuzované řezy a únosnost rámové stojky .....	38
Obrázek 47 - Rozměry kotvy VSL GC 6-19 .....	39
Obrázek 48 - Fáze 1 - Skrývka ornice, výkopové práce, vrtání pilot, betonáž pilot a základových pásů, vytvoření 1. pracovní spáry .....	40
Obrázek 49 - Fáze 2 - Vytvoření bednění pro stojky, armování a betonáž stojek, vytvoření 2. pracovní spáry.....	40
Obrázek 50 - Fáze 3 - Zapažení vodního toku, výstavba skruže a následná betonáž mostovky .....	40
Obrázek 51 - Fáze 4 - Zасыпání rubu opěr, napínání kabelů čas $t_0$ .....	40
Obrázek 52 - Fáze 5 - Uvedení mostu do provozu po 248 dnech .....	41

## 16 Seznam tabulek

Tabulka 1 - Napětí v předpínací výztuži po okamžitých a dlouhodobých ztrátách .....	33
---	----